KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİKDÖRTGEN KESİTLİ SU DEPOLARININ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE DEPO-SIVI-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİ DİKKATE ALARAK ANALİTİK YÖNTEMLERLE KARŞILAŞTIRMALI DEPREM HESABI

İnş. Yük. Müh. Adem DOĞANGÜN

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce
"Doktor"
Ünvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih :21.04.1995
Tezin Sözlü Savunma Tarihi :03.08.1995

Tezin Danışmanı : Prof. Dr. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Aydın DUMANOĞLU

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Zekai CELEP

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Temel SAVAŞKAN

Ağustos 1995
TRABZON

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Dikdörtgen kesitli su depolarının sonlu elemanlar yöntemiyle depo-sıvı-zemin etkileşimini dikkate alarak analitik yöntemlerle karşılaştırılmalı deprem hesabı konusundaki bu çalışmayı bana önererek diğer önemli görevlerine rağmen çalışmamı başlangıcından sonuna kadar sürekli takip edip, çalışmam boyunca bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşılamak için uğraş veren, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım yönetici hocam Sayın Prof.Dr. Ahmet DURMUŞ 'a şükran ve saygılarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Çalışmalarım boyunca yakın ilgi ve desteğini gördüğüm, özellikle önerileriyle bana cesaret veren ve jüri başkanlığı görevini üstlenen değerli hocam Rektörümüz Sayın Prof. Dr. A. Aydın DUMANOĞLU'na minnettar olduğumu belirtir teşekkürlerimi sunarım.

Jüri üyeliği gibi önemli bir görevi üstlenen ve tezimi titizlikle inceleyip değerlendiren İTÜ öğretim üyelerinden değerli hocamız sayın Prof. Dr. Zekai CELEP'e de samimi şükranlarımı sunarım.

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

Çalışmamla ilgilenmek suretiyle bana moral destek veren Yrd. Doç. Dr. Yusuf AYVAZ'a, Doç. Dr. Ümit UZMAN'a, araştırmacı arkadaşlarıma ve ayrıca çalışmama destek veren diğer tüm akademik ve idari personele teşekkürlerimi sunarım.

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

Trabzon, Ağustos 1995 — Adem DOĞANGÜN

İÇİNDEKİLER

Sayfa

Sayfa

Sayfa

ÖZET

Yapım ve fonksiyonları yönünden özelik arzeden sıvı depolarının da depreme dayanımlı olarak yapılmaları gerektiği açıktır. Oysa, teknik literatürden bu tür özel mühendislik yapılarının depremden dolayı kabul sınırlarının ötesinde hasar gördüğü, hatta bir çoğunun yıkılarak önemli derecede mal ve can kaybına neden olduğu da bilinen bir gerçektir. Bu durum, bunların deprem emniyetlerinin çağdaş yönetmeliklerde öngörülen düzeyde olmadığını göstermektedir. Bu sonuç, yapım aşamalarında gerekli özenin gösterilmiş olması durumunda, projelendirilmelerinde kullanılan hesap yöntemlerine atfedilebilmektedir.

Bu çalışmanın temel amacı, dikdörtgen kesitli sıvı depolarının, Lagrange'cı yaklaşımla seçilen sıvı elemanı kullanan, sonlu elemanlar yöntemiyle depo-sıvı-zemin etkileşimlerini de dikkate alarak analitik yöntemlerle karşılaştırılmalı olarak dinamik davranışlarını incelemekten ibarettir. Bu amaçla gerçekleştirilen çalışma yedi asıl ve beş ek bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm genel bilgiler bölümü olup, ikinci bölümde ilk aşamada depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçların analitik yöntemlerle hesabı konusunda bir sentez çalışması verilmekte, ikinci aşamada depoların pratik deprem hesabı üzerinde durularak çeşitli depo karakteristikleri için Graham-Rodriguez, Housner ve Hunt-Priestley yöntemleriyle elde edilen sonuçlar irdelenmekte, üçüncü aşamada sonlu elemanlar yöntemi için bazı bilgilerin verilmesinden sonra, bu yöntemle depo-sıvı etkileşimini de dikkate almak suretiyle deprem hesabı için kullanılan, Westergaard'ın kütle ekleme yöntemiyle birlikte Euler ve Lagrange yaklaşımları verilerek depo-zemin etkileşimini de dikkate alan çözümlerin bilgisayarla gerçekleştirilmesi üzerinde durulmakta, dördüncü aşamada ise yedi farklı sayısal uygulama ve bu uygulamalardan elde edilen bulguların karşılaştırılması verilmektedir. Üçüncü bölümde Lagrange yaklaşımıyla seçilen üç boyutlu sıvı elemanın, çeşitli özeliklere sahip depolar üzerinde ikinci bölümde yapılan sayısal uygulama sonuçlarına göre, etkinliği incelenmektedir. Çalışmanın bütününden çıkartılan sonuçlar ve öneriler dördüncü bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar listesi ve beş ek bölüm izlemektedir.

Elde edilen sonuçlar, Lagrange yaklaşımıyla seçilen üç boyutlu sıvı elemanının, depo-sıvı-zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, dikdörtgen depoların statik ve dinamik hesaplarında, bu konudaki mevcut analitik yöntemlerle karşılaştırıldığında, başarıyla kullanılabileceğini ortaya koymuş bulunmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Dikdörtgen Depo, Deprem Hesabı, Analitik Yöntemler, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Lagrange'cı Yaklaşım, Sıvı Eleman, Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimi

EARTHQUAKE ANALYSIS OF RECTANGULAR WATER TANKS CONSIDERING LIQUID-STRUCTURE-SOIL INTERACTION USING FINITE ELEMENT METHOD BY COMPARING WITH ANALYTICAL METHODS

SUMMARY

It is known that liquid storage tanks which are special for construction and functions must be constructed well to be resistant against earthquakes. However, from technical literature these kinds of special engineering structures are damaged due to earthquakes beyond the accepted limits, and many of them collapsed. Due to this reason, many lives are lost. The situation shows that safety of them in an earthquake is not in the same level requested by codes. These results are attributed to the methods used in the design provided that necessary attention is given during the construction.

The main purpose of this study is to analyze the dynamic behaviour of rectangular liquid storage tanks considering liquid-structure-soil interaction with finite elemant method using fluid elements chosen by Lagrangian approach by comparing them with analytical methods. This study made for this purpose consists of seven chapters and five appendices. Introductory information is presented in Chapter 1. In Chapter 2, firstly, the determination of hydrodynamic pressures acting on tank walls by analytical methods are presented, secondly, practical earthquake analysis of tanks are presented, and the results obtained by Graham-Rodriguez, by Housner and by Hunt-Priestley methods are interpreted for different tank characteristics, thirdly, after the introductory information on the finite element analysis is given, Westergaard's added mass, Eulerian and Lagrangian approaches are presented for the earthquake analysis by the finite element method considering fluid-tank interaction. Than some information about obtaining the results using computers by considering soil-tank interaction is presented, finely, seven different numerical examples and comparasion of results of these examples are given. In Chapter 3, effectiveness of three dimensional Lagrangian fluid element is evaluated on examples which are given in Chapter 2. Conclusion drawn from the study are presented, and some recommandations for future studies are made in Chapter 4. This chapter followed by list of references and five appendices.

Results drawn from this study show that three dimensional Lagrangian fluid finite element can be use succesfully in the static and dynamic analysis of rectangular tanks, considering soil-tank-fluid interaction when compared with the results of analytical methods.

Key Words: Rectangular Tanks, Earthquake Analysis, Analytical Methods, Finite Element Method, Lagrangian Approach, Fluid Element, Liquid-Structure-Soil Interaction

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

Sayfa

TABLO LİSTESİ

Sayfa

SEMBOL LİSTESİ

A : Sinüzoidal hareketin genliği
A(u) : Ağırlıklı kalıntılar yöntemiyle çözüm için sıvı alanında tanımlanan bir ifade
A_h : Standartlaştırılmış yatay spektrum ivmesi
A_v : Standartlaştırılmış düşey spektrum ivmesi
A_p : İhtimal faktörü
a_m : Yer hareketi maksimum ivmesi
a^*_m : Bir serbestlik dereceli elastik sistemin maksimum spektrum ivmesi
a(t) : Yer hareketi ivmesinin zamanla değişimi
$a_x(t)$: Yer hareketi ivmesinin x ekseni doğrultusunda değişimi
$a_y(t)$: Yer hareketi ivmesinin y ekseni doğrultusunda değişimi
$a_z(t)$: Yer hareketi ivmesinin z ekseni doğrultusunda değişimi
B : Şekildeğiştirme-Yerdeğiştirme matrisi
B(u) : Ağırlıklı kalıntılar yöntemiyle çözümde sınırlarda tanımlanan bir ifade
b : Depremden doğan yatay yer hareketine dik doğrultudaki depo enkesit boyutunun yarısı
C : Sönüm matrisi
C_j : Sıvı sıkışabilirliğinin dikkate alınmasında kullanılan bir katsayı
C_h : Yatay deprem kuvvetinin hesaplanmasında kullanılan bir katsayı
C_m : Hidrodinamik basıncın Zangar yöntemiyle hesabında kullanılan bir katsayı
C_p : Hidrodinamik basıncın Chwang-Housner yöntemiyle hesabında kullanılan bir katsayı
Ç : Hidrodinamik basıncın Westergaard yönteminde parabol dağılım kabulüyle
: belirlenmesinde kullanılan bir katsayı
D : Esnek depolarda duvar yerdeğiştirmesine bağlı bir büyüklük
d_f : Esnek depoların modellenmesinde kullanılan bir kütlenin (m_f) ağırlık merkezinin depo tabanından itibaren yüksekliğindeki depo duvarı yatay yerdeğiştirmesi
d_{maks} : Depoda oluşacak maksimum dalga yüksekliği

E : Depo inşasında kullanılmış olan malzemenin elastisite modülü

E_z : Depo taban zemini elastisite modülü

E : Elemanları sıvının hacimsel elastisite modülü ve kısıtlama parametrelerinden ibaret

: olan 4x4 boyutlu elastisite (gerilme-şekildeğiştirme) matrisi

E_v : Sıvının hacimsel elastisite modülü

E_{11} : Elastisite matrisinin 1. satır ve sutunundaki eleman ($=E_v$)

E_{22} : Seçilen sıvı elemanda x ekseni doğrultusu için kullanılan kısıtlama parametresi

E_{33} : Seçilen sıvı elemanda y ekseni doğrultusu için kullanılan kısıtlama parametresi

E_{44} : Seçilen sıvı elemanda z ekseni doğrultusu için kullanılan kısıtlama parametresi

F : Esnek depolarda duvar yerdeğiştirmesine bağlı bir büyüklük

F : Euler'ci yaklaşımda radyasyon koşulunu içeren bir matris

F_i : Dış yük

f(z) : Depo duvarlarının yüksekliğe bağlı yatay yerdeğiştirmesi

f_0 : Euler'ci yaklaşımda katı-sıvı arayüzeyindeki etkileşimden doğan dış kuvvet

G : Kayma modülü

g : Yerçekimi ivmesi

H : Depo duvarının yüksekliği

H : Euler'ci yaklaşımda sıvı rijitliğini içeren bir matris

h : Depodaki sıvı yüksekliği

h_a : Atıl sıvı basıncı bileşkesinin depo tabanından itibaren yüksekliği

h_{at} : Atıl kütlenin belirlenmesinde kullanılan sıvı yüksekliği

h_f : Esnek depolarda kullanılan m_f kütlesinin tabandan itibaren yüksekliği

h_i : İmpuls basınçları bileşkesinin depo tabanından itibaren yüksekliği

h_u : Depo tavanı ortalama düzleminin taban zemini üst yüzünden itibaren yüksekliği

h_b : Depo tabanı ortalama düzleminin taban zemini üst yüzünden itibaren yüksekliği

h_w : Depo duvarları ağırlık merkezinin taban zemini üst yüzünden itibaren yüksekliği

h_{if} : Esnek duvarlı depoların modellenmesinde impuls basınçları bileşkesinin depo

: tabanından itibaren yüksekliği

h_{on} : n. moddaki salınım basınçları bileşkesinin depo tabanından itibaren yüksekliği

h_{id} : Taban basıncının dikkate alınması durumunda devirici moment için impuls basınçları bileşkesinin depo tabanından itibaren yüksekliği

h_{od} : Taban basıncının dikkate alınması durumunda devirici moment için salınım basınçları bileşkesinin depo tabanından itibaren yüksekliği

h_0 : Euler'ci yaklaşımda arayüzey etkileşiminden doğan dış kuvvet

I : Eylemsizlik (atalet) momenti

J : Koordinat dönüşüm (Jacobian) matrisi

J_0 : Sıfırıncı dereceden birinci çeşit Bessel fonksiyonu

i : Genelleştirilmiş koordinatlarda kullanılan bir indis

j : Serilerde kullanılan tek sayılar (j=1,3,5,.....)

K : Rijitlik matrisi

$\mathbf{K}^*$: Yüzey salınımlarının da dikkate alındığı rijitlik matrisi

k_n : n. moddaki rijitlik

k_v : Düşey titreşim modu için bir katsayı

L : Euler'ci yaklaşımda sıvı elemanlar için kullanılan bir matris

l : Depremin dikkate alınan bileşeni doğrultusundaki sıvı uzunluğunun yarısı

M : Kütle matrisi

$\mathbf{M}_a$: Eklenmiş kütle matrisi

M_d : Devirici moment

M_e : Depo taban-duvar ayrıtlarındaki eğilme momenti

$\mathbf{M}^*$: Eklenmiş kütle matrisini de içeren kütle matrisi

m_a : Sıvı atıl kütlesi

m_b : Depo tabanının kütlesi

m_f : Esnek duvarlı depoların modellenmesinde kullanılan bir kütle

m_i : Sıvı impuls kütlesi

m_o : Sıvı salınım kütlesi

m_{on} : Sıvının n. moddaki salınım kütlesi

m_t : Depo içindeki toplam sıvı kütlesi

m_u : Depo tavanının kütlesi

m_w : Depo duvarlarının toplam kütlesi

m_{if} : Esnek duvarlı depoların modellenmesinde kullanılan impuls kütlesi

N : Esnek duvarlı depolarda Housner yöntemi için bir katsayı

n : Mod numarası (n=1,2,3,...)

O : Euler'ci yaklaşımda katı-sıvı arayüzeyindeki etkileşim için dikkate alınan bir matris

P : Hidrodinamik basınçların bileşkesi

P : Enterpolasyon fonksiyonlarının eleman eksen takımına göre türevlerini içeren 3x8 boyutunda bir matris

P_a : Atıl etkinin oluşturduğu bileşke basınç kuvveti

P_i : İmpuls etkisinin oluşturduğu bileşke basınç kuvveti

P_o : Salınım etkisinin oluşturduğu bileşke basınç kuvveti

p : Hidrodinamik basınç

p : Hidrodinamik basınç vektörü

p_e : Eylemsizlik kuvvetinin oluşturduğu basınç

p_i : Hidrodinamik impuls basıncı

p_{ixx} : Depremin x ekseni doğrultusundaki bileşeninden dolayı x ekseni doğrultusunda etkiyen hidrodinamik basınç

p_{ixy} : Depremin y ekseni doğrultusundaki bileşeninden dolayı x ekseni doğrultusunda etkiyen hidrodinamik basınç

p_{ixz} : Depremin z ekseni doğrultusundaki bileşeninden dolayı x ekseni doğrultusunda etkiyen hidrodinamik basınç

$\mathbf{p}_n$: Herhangi bir düğüm noktasındaki basınç vektörü

p_o : Hidrodinamik salınım basıncı

p_s : Hidrostatik basınç

p_{xr} : Seçilen sıvı elemanın x ekseni doğrultusu için dönme basıncı

p_{yr} : Seçilen sıvı elemanın y ekseni doğrultusu için dönme basıncı

p_{zr} : Seçilen sıvı elemanın z ekseni doğrultusu için dönme basıncı

Q(i) : Enterpolasyon fonksiyonları

Q : Enterpolasyon fonksiyon vektörü

$Q_s(i)$: Yüzey elemanları için enterpolasyon fonksiyonları

$\mathbf{Q}_s$: Yüzey elemanları için enterpolasyon fonksiyon vektörü

q : Sınır değer

q_i : Boyutsuz impuls basınç fonksiyonu

q_{o1} : Birinci salınım modu için boyutsuz basınç fonksiyonu

q_{o2} : İkinci salınım modu için boyutsuz basınç fonksiyonu

R : Ağırlıklı kalıntılar yönteminde kalıntı

$\mathbf{R}$: Dügüm noktası yük vektörü

r : Yerel eksen takımının r ekseni doğrultusundaki bileşen

r_h : Hidrolik yarıçap

$\mathbf{S}$: Yüzey salınımların oluşturduğu rijitlik matrisi

S_a : Spektrum ivmesi

s : Yerel eksen takımının s ekseni doğrultusundaki bileşen

T : Kinetik enerji

T_b : Depo taban hareketinin periyodu

T_h : Esnek duvarlı depoda depo-sıvı bağlaşık sisteminin yatay titreşim periyodu

T_i : Depodaki sıvının impuls modu titreşim periyodu

T_{on} : Depodaki sıvı salınımın n. modu periyodu

T_v : Depo-zemin etkileşimiyle hesaplanan düşey titreşim modu periyodu

T_0 : Yarı sonsuz uzunluklu sıvının titreşim periyodu

t : Zaman, yerel eksen takımının t doğrultusundaki bileşen

t_w : Depo duvarlarının kalınlığı

t_b : Depo tabanının kalınlığı

t_u : Depo tavanının kalınlığı

U : Potansiyel enerji

$\mathbf{u}$: Yerdeğiştirme vektörü

u_{bmaks} : Deprem etkisindeki boş depo duvarı üst uçlarındaki maksimum yatay yerdeğiştirme

u_{dmaks} : Deprem etkisindeki dolu depo duvarı üst uçlarındaki maksimum yatay yerdeğiştirme

u_i : i nolu yerdeğiştirme bileşeni

$\mathbf{u}_n$: Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörü

$\mathbf{u}_s$: Sıvı serbest yüzeyinin düşey yerdeğiştirme vektörü

u_x : x ekseni doğrultusunda yerdeğiştirme

u_y : y ekseni doğrultusunda yerdeğiştirme

u_z : z ekseni doğrultusunda yerdeğiştirme

X : x ekseni doğrultusundaki kütle kuvveti

x : Genel eksen takımının x ekseni doğrultusundaki bileşen

V : Depo hazne hacmi

V_s : Basınç dalgalarının sıvıda yayılma hızı

$\mathbf{v}$: Hız vektörü

v_x : x ekseni doğrultusundaki hız bileşeni

v_y : y ekseni doğrultusundaki hız bileşeni

v_z : z ekseni doğrultusundaki hız bileşeni

v_Γ : Ağırlıklı kalıntılar yönteminde sıvı sınırlarındaki bilinmeyenler için seçilen bir fonksiyon

v_Ω : Ağırlıklı kalıntılar yönteminde sıvı alanında bilinmeyenler için seçilen bir fonksiyon

W_t : Toplam sıvı ağırlığı

Y : y ekseni doğrultusundaki kütle kuvveti

$\mathbf{Y}$: Euler'ci yaklaşımda arayüzey etkileşimi için dikkate alınan bir matris

y : Genel eksen takımının y ekseni doğrultusundaki bileşen

Z : z ekseni doğrultusundaki kütle kuvveti

z : Sıvının üst yüzeyinden itibaren derinliği, genel eksen takımının z ekseni doğrultusundaki bileşen

α' : Maksimum yer hareket ivmesinin yıllık aşılma ihtimaline göre çeşitli değerler alan yatay ivme katsayısı

α'' : Düşey ivme katsayısı ($=0{,}7\alpha'$)

α_R : Kütle matrisi için Rayleigh sönüm katsayısı

β : Newmark-β yönteminde keyfi bir sabit

β' : Deprem bölge katsayısı

β_R : Rijitlik matrisi için Rayleigh sönüm katsayısı

Γ : Sıvı sınırları

γ : Newmark-β yönteminde keyfi bir sabit

γ_{xy} : x ve y doğrultuları arasındaki açı değişimi

γ_{yz} : y ve z doğrultuları arasındaki açı değişimi

γ_{zx} : z ve x doğrultuları arasındaki açı değişimi

∇^2 : Laplace operatorü

ρ : Sıvı birim kütlesi

ρ_w : Depo inşa malzemesinin birim kütlesi

ρ_z : Depo taban zemini birim kütlesi

σ_x : x ekseni doğrultusundaki normal gerilme

σ_y : y ekseni doğrultusundaki normal gerilme

σ_z : z ekseni doğrultusundaki normal gerilme

τ_{xy} : Normali x ekseni doğrultusunda olan yüzeyde y ekseni doğrultusundaki kayma gerilmesi

τ_{yz} : Normali y ekseni doğrultusunda olan yüzeyde z ekseni doğrultusundaki kayma gerilmesi

τ_{zx} : Normali z ekseni doğrultusunda olan yüzeyde x ekseni doğrultusundaki kayma gerilmesi

λ : Dalga boyu, depo narinliği

θ : Duvar iç yüzünün düşeyle yaptığı açı

ϵ : Şekildeğiştirme tansörü

ε : Seçilen sıvı eleman için şekildeğiştirme tansörü

ε_v : Hacimsel şekildeğiştirme

ε_x : x ekseni doğrultusundaki birim boy değişimi

ε_y : y ekseni doğrultusundaki birim boy değişimi

ε_z : z ekseni doğrultusundaki birim boy değişimi

ε_{xr} : x ekseni doğrultusu için rijit cisim dönmesi

ε_{yr} : y ekseni doğrultusu için rijit cisim dönmesi

ε_{zr} : z ekseni doğrultusu için rijit cisim dönmesi

ζ : Durgun haldeki sıvı düşey yerdeğiştirmesi

η_i : Sayısal integrasyonda yerel eksen takımının r bileşeni için ağırlık katsayısı

η_j : Sayısal integrasyonda yerel eksen takımının s bileşeni için ağırlık katsayısı

η_k : Sayısal integrasyonda yerel eksen takımının t bileşeni için ağırlık katsayısı

Π_ε : Şekildeğiştirme enerjisi

Π_s : Yüzey elemanları şekildeğiştirme enerjisi

υ : Poisson oranı

υ_k : Kinematik viskozite

υ_z : Zeminin Poisson oranı

ξ : Sönüm oranı

Φ : Hız potansiyeli (basınç potansiyeli/potansiyel/hız alanı)

ϕ : Salınım açısı (S_a/g)

ψ_x : x ekseni doğrultusu için kısıtlama parametresi katsayısı

ψ_y : y ekseni doğrultusu için kısıtlama parametresi katsayısı

ψ_z : z ekseni doğrultusu için kısıtlama parametresi katsayısı

Ω : Sıvı ortamı hacim ya da alanı

ω : Açısal hız (dairesel frekans)

ω_n : Özel açısal hız

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

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

İnsanoğlu belkide varlığından itibaren kendi ihtiyacı olan suyu depolama gereğini duymaktadır. Derelerin önüne setler yapmış olması, kayaları oyması ve ahşaptan tekne şeklinde oluklar yapmış olması bu düşünceyi desteklemektedir. Daha sonra bitkilerden ve hayvanlardan yararlanmaya başlayınca suyu depolama ihtiyacı daha da artmıştır.

Depolamada kullanılan yapı teknolojiye bağlı olarak değişmiştir. Gerçekten I. Dünya Savaşından itibaren çelikten ve betonarmeden depolar yapılmaya başlanmıştır. Daha sonra bunlara ilaveten öngerilmeli beton depolar da inşa edilmiş ve edilmektedir.

Bugün bu tür sıvı tutucu yapılar içme ve kullanım sularını, taşıt araçları (kara, deniz, uzay)için akaryakıtları, enerji üretimi ve sanayi için gerekli çeşitli sıvıları depolamada kullanılmaktadır. Diğer taraftan bunların, artan nüfusa paralel olarak, boyut ve sayılarının arttığı da bilinmektedir.

Bir depo yapımına karar verildiği zaman, hidrolik ve yapısal düşüncelerin birlikte değerlendirilmesi gerekmektedir. Çünkü yapısal olarak kusursuz olan bir depo hidrolik açıdan yetersiz kalabilir. Bunun tersinin olması da mümkündür [1]. Sıvı tutucu bu yapılarda, hidrolik ve yapısal özeliklerin yanında geçirimsizlik özelliğinin de önemli olduğu açıktır [2-5].

Su mühendisliği açısından depo, kaynaktan iletilen ve ihtiyaç yerine dağıtılan debiler arasındaki farkı dengelemektedir. Bu dengeleme sayesinde su alma tasfiye ve pompalama tesisleri ile iletim (isale) hattının ortalama debiye göre boyutlandırılması sağlanmış olmaktadır. Depoların görevleri ile depo hacminin ve ekonomik kotunun belirlenmesi gibi hidrolik özelikler daha çok su mühendisliğini ilgilendirdiğinden genellikle bu konudaki kaynaklarda verilmektedir [6, 7].

Depoya etkiyecek statik ve dinamik yüklerin belirlenmesi, bu yüklere göre yapısal çözümlemelerin yapılması, detaylandırılması ve böylece hazırlanan projeye göre inşa edilmesi ise yapı mühendisliğini ilgilendirmektedir. Projesinin hazırlanması ve uygulanması deponun zemine göre konumuna ve plandaki şekline bağlı olarak değişmektedir. Zemine göre konumlarına bağlı olarak depolar gömme; yerüstü ve ayaklı depolar olarak, geometrisine göre ise; silindirik, dikdörtgen vb. depolar olarak sınıflandırılmaktadır. Bunlar genellikle taban, duvarlar ve tavan olmak üzere başlıca üç kısımdan meydana gelmektedir. Projelendirmede bu elemanlar ayrı ayrı dikkate alınabileceği gibi bunları bir bütün olarak hesaplamak da mümkündür.

1.2. Geçmişte Yapılan Çalışmalar

Teknik literatürde gömme [8], yerüstü [8-19] ve ayaklı sıvı depolarının [1, 10, 20-23] statik ve betonarme hesaplarıyla, öngerilmeli beton sıvı depolarınının hesap ve inşa tekniklerini [24-28] içeren bir takım çalışmalar mevcuttur.

Depoların deprem hesabı dışındaki projelendirme, yapım ve kullanım aşamalarında, geçirimsizliği de sağlayacak şekilde, dikkat edilmesi gereken hususları, veren çeşitli ülkelerin standard ve yönetmelikleri de bulunmaktadır [29-31].

Diğer taraftan bir kısım sıvı depolarının birçok depremde hasar gördüğü de bilinmektedir [32, 33]. Bunların sözkonusu depremlerde hasar görmesi, deprem emniyetlerinin çağdaş yönetmeliklerde öngörülen düzeyde olmadığını dolayısıyla da inşaatlarının özenle yapılmış olması halinde sözkonusu emniyeti sağlamada kullanılan yöntemlerin gerçeği yansıtmadığını göstermektedir. Depremlerde sıvı depolarının hasar görmesi ya da yıkılması;

- içme ve kullanım sularının temin edilememesi,
- çıkan yangınların kontrol edilememesi,
- halk ve çevre sağlığı açısından tehlikeli sıvıların etrafa yayılması,

gibi istenmeyen olaylara sebep olabilmektedir [34-41]. Hatta çıkan yangınların kontrol edilememesi, tehlikeli sıvıların etrafa yayılması gibi olaylar bazen depremin kendisinden daha fazla tehlikeli olabilmektedir [42]. Bu nedenle yapım ve fonksiyonları yönünden özelik arzeden bu tür mühendislik yapılarının da depreme dayanımlı olarak yapılmaları gerekmektedir.

Daha önce de belirtildiği gibi sıvı depolarının deprem davranışları zemine göre konumlarına ve plandaki şekillerine göre değişmektedir.

Gömme depoların deprem hesabının; yerüstü depoların hesabından farkı, bunların hesabında diğer etkilere ilaveten dinamik zemin basıncının da dikkate alınması gereğidir. İstinat duvarları ve gömme depo duvarları gibi elemanlara deprem sırasında etkiyecek statik ve dinamik basınçların belirlenmesi için birçok ülke yönetmeliklerinde Mononobe-Okabe yöntemi önerilmektedir. Bu yöntemle ilgili bir değerlendirme kaynak [43] de mevcuttur. Japon yönetmeliğine göre dinamik zemin basıncı hesabı için gerekli bağıntılar kaynak [1, 44] de verilmektedir. Doğrudan gömme depoların deprem davranışları ile ilgili çalışmalar ise oldukça azdır [45-50].

Ayaklı depoların deprem hesabının yerüstü depoların hesabından farkı, bunların hesabında ayak esnekliğinin de dikkate alınması gereğidir. Türkiye'de tip proje olarak uygulanan 100 m^3 ve 1000 m^3 ayaklı depolar için deprem hesabı; gerek geleneksel toplanmış kütle yöntemi [51, 52] gerekse Housner yöntemiyle çeşitli modeller üzerinde yapılmıştır [53-54]. Housner yönteminde ayaklı deponun hazne kısmı yerüstü deposu gibi modellenmekte, ancak haznenin zemin yerine belirli bir rijitliği olan ayağa oturduğu kabul edilmektedir. Ayaklı depolarda; haznedeki sıvının modellenmesi [55-57], depo ayağı-zemin etkileşimi [58-60] ve depo-sıvı-zemin etkileşimi [61] konularında çalışmalar mevcuttur.

Teknik literatüre göre [62, 63] yerüstü depoların dinamik özeliklerini belirlemeye çalışan araştırmacıların başında Guthrie, Rayleigh ve Nikolai gelmektedir [64-67].

Rayleigh 1883 de yapmış olduğu çalışmada silindirik bir depo içindeki sıvının titreşimlerini incelemiştir. Bu incelemeyi takiben silindirik depolar konusunda birçok araştırma gerçekleştirilmiş, özellikle akaryakıt depolarının yaygın bir şekilde silindirik olarak yapılmasının da etkisiyle, bu çalışmalar bugün de yoğun bir şekilde devam etmektedir. Silindirik depolar üzerinde yapılan araştırmalarda incelenen konuların başlıcaları aşağıda verilmektedir:

- Depo-Sıvı etkileşiminin dikkate alınması [68-81].
- Depo-Zemin etkileşiminin dikkate alınması [82-86].
- Depoda meydana gelebilecek salınım hareketinin dikkate alınması [87-90].

- Depo tabanının kısmen zeminden ayrılması ve yatay ekseni etrafında salınım hareketinin dikkate alınması [91-101].
- Depoların burkulmasının dikkate alınması [102-105].
- Depremin düşey bileşeninin dikkate alınması [106-114].
- Depoların dinamik özeliklerinin deneysel olarak belirlenmesi [115-121]

Dikdörtgen depoların dinamik davranışlarıyla doğrudan ya da dolaylı olarak ilgili bugüne kadar yapılan çalışmalar ise;

1) depo duvarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımını belirlemeye,

2) kütle-yay yaklaşımıyla hidrodinamik basınç kuvvetlerini ve salınımları belirlemeye,

3) depo-sıvı ortak sisteminin bağlaşık periyot ve frekanslarını belirlemeye,

yönelik çalışmalar olarak üç gurupta toplanabilmektedir.

Birinci guruba ait çalışmaların çoğu baraj gövdelerine etkiyecek hidrodinamik basınç dağılımını belirlemek amacıyla gerçekleştirilmiş olduklarından bunlar dikdörtgen depolarla dolaylı olarak ilgilidir. Bu gurupta dikdörtgen depo duvarlarına etkiyecek hidrodinamik basınç dağılımını belirlemek amacıyla gerçekleştirilen çalışmalar Hoskins-Jacobsen, Housner ve Hunt-Priestley'in çalışmalarıdır [122-124]. Rijit duvarlı depo kabulüyle gerçekleştirilen bu çalışmalarda sonuçlar deponun birim genişlikli iki boyutlu modeli için verilmektedir.

İkinci gurup çalışmalarda dikdörtgen depolar için, 1950 lerden itibaren, depodaki sıvının duvarlara uygulayacağı basınç kuvvetlerini belirlemek amacıyla kütle-yay modellemesi kullanılmaktadır. Bu modellemeyi kullanarak dikdörtgen bir depodaki sıvının davranışını Graham ve Rodriguez hız potansiyeli, Housner ise yaklaşık bir yöntemle incelemiştir [123, 125, 126]. Ortaya atıldığı tarihten itibaren Housner yöntemi depoların dinamik hesapları için yaygın bir şekilde kullanılmaktadır [127-134]. Housner'in bu yöntemi ABD de konuyla ilgili standartlara da girmiştir [135, 136].

Üçüncü gurup çalışmalarda depo-sıvı ortak sisteminin bağlaşık frekansları incelenmektedir [137-140]. Sıvı depolarının dinamik davranışı uzay ve normal taşıt araçları için de önemli olduğundan bu üçüncü gurup çalışmalarda genellikle bunların çeşitli taban, duvar ve tavan esnekliklerine bağlı olarak dinamik etkiler altında bağlaşık titreşimleri incelenmektedir [141-143].

Yukarıda dikdörtgen depolar için adı geçen çalışmalarda depodaki sıvı salınımların doğrusal olduğu kabul edilmişti. Bunlardan başka depodaki sıvının doğrusal olmayan salınımlarını incelemek amacıyla da araştırmalar yapılmıştır [144-148]. Ancak teknik literatürde bu çalışmaların uygulamada kullanıldıklarına dair bir bilgiye rastlanmamıştır.

Yukarıdaki açıklamalardan da anlaşılacağı gibi dikdörtgen sıvı depolarının dinamik davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar silindirik depolar için yapılan çalışmalara oranla yok denecek kadar azdır. Diğer taraftan dikdörtgen depolar konusundaki mevcut çalışmaların kabulleri arasında depo duvarlarının rijit, yer hareketinin harmonik olduğu gibi daima gerçeği yansıtmayan kabuller de bulunmaktadır. Bu durumda, incelemelerin gerçek bir deprem etkisi altında depo-sıvı ve zemin etkileşimlerini dikkate almak suretiyle yapılmasının daha gerçekçi olacağı açıktır.

Yapı-Sıvı etkileşimi, birçok mühendislik problemini ilgilendirdiğinden, inşaat mühendisleriyle beraber diğer birçok meslekteki araştırmacıların çalışmalarına konu olmuştur. Yapı-Sıvı, yapı-zemin ya da yapı-sıvı-zemin etkileşimleri sözkonusu olduğunda bu tür problemlerin çözümünde genellikle sayısal yöntemler kullanılmaktadır. Bunlardan biri, 1980 li yıllardan beri bu tür problemlerin çözümünde kullanılmaya başlanan sınır elemanları yöntemidir [149-154]. Diğeri ise sonlu elemanlar yöntemidir. Bu yöntem özellikle 1970 ten beri silindirik sıvı depolarının [155-160], nükleer santrallerin [161, 162] ve sıvıyla etkileşim halinde bulunan diğer yapıların dinamik hesabında [163-168] kullanılmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemi, yapı-sıvı etkileşim problemine Westergaard'ın kütle ekleme, Euler ve Lagrange yaklaşımları olmak üzere üç şekilde uygulanmaktadır.

Westergaard'ın kütle ekleme yaklaşımında hidrodinamik basıncı oluşturacak bir kütle yapı-sıvı arayüzeyinde yapı kütlesine eklenmektedir [169]. Yapılan bu işlem literatürde eklenmiş kütle yaklaşımı olarak adlandırılmaktadır. Chopra bu kütlenin büyüklüğünün harmonik yer hareketi frekansına bağlı olduğunu ve geçmiş depremlerin Fourier spektrumlarının önemli genliklerinin geniş bir frekans alanına yayılı olduğunu, dolayısıyla da deprem türü hareketlerde bu yaklaşımın hidrodinamik tepkiyi tatminkar bir şekilde temsil edemeyeceğini belirtmektedir [170]. Kotsubo da Westergaard'ın çözümünün harmonik titreşim periyodunun sıvı titreşim periyodundan büyük olması halinde geçerli olacağını belirtmektedir [171]. Bununla beraber bu yaklaşımda sıvının rijitlik etkisi dikkate alınmamakta ve sıvı salınımları ihmal edilmektedir [172]. Ancak hidrodinamik basıncın başka yöntemlerle belirlenmesi durumunda da eklenmiş kütle yöntemi kullanılabilmektedir [160, 173, 174].

Kütle ekleme yaklaşımı, basitliğinin sağladığı kolaylıkla silindirik depoların, diğer sıvı tutucu yapıların hesabında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır [63, 160, 175-177].

Euler yaklaşımında sıvının davranışı basınç potansiyeli terimine [178] bağlı olarak ya analitik fonksiyon terimleriyle ya da düğüm noktalarında bilinmeyen olarak basıncın seçildiği sonlu elemanlar modeliyle ifade edilmektedir [179]. Bu yaklaşıma göre yapı-sıvı sisteminin bağlaşık çözümünden elde edilen etkilerin iterasyonla sağlanması gerekmektedir [179, 180, 181]. Zira yapıda bilinmeyenler yerdeğiştirmelerdir. Sıvıda ise düğüm noktası basınçları olduğundan ortaya bir uyumsuzluk çıkmaktadır. Bu uyumsuzluk yapı-sıvı sistemlerinin dinamik davranışını belirlemek için özel bilgisayar programlarının geliştirilmesini gerekli kılmaktadır [182, 183]. Bu husus Euler yaklaşımının uygulanmasını zorlaştırmaktadır. Bununla beraber bu yaklaşım geniş bir alanda gerek basınç potansiyelini belirlemeye yönelik analitik yöntemlerle gerekse sayısal yöntemlerle yaygın olarak kullanılmaktadır [184-186].

Lagrange yaklaşımında ise, sıvının davranışı, yapıda olduğu gibi, sonlu eleman düğüm noktalarındaki yerdeğiştirme terimleriyle ifade edilmekte ve bu suretle denge ve uygunluk koşulları yapı-sıvı arayüzeyindeki düğüm noktalarında kendiliğinden sağlanmaktadır [179]. Bugünkü teknik literatürde bu yaklaşımla yapı-sıvı sistemlerinin dinamik davranışlarını belirlemeyi amaçlayan çalışmalar, Euler yaklaşımıyla gerçekleştirilenlere göre çok daha azdır.

Lagrange yaklaşımıyla gerçekleştirilen çözümlerde genelde sıvı eleman, kayma modülü ihmal edilen ve hacimsel elastisite modülü sıvının hacimsel elastisite modülüne eşit olan, elastik bir katı eleman gibi dikkate alınmaktadır [187-190]. Bu elemanın dinamik hesaplarda kullanılması halinde, kayma modülünün sıfır kabul edilmesinden dolayı istenmeyen, gerçek olmayan modlar diğer bir deyişle sıfır enerji modları ortaya çıkmaktadır [191]. Bu modların oluşması sayısal çözümlemelerde Lagrange yaklaşımının önemli bir sakıncasını teşkil etmektedir. Gerçek olmayan bu modları ortadan kaldırmak için çeşitli çalışmalar yapılmaktadır. Sıfır enerji modlarını yok etmek için;

(1) sıvının küçük değerde bir kayma modülüne sahip olduğunu kabul etmek [192],

(2) katı-sıvı sisteminin çözümden hesaplanan frekans değerleriyle, rijitliği arttırılmış katı-sıvı sisteminin çözümünden elde edilenleri karşılaştırıp çakışanları ayırmak [193-195].

(3) sıvının dönmesiz olduğu ve viskoz olmadığını kabul etmek [179, 196],

gibi çeşitli yollara başvurulmaktadır. Üçüncü yolla sözkonusu modların yokedilmesi ceza (penaltı) fonksiyonu adı verilen bir takım fonksiyonların kullanılması suretiyle gerçekleştirilebilmektedir. Bu yolla farklı sıvı elemanların kullanıldığı birçok sıvı tutucu yapının çözümlemesi gerçekleştirilmiştir [172, 197-200].

Lagrange yaklaşımının Euler yaklaşımına göre üstünlükleri;

- kütle ve rijitlik matrislerinin simetrik va bant genişliklerinin de küçük olması nedeniyle denklem çözüm metodlarının daha verimli olarak kullanılabilmesi [201],

- daha önce de belirtildiği gibi, denge ve uygunluk koşullarının yapı-sıvı arayüzeyinde kendiliğinden sağlanması, dolayısıyla da özel arayüzey denklemine gerek duyulmaması [179], şeklinde sıralanabilir.

Bu nedenlerle Lagrange yaklaşımıyla seçilen sıvı elemanın yapısal çözümleme için geliştirilen genel amaçlı bilgisayar programlarına uyarlanması daha kolay olmaktadır. Durum böyle olunca Lagrange yaklaşımına göre seçilen herhangi bir sıvı elemanın bilgisayar programını hazırlayarak bu elemanı genel amaçlı yapısal çözümleme programlarına uyarlamak tercih edilmektedir.

1.3. Bu Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın temel amacı dikdörtgen kesitli sıvı depolarının, Lagrange yaklaşımıyla seçilen sıvı elemanı kullanan, sonlu elemanlar yöntemiyle, depo-sıvı-zemin etkileşimlerini de dikkate alarak, dinamik davranışlarının analitik yöntemlerle karşılaştırılmalı olarak incelenmesidir.

Bu amaçla gerçekleştirilen çalışma dört asıl ve beş ek bölüm olmak üzere toplam dokuz bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölüm bu genel bilgiler bölümü olup, ikinci bölümde ilk aşamada önce depremin yatay doğrultudaki bileşeni etkisindeki deponun duvarlarına etkiyen hidrodinamik basıncın (duvarların rijit ve esnek, ıslak yüzeylerinin düşey ve eğimli, bu yüzeye dik doğrultudaki sıvı uzunluğunun sonlu ve sonsuz olması gibi çeşitli durumlarda değişimi irdelenerek bunun) hesabıyla ilgili gerekli bağıntılar verilmektedir. Daha sonra depremin düşey doğrultudaki bileşeninden dolayı depo duvarlarına yatay doğrultuda etkiyen hidrodinamik basınçlar üzerinde durulmaktadır. Bu aşamanın sonunda ise depo duvarına, hidrostatik basınçla birlikte, depremin iki yatay ve bir düşey doğrultudaki bileşenlerinden dolayı, etkiyebilecek dinamik basınçlar toplu olarak verilmektedir.

İkinci aşamada ilk olarak depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik kuvvetlerin pratik hesabı için Graham-Rodriguez, Housner ve Hunt-Priestley yöntemleri temel bağıntılarıyla birlikte verilerek çeşitli depo karakteristikleri için sözkonusu yöntemlerden elde edilen sonuçlar irdelenmektedir. Bunu takiben, depo duvarlarının rijit ve esnek olması durumlarında, yatay impuls ve salınım modlarına ilişkin periyotlar ile düşey titreşim periyotlarının, analitik yöntemlerle, hesabı verilmektedir. Bu aşamanin sonunda ise deprem süresince depoda oluşabilecek maksimum dalga yüksekliğinin hesabı üzerinde durulmakta ve depoların pratik deprem hesabı için geliştirilen bilgisayar programına ilişkin iki akış diyagramı sunulmaktadır.

Üçüncü aşamada önce sonlu elemanlar yöntemi için bazı bilgilerin verilmesinden sonra bu yöntemle depo-sıvı etkileşiminin dikkate alınmasında kullanılan Westergaard'ın kütle ekleme yaklaşımıyla Euler yaklaşımı kısaca, Lagrange yaklaşımı ise, bu çalışmanın esas konusu olduğundan, daha ayrıntılı olarak irdelenmekte ve sözkonusu yaklaşımla seçilen üç boyutlu sıvı elemanın rijitlik ve kütle matrislerinin belirlenebilmesi için gerekli bağıntılar verilmektedir. Daha sonra depo-zemin etkileşimiyle gerçekleştirilecek yapısal çözümlemelerde dikkate alınabilecek matematik modeller temel ilkeleriyle birlikte irdelenmektedir. Bu aşamanın sonunda ise sonlu eleman çözümlerinin bilgisayarla gerçekleştirilmesi üzerinde durulmakta ve kullanılan yapısal çözümleme programının (SAPIV) özelikleriyle seçilen sıvı elemana ilişkin altprogramların sözkonusu yapısal çözümleme programına uyarlanması açıklanmaktadır.

Dördüncü aşamada statik çözümlemeye ilişkin bir sayısal uygulama, depremin yatay bileşenine göre çözümlemeye ilişkin, üç farklı doluluk oranı ($h/l=0,5$, $h/l=1,44$ ve $h/l=2$) ve diğer diğer depo parametreleriyle, depo-sıvı ve depo-sıvı-zemin etkileşimlerinin de dikkate alındığı, üç ayrı sayısal uygulama, yine depremin yatay bileşenine göre dinamik çözümlemeye ilişkin değişken duvar kalınlıklı ve iki gözlü depolar için ayrı ayrı olmak üzere iki farklı sayısal uygulama ve depremin düşey bileşenine göre dinamik çözümlemeye ilişkin de bir uygulama olmak üzere toplam yedi sayısal uygulama verilmektedir. Bu uygulamalardan analitik ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre elde edilen bulgulardan bazıları kendi aralarında karşılaştırılmaktadır.

Üçüncü bölümde Lagrange yaklaşımıyla seçilen üç boyutlu sıvı elemanın etkinliği, ikinci bölümde farklı karakteristiklere sahip depoların statik çözümü ile depreme göre rijit ve esnek çözümleri için yapılan sayısal uygulamalardan elde edilen sonuçlar üzerinde, irdelenmektedir.

Çalışmanın bütününden çıkartılan bazı sonuç ve öneriler dördüncü bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar listesiyle dikdörtgen depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımlarının analitik yöntemlerle hesabı için ve dikdörtgen depoların pratik deprem hesabı için geliştirilen iki bilgisayar programına, seçilen sıvı elemanın yapısal çözümleme programına (SAPIV) uyarlanması için geliştirilen alt programlara, sözkonusu elemanı kullanan program için veri hazırlanmasına ve hız spektrumlarının belirlenmesi için geliştirilen bir bilgisayar programına ilişkin toplam beş ek bölüm izlemektedir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR

2.1. Depo Duvarlarına Depremden Dolayı Etkiyen Hidrodinamik Basınç Dağılımlarının Çeşitli Analitik Yöntemlerle Hesabı

Hidrodinamik basınçlar genellikle, depo, baraj, nükleer santrallar gibi sıvı içeren yapıların projelendirilmesinde, dikkate alınması gereken etkilerdir.

Dinamik etkiler altında depo temellerindeki gerilmeler ve taban-duvar ayrıtlarındaki kesit etkileri, depolanan sıvının kütle-yay modellemesi yardımıyla, pratik olarak hesaplanabilmektedir (bkz. Madde 2.2). Oysa dinamik etkiden dolayı depo, derinliği boyunca, duvarlarında meydana gelen kesit etkilerinin hesaplanabilmesi için derinlik üzerinde hidrodinamik basınç dağılımının da bilinmesi gerekmektedir.

Deprem etkisinde kalan deponun duvarlarına sıvı tarafından uygulanan hidrodinamik basınç dağılımının şekil ve büyüklük olarak hidrostatik basınçtan farklı olduğu bilinmektedir. Diğer taraftan zamana bağlı bu basınçlar, dinamik gerilmeler oluşturduğundan, deponun performansı üzerinde önemli derecede etkili olmaktadır. Hidrodinamik basınç dağılımları, dolayısıyla bunlardan doğan gerilmeler;

- zemin hareketinin karakteristiklerine,
- depolanan sıvının özeliklerine,
- deponun fiziksel ve geometrik özeliklerine

bağlı olarak değişmektedir.

Bu başlık altında önce depremin yatay bileşeninden dolayı depo duvarlarına etkiyecek hidrodinamik basınç dağılımlarının belirlenmesinde

- duvarların sıvıyla temasta bulunan yüzeylerinin düşey ya da eğimli olmasının,
- duvarların rijit ya da esnek olmasının,
- sıvı uzunluğunun sonsuz ve, değişik oranlarda, sonlu olmasının,

etkileri irdelenmektedir. Daha sonra depremin düşey bileşeninden dolayı depo duvarına etkiyecek hidrodinamik basınç üzerinde durulmakta ve bölümün sonunda bir depo duvarına statik basınca ilave olarak depremin yatay ve düşey bileşenlerinden dolayı etkiyebilecek hidrodinamik basınçların dağılımı toplu olarak verilmektedir.

2.1.1. Depremin Yatay Bileşenine Göre Hesap

Bilindiği gibi deprem hareketini, biri düşey ikisi yatay olmak üzere üç doğrultuda bileşenlerine ayırmak mümkün olmaktadır. Bu doğrultulara göre deprem kaydının büyüklüğü ve zamana göre değişimi genellikle birbirinden farklıdır. Bugüne kadar oluşan depremlerde, merkez üstünden uzaklarda, düşey doğrultudaki bileşen yatay bileşenlere göre genellikle daha küçük kalmaktadır [202, 203]. Bu başlık altında depoların davranışı depremin yatay bileşenine göre incelenmektedir.

2.1.1.1. Duvarın sıvıyla temasta bulunan yüzeyleri düşeydir

Burada, depo duvarlarının dış yüzlerinin düşey yada eğimli olması hidrodinamik basınçları belirleme yönünden önemli olmadığından, duvarların sıvıyla temasta bulunan iç yüzeyinin düşey olduğu kabul edilmektedir. Ancak sözkonusu duvarların dış yüzlerinin şekli atalet kuvvetleri ve etkime yükseklikleri üzerinde etkili olduğundan depo davranışının bir bütün olarak belirlenmesi halinde bunların da bilinmesi gerektiği açıktır.

2.1.1.1.1. Duvarların rijit olması durumu

Depo duvarlarının rijitliği boyutlarına ve yapıldığı malzemenin özeliklerine göre değiştiğinden bunlar hesaplarda tam rijit yada esnek olarak dikkate alınmaktadırlar. Deprem etkisinde kalan rijit depo duvarlarının her noktası yer hareketini aynen taklit etmekte, esnek depolarda ise duvarların her noktasındaki hareket genellikle yer hareketinden farklı olmaktadır. Durum böyle olunca depo davranışlarının incelenmesinde duvar rijitlik ya da esnekliğinin dikkate alınması gerekmektedir.

2.1.1.1.1.1. Sıvı uzunluğu yarı sonsuzdur

Büyük hacimli depoların duvarları genellikle konsol plak ya da payandalı konsol plak olarak yapılmaktadır [8, 13]. Bu depolar sulama ya da enerji üretimi amacıyla inşa edilmektedir. Bir ya da birkaç duvarı doğal, hacimleri belirli bir değerin üstünde olabilen depolar rezervuar olarak da anılmaktadır. Bu büyüklükteki depo duvarına etkiyecek hidrodinamik basıncın belirlenmesinde, sıvı ve duvar uzunluğu yeterli olduğundan, barajlar için kullanılan yöntemler yeterli bir yaklaşıklıkla kullanılabilmektedir.

*** Westergaard Yöntemi** [169]

Hidrodinamik basıncı belirlemeye yönelik ilk çalışma Westergaard'ın 1931 de yayınlanan çalışmasıdır [123, 127, 204, 205]. Westergaard yukarıdaki maddelerde (2.1.1.1, 2.1.1.1.1. ve 2.1.1.1.1.1.) belirtilen kabullere ilaveten, sıvının viskozitesiz ve sıkışabilir olduğu, yüzey dalgalarının ihmal edilebilir, yer hareketinin harmonik ve yerdeğiştirmelerin küçük olduğu kabullerini de yapmaktadır.

Bu araştırmacı sıvının hareketini; p_i impuls etkisinden doğan hidrodinamik basıncı, E_v sıvının hacimsel elastisite modülünü, ρ sıvı birim kütlesini, u_x ve u_z sırasıyla x ve z doğrultularındaki sıvı yerdeğiştirmelerini göstermek (Şekil 1) ve,

$$p_i = E_v\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}+\frac{\partial u_z}{\partial z}\right) \tag{1}$$

bağıntısını sağlamak üzere,

$$\frac{\partial p_i}{\partial x}=\rho\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \tag{2}$$

$$\frac{\partial p_i}{\partial z}=\rho\frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \tag{3}$$

şeklindeki diferansiyel denklemlerle ifade etmektedir. Buradaki (2) ve (3) bağıntılarının hız için Navier-Stokes denklemlerinden elde edilişi Madde 2.3 de verilmektedir. Bu diferansiyel denklemlerin çözümü, h sıvı yüksekliğini, ω açısal hızı, a_m maksimum yer ivmesini göstermek üzere;

1) $z=0$ için $p_i=0$
2) $z=h$ için $u_z=0$
3) $x=0$ için $u_x=(a_m/\omega^2)\cos\omega t$

4) x büyüdükçe p_i nin sıfıra yakınsamakta, olduğu şeklinde ifade edilen sınır koşulları altında aranmaktadır. Fourier serileri yardımıyla, bu sınır koşullarını ve (1), (2), (3) denklemlerini sağlayacak x ve z doğrultularındaki sıvı yerdeğiştirmelerini ve hidrodinamik impuls basıncını, T_b yapı (depo duvarı, baraj, vb) tabanı titreşim periyodunu, V_s basınç dalgalarının sıvıdaki yayılma hızını göstermek ve,

$$V_s=\sqrt{\frac{E_v}{\rho}} \qquad C_{j=1,3,5}=\sqrt{1-\left(\frac{4h}{jV_sT_b}\right)^2} \tag{4}$$

olmak üzere,

$$u_x=\frac{a_mT_b^2}{\pi^2}\cos\frac{2\pi t}{T_b}\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{j}\,e^{\frac{-j\pi C_j x}{2h}}\sin\frac{j\pi z}{2h} \tag{5}$$

$$u_z=\frac{a_mT_b^2}{\pi^2}\cos\frac{2\pi t}{T_b}\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{jC_j}\,e^{\frac{-j\pi C_j x}{2h}}\cos\frac{j\pi z}{2h} \tag{6}$$

$$p_i(z)=\frac{8}{\pi^2}a_m\rho\, h\cos\frac{2\pi t}{T_b}\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{j^2C_j}\,e^{\frac{-j\pi C_j x}{2h}}\sin\frac{j\pi z}{2h} \tag{7}$$

olarak belirlenmektedir. Bu bağıntılarda dikkat edilmesi gereken bir husus j nin çift doğal sayılar kümesinden değerler almamasıdır.

Diğer taraftan (7) bağıntısı duvar yüzeyinde (x=0) ve t=0, T_b, $2T_b$, $3T_b$,.. için

$$p_i(z)=\frac{8}{\pi^2}a_m\rho h\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{j^2C_j}\sin\frac{j\pi z}{2h} \tag{8}$$

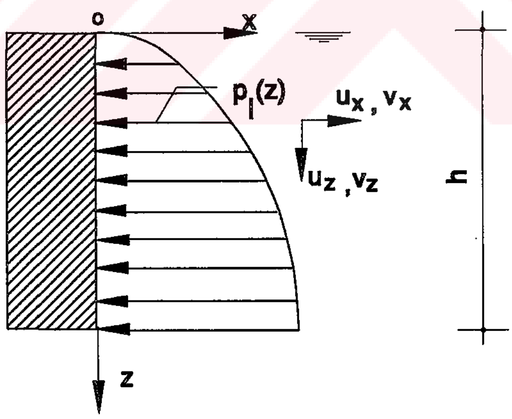
maksimum değerini almaktadır. Görüldüğü gibi bu bağıntıyla hesap yapabilmek için sıvı yüksekliği ve depo taban periyoduna bağlı olan ve (4) bağıntısıyla verilen C_j katsayısının hesaplanması gerekmektedir. Bu katsayının hesabında gerekli olan basınç dalgalarının sıvıdaki yayılma hızı (V_s) sıvının özeliklerine ve sıcaklığa bağlı olmakla beraber bu hız normal sıcaklıktaki (15-20°C) su için 1440 m/s olarak verilmektedir [206]. Bu C_j katsayısı, dalga boyu $\lambda=V_sT_b$ olduğuna göre j=1 ve $h=\lambda/4$ değerleri için sıfır olduğundan buna bağlı olan basınç değeri teorik olarak sonsuza gitmektedir. Örneğin, rezonans olayı olarak bilinen bu olay $T_b=1.0$ s için, $\lambda=V_sT_b=1440$ m olduğundan, depodaki su yüksekliğinin $h=\lambda/4=360$ m olması halinde meydana gelmektedir. Depolarda bu durumun meydana gelme ihtimalinin düşük olduğu açıktır.

Yukarıdaki (4) bağıntısıyla verilen C_j katsayısı aynı zamanda, $T_0\,(=4h/V_s)$ sıvının titreşim periyodunu göstermek üzere,

$$C_{j=1,3,5}=\sqrt{1-\frac{1}{j^2}\left(\frac{T_0}{T_b}\right)^2} \tag{9}$$

şeklinde de yazılabilir [204, 205]. Bu bağıntıdan görüldüğü gibi sıvı titreşim periyodunun depo taban periyoduna göre küçük kalması ya da (4) bağıntısından görüldüğü gibi V_s nin çok büyük olması halinde bu katsayı 1.0 e yaklaşmakta ve hidrodinamik basınç üzerindeki etkisi azalmaktadır.

Bu C_j katsayısı ve z ye bağlı olarak (8) bağıntısıyla belirlenen hidrodinamik basınç dağılımı şematik olarak Şekil 1 de verilmektedir.



Şekil 1: Westergaard'a Göre Hidrodinamik Basınç Dağılımı.

Bu şekilde,

$$z=0 \quad \text{için} \quad \frac{\partial p_i}{\partial z}=\infty \qquad ve \qquad z=h \quad \text{için} \quad \frac{\partial p_i}{\partial z}=0 \tag{10}$$

olmaktadır. Ancak Westergaard (8) bağıntısı yerine kullanımı daha kolay olan, Ç depo taban periyodu ve sıvı yüksekliğine bağlı bir katsayıyı göstermek üzere,

$$p_i(z) = Ç\ a_m\ \rho\ \sqrt{hz} \tag{11}$$

bağıntısının kullanılabileceğini göstermiştir. Görüldüğü gibi (11) bağıntısıyla belirlenen bu parabolik dağılım için artık z=h için teğetin eğimi sıfır olmamaktadır. Bu son bağıntının uygulanmasını daha da kolaylaştırmak amacıyla Ç katsayısının mühendislik yapılarında h/T_b oranının alabileceği değerlere bağlı olarak hesaplayıp değişim aralığının küçük olduğunu görerek, $h/T_b=130$ m/s için hidrodinamik basınçların,

$$p_i(z) = \frac{7}{8}\ a_m\ \rho\ \sqrt{hz} \tag{12}$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini belirtmiştir. Bu son bağıntıya göre çizilen şematik hidrodinamik basınç dağılımı da Şekil 2a da verilmektedir.

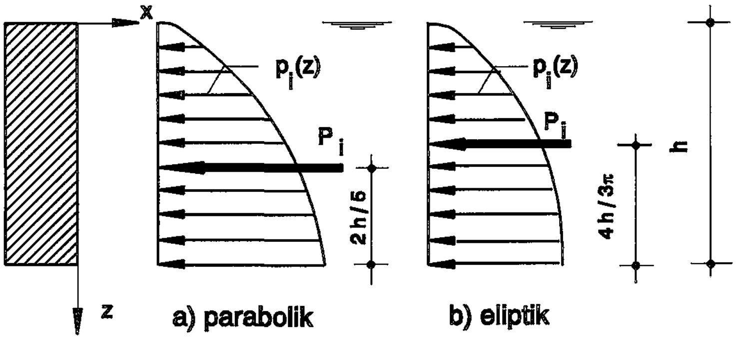
Westergaard'dan sonra birçok araştırmacı, sıvı uzunluğunun sonsuz olduğu kabulünü yaparak, daha çok barajlara etkiyecek hidrodinamik basıncı belirlemek için değişik analitik yöntemler kullanmışlardır [170, 207-209]. Bu araştırmacılardan Von Karman, Westergaard'ın (11) bağıntısıyla belirlenen hidrodinamik basınç dağılımı yerine,

$$p_i(z) = 0{,}7071\ a_m\ \rho\ \sqrt{z(2h-z)} \tag{13}$$

bağıntısıyla belirlenen eliptik basınç dağılımının (Şekil 2b) kullanılmasını önermektedir [207, 210]. Chakrabarti ve Nalini ise, bu dağılımın,

$$p_i(z) = 0{,}7278 a_m \rho \sqrt{z(2h-z)} \tag{14}$$

bağıntısıyla hesaplanmasını önermektedir [209]. Görüldüğü gibi bu iki bağıntı pratik olarak birbirine denktir.



Şekil 2: Sıvı Derinliği Boyunca Parabolik ve Eliptik Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

***Chopra Yöntemi** [170]

Chopra sıvının hareketini, Westergaard'ın (1), (2), (3) bağıntılarıyla ifadesinden farklı olarak, ∇^2 Laplace (La Place) operatörünü, Φ hız (basınç) potansiyelini göstermek üzere,

$$\nabla^2\Phi = \frac{1}{V_s}\frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2} \tag{15}$$

şeklindeki özel dalga denklemi ile ifade etmektedir. Madde 4.2 deki Euler'ci yaklaşımda da kullanılan bu bağıntıdaki hız potansiyelinin herhangi bir doğrultuya göre türevi sıvının o doğrultudaki hızını verdiğinden sıvının x ve z doğrultularındaki hızları, sırasıyla,

$$v_x = \frac{\partial u_x}{\partial t} \rightarrow v_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x} \tag{16}$$

$$v_z = \frac{\partial u_z}{\partial t} \rightarrow v_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z} \tag{17}$$

bağıntılarıyla belirlenebilmektedir.

Chopra dalga denklemini sağlayacak hız potansiyelini belirlemek için, a(t) yer hareketi ivmesini göstermek üzere,

$$\Phi(x,\ y,\ t{=}0) = 0 \tag{18}$$

$$\frac{\partial\Phi}{\partial t}(x,\ y,\ t{=}0) = 0 \tag{19}$$

başlangıç ve,

$$\frac{\partial\Phi}{\partial z}(x,\ z{=}h,\ t) = 0 \tag{20}$$

$$\frac{\partial\Phi}{\partial t}(x,\ z{=}0,\ t) = 0 \tag{21}$$

$$-\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial\Phi}{\partial x}\right)(x{=}0, z, t) = a(t) \tag{22}$$

sınır koşullarını kullanmaktadır. Bu koşullar altında hız potansiyeli,

$$\lambda_j = \frac{j\,\pi}{2\,h} \tag{23}$$

olmak üzere,

$$\Phi(x,z,t) = H_\Phi(x,z,\omega)e^{i\omega t} \rightarrow$$

$$\Phi(x,z,t) = \left[\frac{4}{i\omega\pi}\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{(-1)^{\frac{j-1}{2}}}{j\sqrt{\lambda_j^2-(\omega/V_s)^2}}\, e^{-x\sqrt{\lambda_j^2-(\omega/V_s)^2}}\cos\lambda_j(h-z)\right]e^{i\omega t} \tag{24}$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir. Buna göre harmonik bir hareket için hidrodinamik basınç,

$$p_i = \rho\,\frac{\partial\Phi}{\partial t} \tag{25}$$

bağıntısında hız potansiyelini yerine koyarak,

$$p_i(x,z,t) = [\,\frac{4\omega}{\pi g} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{j-1}{2}}}{j\sqrt{\lambda_j^2-(\omega/V_s)^2}}\, e^{-x\sqrt{\lambda_j^2-(\omega/V_s)^2}} \cos\lambda_j(h-z)\,]\, e^{i\omega t} \qquad (26)$$

şeklinde elde edilmektedir. Deprem için bu bağıntı duvar yüzeyinde (x=0), J_o sıfırıncı dereceden birinci çeşit Bessel fonksiyonunu göstermek üzere,

$$p_i(z,t) = \frac{4\rho V_s}{\pi} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{j-1}{2}}}{j} \cos\lambda_j(h-z) \int_0^t a(\tau) J_0[\lambda_j V_s(t-\tau)]\, d\tau \qquad (27)$$

şeklini almaktadır. Görüldüğü gibi yer hareketinin harmonik yerine gerçek bir deprem hareketi olması halinde hidrodinamik basınç ifadesinin bu bağıntıyla belirlenmesi pratik olmamaktadır.

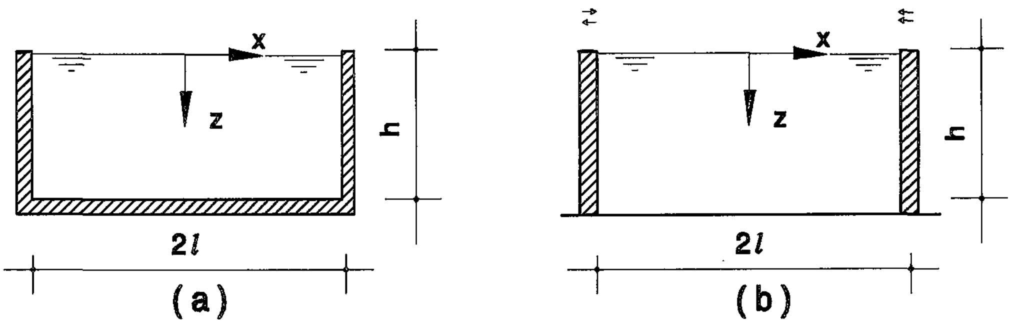
Sıvı uzunluğunun yarı sonsuz kabulüne uygun olarak hidrodinamik basıncı belirlemek amacıyla sonlu elemanlar ve sınır elemanları gibi sayısal yöntemler de kullanılabilmektedir. Ancak bunlarla hesap yapabilmek için çok geniş kapsamlı özel bilgisayar programlarına gerek duyulmaktadır [211-213].

2.1.1.1.1.2. Sıvı uzunluğu sonludur

Sıvı uzunluğunun sonlu olması halinde hidrodinamik basınçtaki değişimini ilk olarak Brahtz ve Heilbron [214] incelemiştir [215]. Aynı yıllarda Hoskins ve Jacobsen de sıvı uzunluğunun yüksekliğine oranının (2l/h) hidrodinamik basınç üzerindeki etkisini teorik ve deneysel olarak incelemişlerdir [122]. Bulmuş oldukları sonuçlar Brahtz ve Heilbron'un teorik sonuçlarını desteklemektedir. Hoskins ve Jacobsen'in çalışmasının diğer bir özelliği de, teknik literatüre göre, ilk defa dikdörtgen bir sıvı deposunun benzetilmiş deprem etkisi altındaki davranışını teorik ve deneysel olarak incelenmiş olmasıdır [63].

*** Hoskins ve Jacobsen Yöntemi** [122]

Hoskins ve Jacobsen Şekil 3 de gösterilen depo kesitini dikkate alarak, yukarıdaki maddelerde (2.1.1.1, 2.1.1.1.1, 2.1.1.1.1.2) verilen kabullere ilaveten sıvının sıkışamaz, viskozitesiz ve salınımlarının ihmal edilebilir düzeyde olduğu kabullerini de yapmaktadır.



Şekil 3: Sıvının Sonlu Olması Halinde Dikkate Alınan Depo Kesitleri.

Bu durumda bu araştırmacılar sıvının hareketini, Westergaard'ın (2) ve (3) bağıntılarının aynısını, (1) bağıntısı yerine de iki boyutlu akımlardaki,

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_z}{\partial z}=0 \tag{28}$$

süreklilik denklemini (bkz. Kaynak [216, 217]) kullanarak ifade etmektedir. Hoskins ve Jacobsen sınır koşulları için Westergaard'ın ilk iki koşuluna (bkz. Madde 2.1.1.1.1.1) ilave olarak,

$$x=l \text{ için } u_x=(a_m/\omega^2)\cos\omega t$$

sınır koşulunu da kullanarak (2), (3) ve (28) bağıntılarını sağlayan yerdeğiştirme ve hidrodinamik basıncı, Westergaard gibi, Fourier serileri yardımıyla belirlemektedir. Bu suretle belirlenen hidrodinamik basınç dağılımı,

$$p_i(z)=\frac{8}{\pi^2}a(t)\rho h\sum_{j=1,3,5}^{\infty}(-1)^{\frac{(j-1)}{2}}\frac{1}{j^2}\cos\frac{j\pi(h-z)}{2h}\tanh\frac{j\pi 2l}{4h} \tag{29}$$

şeklinde verilmektedir.

***Werner ve Sundquist Yöntemi** [215]

Werner ve Sundquist hidrodinamik basıncı belirlemek için Westergaard'ın diğer kabullerini aynen kullanmak koşuluyla, sadece duvar yüzeyine etkiyen sıvı uzunluğunun yarı sonsuz olduğu kabulü yerine bu uzunluğun sonlu olduğunu kabul etmektedir. Bu araştırmacılar $2l/h$ oranının hidrodinamik basınç üzerindeki etkisini, deprem doğrultusuna dik duvarların çeşitli yönlerdeki hareketlerini (bkz. Şekil 3b) de dikkate alarak, incelemişlerdir. Bu durumda duvarla temas halinde bulunan sıvının yapacağı yerdeğiştirme, sıvı sıkışabilirliğini de dikkate alarak, duvarın yapacağı yerdeğiştirmeye eşitlenmektedir. Sözkonusu yazarlar duvarlardan birinin hareketsiz kalması durumu için de hidrodinamik basınçtaki değişimi incelemişler ve karşılıklı depo duvarlarının aynı yönde hareket etmesi durumunda hidrodinamik basıncı,

$$p_i(z)=\frac{8}{\pi^2}a_m\rho h\cos\frac{2\pi t}{T_b}\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{j^2C_j}\frac{\cosh C_j\lambda_j x-\cosh C_j\lambda_j(2l-x)}{\sinh C_j\lambda_j 2l}\sin\frac{j\pi z}{2h} \tag{30}$$

bağıntısıyla ifade etmişlerdir. Bu bağıntı $t=0$, T_b, $2T_b$, $3T_b$ için duvar yüzünde $(x=0)$,

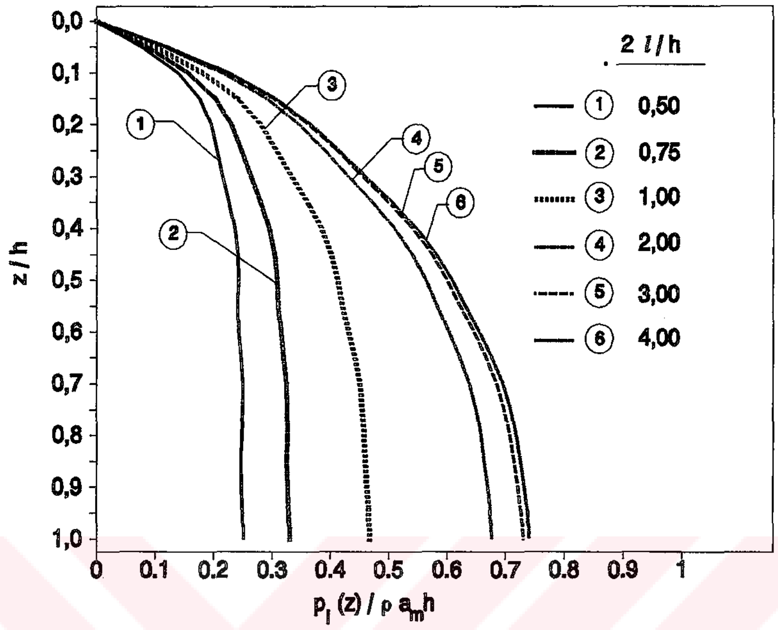
$$p_i(z)=\frac{8}{\pi^2}a_m\rho h\sum_{j=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{j^2C_j}\frac{(1-\cosh\lambda_j 2l)}{\sinh\lambda_j 2l}\sin\frac{j\pi z}{2h} \tag{31}$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntı da $2l$ yerine sonsuz konması halinde, $1/\infty=0$ ve $\coth\infty=1$ olacağından, Westergaard'ın (8) bağıntısı elde edilebilir.

Werner ve Sundquist yöntemine göre, $\lambda_j=(j\pi)/(2h)$ olduğundan ve $C_j=1$ alınarak (31) bağıntısıyla, değişik $2l/h$ oranları için hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 4 de verilmektedir.

Bu şekilden görüldüğü gibi sıvı uzunluğunun sıvı yüksekliğine oranı $(2l/h)$ arttıkça hidrodinamik basınç artmaktadır. Brahtz ve Heilbron $2l/h>2$ olması ve sıvıyı sınırlayan diğer duvarın kendi hareketsiz eksen takımına göre hareketsiz kalması halinde, hidrodinamik basıncın %0,5 den daha fazla artmadığını göstermişlerdir {214]. Karşılıklı iki duvarın aynı yönde hareket etmesi durumunda Hoskins ve Jacobsen yapmış oldukları çalışmada hidrodinamik basıncın, $2l/h$ oranının sonsuz alınması yerine 3 olarak alınması halinde %98,3 üne, 4 alınması halinde ise %99,6 sına ulaşıldığını belirtmişlerdir.

Chopra da $2l/h>3$ için uzunluğun hidrodinamik basınç üzerindeki etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğunu belirterek bu konudaki düşünceleri desteklemiştir [170]. Nitekim Şekil 4 de bunun doğruluğunu göstermektedir.



Şekil 4: Werner ve Sundquist'e Göre Hidrodinamik Basıncın 2*l*/h Oranına Göre Değişimi.

*** Housner Yöntemi** [123]

Buraya kadar adı geçen yöntemlerin tümünde sadece impuls basıncının dikkate alınmış olmasına karşılık Housner, hidrodinamik basıncın belirlenmesinde, impuls basıncı yanında salınım basınçlarını da dikkate almaktadır.

İmpuls basıncı bir kısım sıvı kütlesinin depo duvarlarının ötelenmesine eylemsizlik prensibine göre tepkisinden meydana gelmektedir.

Housner hidrodinamik impuls basıncını belirlemek için yukarıdaki maddelerde (2.1.1.1, 2.1.1.1.1 ve 2.1.1.1.1.2) belirtilen kabullere ilave olarak düşey mambranlar arasında tutulduğunu varsaydığı sıvının viskozitesiz, sıkışamaz ve yerdeğiştirmelerinin küçük olduğu kabullerini de yapmaktadır. Bu koşullar altında depo duvarlarına yatay bir ivme verildiği zaman mambranlar sıvı ile birlikte hareket etmekte ve bu durumda mambranlar arasında sıkışmakta olan sıvı düşey yönde yükselmektedir. Durum böyle olunca yükselen sıvının düşey hızı (bkz. Şekil 1),

$$v_z = (h-z)\frac{dv_x}{dx} \tag{32}$$

bağıntısıyla, duvarlara uygulanan hidrodinamik impuls basıncı ise,

$$p_i = \rho\int_0^z \dot{v}_z\, dz \;\rightarrow\; p_i = \rho\int_0^z (h-z)\frac{d\dot{v}_x}{dx}\, dz \tag{33}$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir. Görüldüğü gibi impuls basıncının hesaplanabilmesi için sıvının x ekseni doğrultusundaki ivmesinin bilinmesi gerekmektedir. Bu ivme, iki mambran arasındaki sıvıya Newton'un ikinci hareket kanunu uygulanarak elde edilen diferansiyel denklemin çözümünden,

$$\dot{v}_x(x,t) = a(t)\frac{\cosh\sqrt{3}\,\frac{x}{h}}{\sinh\sqrt{3}\,\frac{l}{h}} \tag{34}$$

olarak elde edilmektedir. Bu (33) bağıntısında yerine konulur ve integrali alınırsa duvarlara etkiyen impuls basıncını veren bağıntı,

$$p_i(z,t) = a(t)\rho h\sqrt{3}\;\left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2}\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]\;\tanh\left[\sqrt{3}\frac{l}{h}\right] \tag{35}$$

şeklini almaktadır. Depo rijit kabul edildiği zaman impuls basıncının zamana göre değişimi zemin ivmesinin değişimiyle aynı olmaktadır.

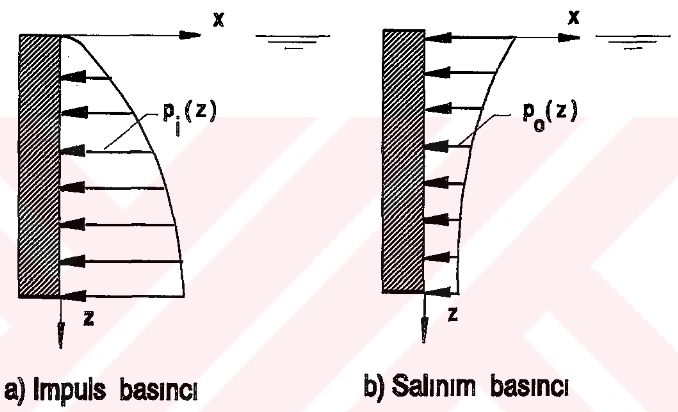
Salınım basıncı ise ivmeli bir hareket etkisinde salınıma geçen bir kısım sıvının depo duvarına yaptığı hidrodinamik etkiden meydana gelmektedir. Sıvının serbest olarak salınım yapabilmesi için sıvı üst yüzeyi düzeyi ile depo tavanı alt yüzeyi arasında %2 lik bir boşluğun bulunması yeterli olmaktadır [127].

Housner salınım basıncını, sıvının kinetik ve potansiyel enerji ifadelerini Hamilton ilkesinde yerine koyarak, ω_n sıvı titreşiminin açısal hızını, S_a spektrum ivmesini, ϕ salınım açısını ($=S_a/g$) göstermek üzere,

$$p_o(z,t) = 0.527\,\rho\, l^2 \omega_n^2 \phi \frac{\cosh[1.581\frac{h-z}{l}]}{\sinh[1.581\frac{h}{l}]} \sin \omega_n t \tag{36}$$

şeklinde elde ettiği bağıntısıyla ifade etmektedir.

Bu bağıntılara göre ((35) ve (36)) çizilen şematik impuls ve salınım basıncı dağılımları Şekil 5 de verilmektedir.

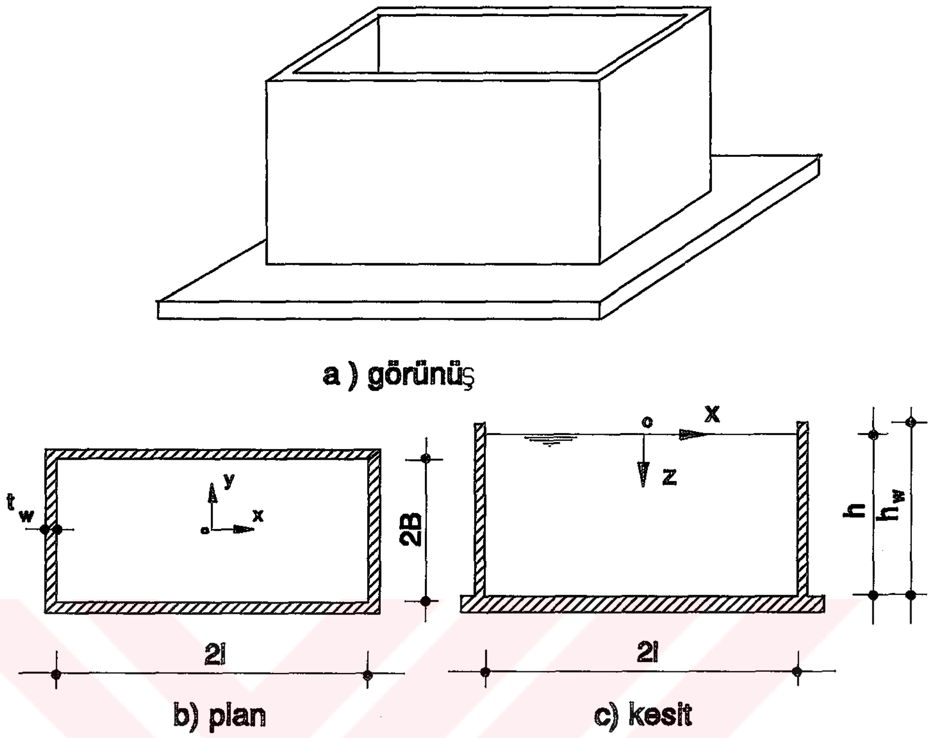


Şekil 5: Housner'e Göre Sıvı Derinliği Boyunca İmpuls ve Salınım Basıncının Değişimi.

Bu şekilden de görüldüğü gibi impuls basıncı maksimum değerini depo tabanında, salınım basıncı ise sıvı serbest yüzeyi düzeyinde almaktadır. Buna karşılık impuls basıncı mimimum değerini sıvı serbest yüzeyi düzeyinde, salınım basıncı ise depo tabanı üst yüzeyi düzeyinde almaktadır.

*** Haroun Yöntemi** [218]

Haroun duvarlara etkiyecek hidrodinamik basınçların belirlenmesinde üç boyutlu bir depo modeli (Şekil 6) kullanmaktadır. Bu araştırmacı, yukarıdaki maddelerde (2.1.1.1, 2.1.1.1.1 ve 2.1.1.1.1.2) verilen kabullere ilave olarak, sıvının salınım yapmadığı, viskozitesiz ve sıkışamaz olduğu, kabullerini de yapmaktadır.



Şekil 6: Dikdörtgen Bir Deponun Görünüş Plan ve Kesiti.

Haroun hız potansiyelini (Φ),

$$\nabla^2 \Phi = 0 \tag{37}$$

Laplace denklemini ve

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x}(x=\pm l, y, z, t) = v_x(t) \tag{38}$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y}(x, y=\pm b, z, t) = 0 \tag{39}$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z}(x, y, z=h, t) = 0 \tag{40}$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t}(x, y, z=0, t) = 0 \tag{41}$$

sınır koşullarını sağlayacak şekilde belirledikten sonra, (25) bağıntısı yardımıyla hidrodinamik basınç için,

$$p_i(x,z,t)=\frac{2\rho a(t)}{h}\sum_{j=1,3}^{\infty}\frac{(-1)^{\frac{(j-1)}{2}}}{\lambda_j^2}\frac{\sinh(\lambda_j x)}{\cosh(\lambda_j l)}\cos[\lambda_j(h-z)] \tag{42}$$

bağıntısını elde etmektedir. Bu bağıntı depo duvarları üzerinde ($x=l$ de),

$$p_i(z,t)=\frac{2\rho a(t)}{h}\sum_{j=1,3}^{\infty}\frac{(-1)^{\frac{(j-1)}{2}}}{\lambda_j^2}\tanh(\lambda_j l)\cos[\lambda_j(h-z)] \tag{43}$$

şeklini almaktadır.

Çalışmasında deponun bütününü dikkate alan modeli kullanan bu araştırmacının elde etmiş olduğu (42) ve (43) bağıntılarının y den bağımsız olması dikkat çekmektedir. Bu son ifadede $\lambda^2_j = (j^2\pi^2)/(4h^2)$ olarak yerine konup ve gerekli sadeleştirmeler yapıldığında daha önce verilen ve Hoskins-Jocopsen'e ait olan (29) bağıntısı elde edilmektedir.

Buraya kadar sözü edilen çalışmaların tümünde depremin etkidiği doğrultuya dik depo duvarlarında oluşan hidrodinamik basınç dağılımlarının belirlenmesi üzerinde durulmuştur. Oysa, Haroun depremin birbirine dik iki yatay bileşenine göre depo duvarlarında meydana gelen basınç dağılımlarını belirlemek için de bağıntılar vermektedir (bkz Madde 2.1.3).

*** Değiştirilmiş Veletsos yöntemi** [42]

Hidrodinamik basınç dağılımını belirlemek amacıyla yukarıdaki maddelerde (2.1.1.1, 2.1.1.1.1 ve 2.1.1.1.1.2) verilen kabulleri aynen içeren çalışmalardan biri olan ve Kaynak [42] de önerilen yöntem bu çalışmada abaklar yardımıyla kullanılabilmektedir. Bu kaynakta Veletsos'un [219] dairesel depolar için yapmış olduğu çalışmaya benzer olarak dikdörtgen depo duvarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımının belirlenmesinde, Housner yönteminde olduğu gibi, impuls ve salınım basınçlarının her ikisi de dikkate alınmaktadır.

Sözkonusu kaynağa göre impuls basıncı (p_i); $q_i(z)$ boyutsuz impuls basınç fonksiyonunu, α' yıllık aşılma ihtimaline göre belirlenen yatay ivme katsayısını, β' deprem bölge katsayısını, T_h yatay titreşim periyodunu (T_i ya da T_o), $A_h(T_h)$ standartlaştırılmış yatay spektrum ivmesini ($T_h = 0$ için $A_h(0)=1,0$), A_p yer hareket ivmesinin yıllık aşılma ihtimaline göre alınan ihtimal faktörünü (sözkonusu ivmenin yıllık aşılma ihtimali= 0,01 ise A_p=1,0 dir) ve $C_h(T_h)$ (= $\alpha'\beta' A_h(T_h)A_p$) yatay deprem katsayısını göstermek üzere,

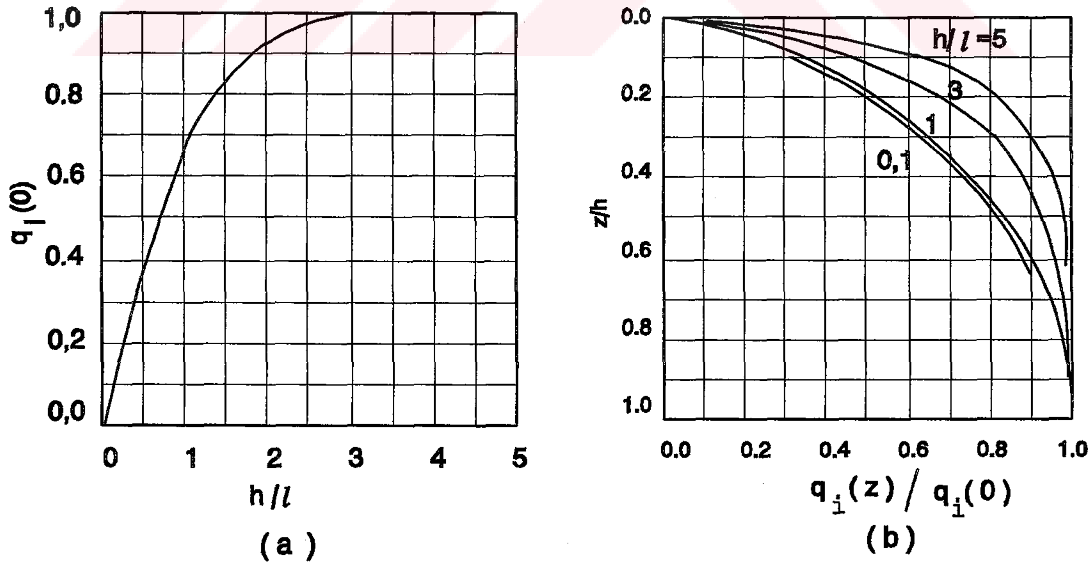
$$p_i(z) = q_i(z)\, a_m\, \rho\, l \tag{44}$$

bağıntısıyla, salınım basınçları ise, $q_{01}(z)$ ve $q_{02}(z)$ sırasıyla birinci ve ikinci salınım modu için boyutsuz basınç fonksiyonlarını göstermek üzere, 1. ve 2. salınım modu için,

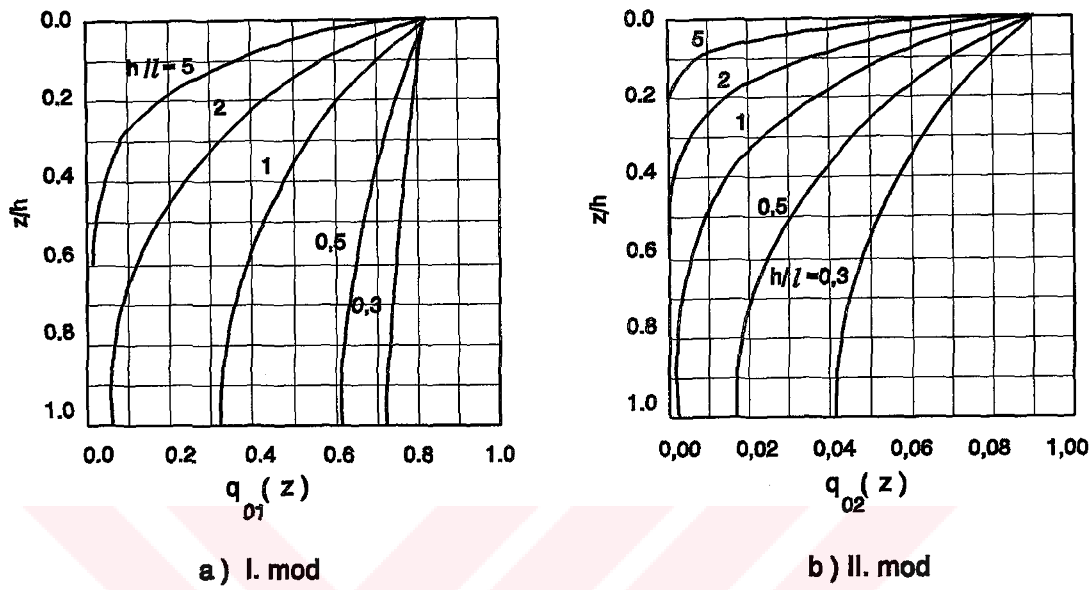
$$p_{01}(z) = q_{01}(z)\, C_h(T_{01})\, \rho\, g\, l \tag{45}$$

$$p_{02}(z) = q_{02}(z)\, C_h(T_{02})\, \rho\, g\, l \tag{46}$$

bağıntılarıyla hesaplanmaktadır. İmpuls basıncının belirlenmesinde kullanılan $q_i(z)$ Şekil 7 den, salınım basınçları için gerekli olan $q_{01}(z)$ ve $q_{02}(z)$ ise Şekil 8 den alınmaktadır. Bu bağıntılarda kullanılan impuls ve salınım modu periyotları Madde 2.2.2 de diğer titreşim modlarına karşılık gelen periyotlarla birlikte verilmektedir.



Şekil 7: İmpuls Basıncı İçin Gerekli Olan $q_i(0)$ ve $q_i(z)$ Değerleri [42].



Şekil 8: Salınım Basıncı İçin Gerekli Olan $q_{01}(z)$ ve $q_{02}(z)$ Değerleri [42].

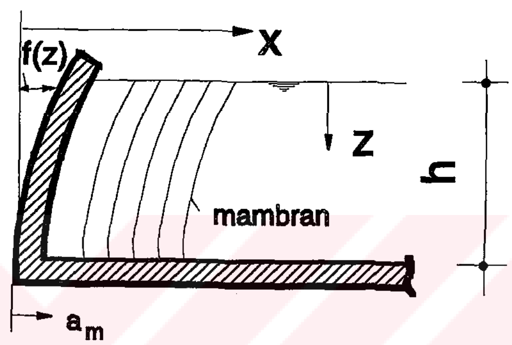
2.1.1.1.2. Duvarların Esnek Olması Durumu

Esnek duvarlı depolarda depo duvarlarının hareketi zemin hareketinden farklı olmakta dolayısıyla da bu tür duvarlara etkiyen hidrodinamik basınç rijit duvarlı depolarınkinden farklı olmaktadır.

Bilindiği gibi hidrodinamik basınç genellikle impuls ve salınım basınçları olmak üzere iki bileşene ayrılabilmektedir. Çözümlemede bu iki bileşenin dikkate alınması halinde depo esnekliği salınım moduna ait periyodu dolayısıyla da salınım basıncını önemli derecede artırmamakta, ancak impuls moduna ait periyodu dolayısıyla da impuls basıncını ihmal edilemeyecek derecede değiştirmektedir. Bu da salınım basıncının rijit depolardaki gibi belirlenebileceğine işaret etmektedir [42].

2.1.1.1.2.1. Sıvı uzunluğu yarı sonsuzdur

Salınım basınçları rijit depolardaki gibi hesaplanabildiğinden Housner sıvı uzunluğunun yarı sonsuz olması halinde duvar esnekliğinin impuls basıncı üzerindeki etkisini yaklaşık bir yöntemle incelemektedir. Bu yöntemde depo içindeki sıvının şekildeğiştirmiş duvara benzer mambranlar (Şekil 9) arasında tutulduğu kabul edilmektedir [123].



Şekil 9: Esnek Duvarlı Depo Kesiti.

Sabit ya da değişken kalınlıklı depo duvarına etkiyen hidrodinamik impuls basıncı (p_i); f(z) duvarın rölatif yatay yerdeğiştirmesini göstermek, D ve F ise

$$D = \int_0^h [f(z)]^2 \, dz \tag{47}$$

$$F = \int_0^h \Big[\int_z^h f(z) \, dz \Big]^2 dz \tag{48}$$

bağıntılarından hesaplanmak, üzere

$$p_i(z) = \rho \, a_m \, \omega^2 \sqrt{\frac{D}{F}} \int_0^z \int_z^h f(z) \, dz \, dz \, \sin\omega t \tag{49}$$

ifadesiyle belirlenmektedir. Buna bağlı olarak bileşke kuvvet ise,

$$P_i = \rho\, a_m\, \omega^2 \sqrt{\frac{D}{F}\int_0^h\int_0^z\int_z^h f(z)\,dz\,dz\,dz}\,\sin\omega t \tag{50}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Depo duvarlarının sabit kalınlıklı olması halinde; EI eğilme rijitliğini göstermek ve

$$\mu = \frac{P}{a_m}\frac{h^3}{(\frac{\pi}{4})^4 EI} \tag{51}$$

$$f(z) = a_m(1-\mu+\mu\sin\frac{\pi}{2}\frac{x}{h}) \tag{52}$$

olmak üzere, impuls basıncı

$$p_i = \rho h a_m \omega^2\sqrt{3}\sqrt{\frac{1-1{,}68\mu+1{,}18\mu^2}{1+2{,}44\mu+1{,}63\mu^2}}\left[(1-\mu)\left(\frac{z}{h}-\frac{1}{2}\left(\frac{z}{h}\right)^2+\left(\frac{2}{\pi}\right)^2\mu\sin\frac{\pi}{2}\frac{z}{h}\right]\right. \tag{53}$$

bağıntısıyla, bileşke kuvvet ise,

$$P_i = \rho h^2 a_m \frac{\omega^2}{\sqrt{3}}\sqrt{\frac{1-1{,}68\mu+1{,}18\mu^2}{1+2{,}44\mu+1{,}63\mu^2}}(1-0{,}22\mu) \tag{54}$$

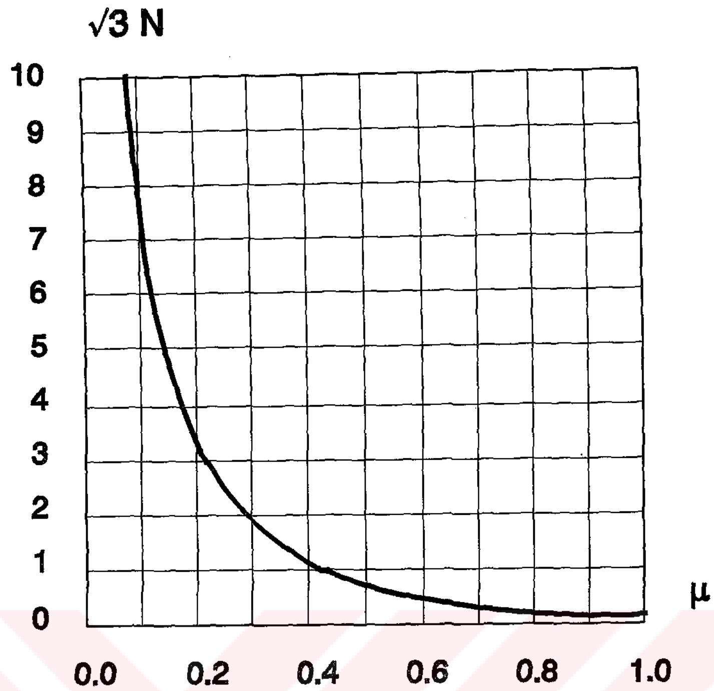
bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Bu son bağıntı

$$N = \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 \frac{EI}{\rho\omega^2 h^5} \tag{55}$$

olmak üzere,

$$\sqrt{3}N = \sqrt{\frac{1-1{,}68\mu+1{,}18\mu^2}{1+2{,}44\mu+1{,}63\mu^2}\frac{(1-0{,}22\mu)}{\mu}} \tag{56}$$

şeklinde de yazılabilmektedir. Bu durumda μ (56) bağıntısıyla hesaplanabileceği gibi $\sqrt{3}$N ye bağlı olarak Şekil 10 dan da alınabilir. Housner yapmış olduğu bu çalışmada esnekliğin artması halinde duvara etkiyecek hidrodinamik impuls basıncının azalacağını belirtmektedir.



Şekil 10: $\sqrt{3}$ N nin μ ye Göre Değişimi [123].

2.1.1.1.2.2. Sıvı uzunluğu sonludur.

Sıvı uzunluğunun sonlu kabulüyle esnek duvarlı depolarda hidrodinamik basınç dağılımlarının analitik olarak pratik hesabına ilişkin teknik literatürde bir çalışmaya rastlanmamıştır. Oysa bu kabul, depoları daha gerçekçi olarak temsil etmektedir. Madde 2.1.1.1.2.1 de açıklanan yolla belirtilen hidrodinamik basınçların depodaki basınçları tam temsil etmeyeceği açıktır.

2.1.1.2. Duvarların sıvıyla temasta bulunan yüzeyleri eğimlidir.

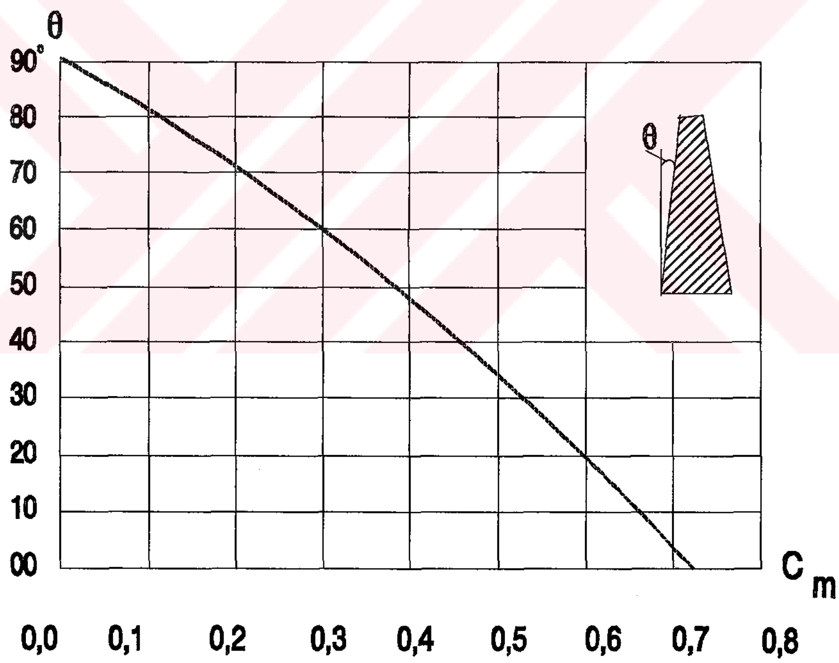
Ekonomik düşüncelerle depo duvarlarının genellikle değişken kalınlıklı olarak inşa edildiği bilinmektedir. Durum böyle olunca depo duvarlarının iç yüzü düşeyle sıfırdan farklı bir açı yapmaktadır. Diğer bir deyişle sözkonusu duvarların sıvıyla temasta bulunan yüzeyleri eğimli olmaktadır (Şekil 11).

*** Zangar yöntemi** [220]

Zangar eğimli bir duvara etkiyen hidrodinamik basınç dağılımının; analojik bir yolla, C_m duvar iç yüzünün düşeyle yaptığı açıya (θ) bağlı bir katsayıyı göstermek üzere,

$$p_i(z) = \frac{1}{2} a_m \rho h C_m \left[\frac{z}{h}\left(2-\frac{z}{h}\right) + \sqrt{\frac{z}{h}\left(2-\frac{z}{h}\right)} \right] \tag{57}$$

şeklinde elde ettiği bir bağıntıyla hesaplanabileceğini belirtmektedir. Bu bağıntıdaki C_m katsayısının değişimi Şekil 11 de verilmektedir. Bu şekilden θ büyüdükçe C_m katsayısının, dolayısıyla da hidrodinamik basıncın azaldığı görülmektedir.



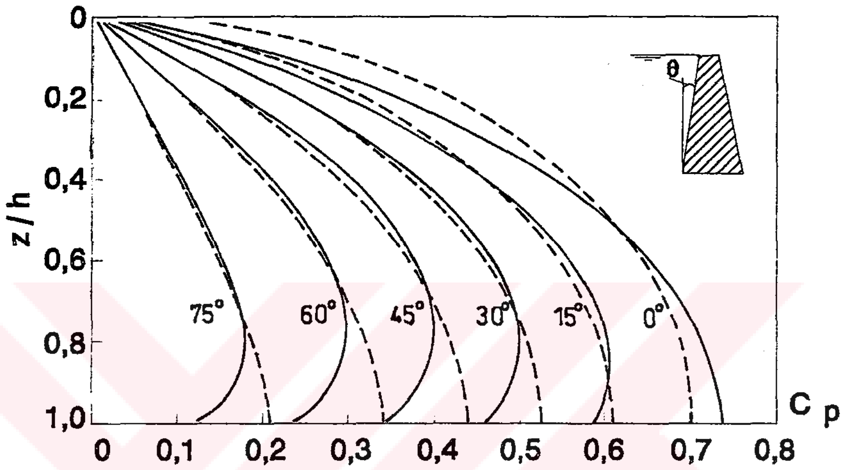
Şekil 11: Zangar Yöntemiyle Hesapta Gerekli Olan C_m Katsayısı [220].

*** Chwang ve Housner yöntemi** [221, 222]

Chwang ve Housner eğimli bir duvara etkiyen hidrodinamik basınç dağılımını, duvarın sıvıya değen yüzeyinin düşey olması durumu için geliştirilen Karman yönteminin eğimli duvarlara uyarlanmasından elde ettikleri,

$$p_i(z) = C_p \, \rho \, a_m \, \frac{z}{h} \tag{58}$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini ifade etmektedirler. Bu bağıntıdaki C_p katsayısının θ ve z/h ile değişimi Şekil 12 de verilmektedir.

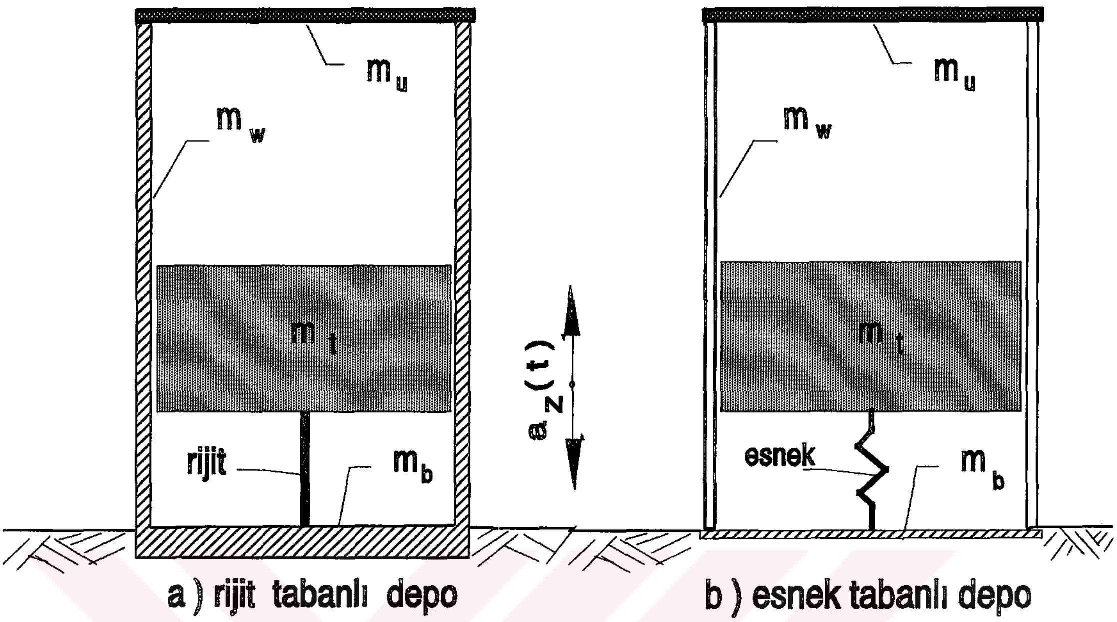


Şekil 12: Chwang ve Housner Yöntemi İçin C_p Katsayısı [221].

Bu şekillerden de görüldüğü gibi maksimum basınç duvarın sıvıyla temas eden yüzeyinin düşey olması ($\theta=0$) halinde meydana gelmektedir. Duvar iç yüzeyinin eğimi arttıkça (θ büyüdükçe) C_p, dolayısıyla da hidrodinamik basınç azalmaktadır.

2.1.2. Depremin Düşey Bileşenine Göre Hesap

Depremin düşey bileşeni de depo duvarlarına yatay doğrultuda etkiyen bir hidrodinamik basınç meydana getirmektedir. Deneysel ve teorik çalışmalar düşey ivmeli bir harekette genellikle sıvıda salınım hareketinin meydana gelmediğini göstermektedir [218, 219, 223]. Bu nedenle depremin düşey bileşenine göre hesapta sadece impuls basıncının dikkate alınması yeterli olmaktadır. Rijit ve esnek tabanlı depolara etkiyen impuls basıncının hesaplanmasında dikkate alınan modeller Şekil 13 de verilmektedir [42].



Şekil 13: Depremin Düşey Bileşeni İçin Rijit ve Esnek Tabanlı Depoların Modellenmesi

Bu şekilden görüldüğü gibi toplam sıvı kütlesinin (m_t) depo tabanına; bu tabanın rijit olması halinde rijit bir elemanla, esnek olması halinde ise bir yayla bağlandığı kabul edilmektedir.

Buna göre rijit tabanlı depolarda depremin düşey bileşeninden dolayı meydana gelen ve sıvı serbest yüzeyi düzeyinde sıfır olan impuls basıncı depo tabanında,

$$p_{iz}(h) = \rho\, h a_z(t) \tag{59}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır [218]. Esnek tabanlı depolarda ise, T_v depo-zemin etkileşimiyle hesaplanan düşey titreşim modu periyodunu, α'' düşey ivme katsayısını $(=0{,}7\ \alpha')$, $A_v(T_v)$ standartlaştırılmış düşey spektrum ivmesini ($T_v = 0$ için $A_v(0) = 1{,}0$ dir) göstermek üzere,

$$p_{ixz}(h) = \alpha''\beta' A_v(T_v) A_p \rho g h \tag{60}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.

Bu dağılımın duvar tabanı ve sıvı serbest yüzeyi arasında değişiminin doğrusal olduğu kabul edilmektedir [42, 218, 219].

2.1.3. Depremin Yatay ve Düşey Bileşenlerine Göre Hesap

Silindirik sıvı depolarının deprem davranışları depremin düşey ve yatay bileşenlerinin aynı anda etkimesi halinde incelenmiştir [114]. Ancak teknik literatürde dikdörtgen depoların bu tür bir incelenmesine rastlanmamıştır. Bununla beraber dikdörtgen kesitli depoların depremin düşey ve yatay bileşenlerine göre yaklaşık bir hesabı mevcuttur. Bu yaklaşık hesapta depoya depremin düşey ve yatay bileşenlerinin ayrı ayrı etkimesi halinde hesaplanan basınç dağılımları, statik basınçla birlikte, Şekil 14 de verilmektedir. Bu şekildeki p_e depo duvarı eylemsizlik basıncını, p_s hidrostatik basıncı, p_{xx}, p_{xy} ve p_{xz} sırasıyla depremin x, y, z eksenleri doğrultusundaki bileşenlerinden dolayı x ekseni doğrultusunda meydana gelen impuls basınçlarını, p_o ise salınım basıncını göstermektedir. Bunlarda p_{ixz} hariç diğer hidrodinamik basınçların hesaplanmasında kullanılan bağıntılar daha önce ilgili oldukları başlıklar altında verilmiştir.

Haroun'a göre bu p_{ixy} basıncı ise,

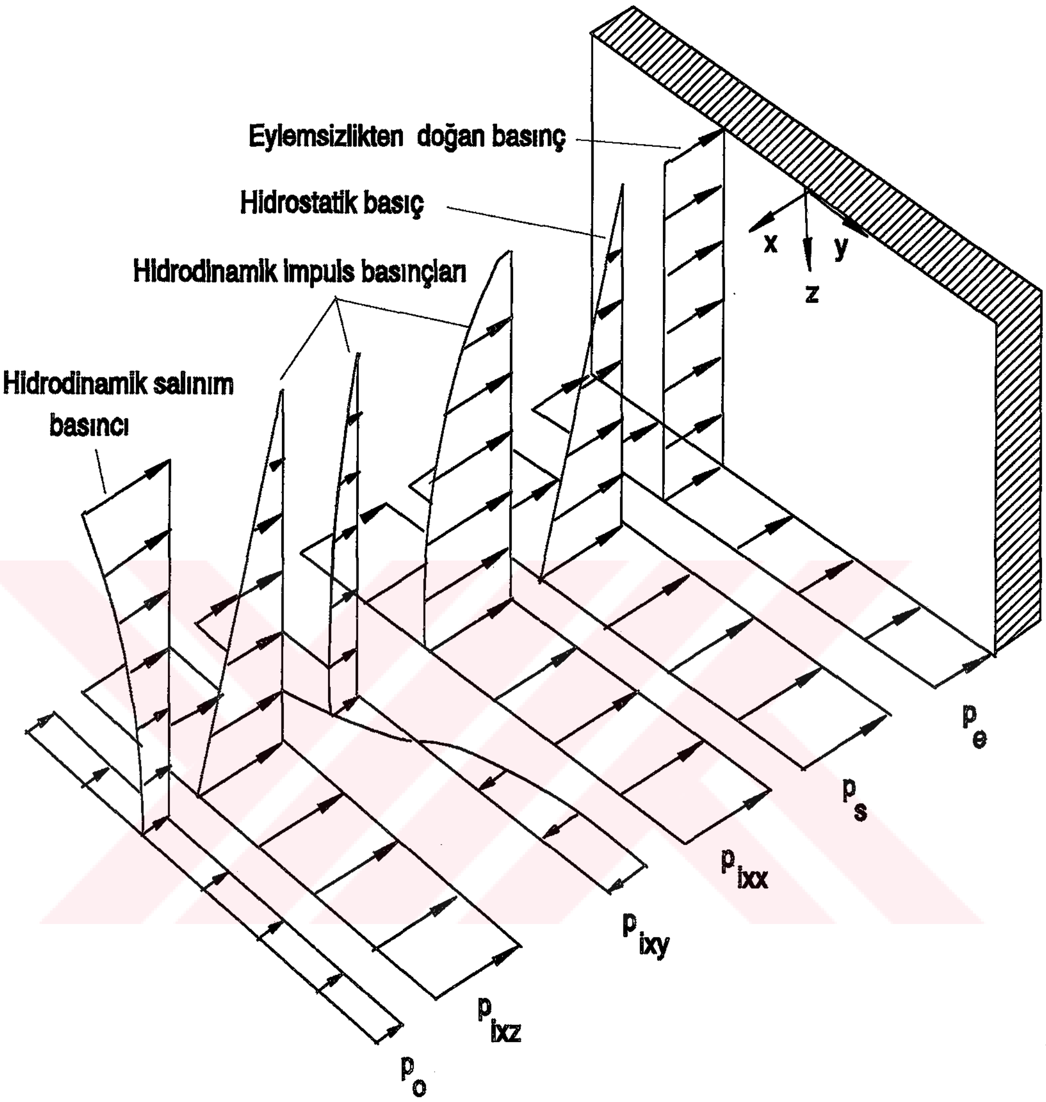
$$p_{ixy} = \frac{8}{\pi^2} \rho h a_y(t) \tanh\left(\frac{\pi b}{2h}\right) \tag{61}$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir [218].

Duvarlara etkiyen bileşke hidrodinamik basınçlar, örneğin

$$p = \sqrt{p_{ixx}^2 + p_{ixz}^2 + p_o^2} \tag{62}$$

bağıntısına benzer istatistiksel düşüncelerle süperpoze edilmek suretiyle belirlenmektedir.



Şekil 14: Depo Duvarına Etkiyebilecek Statik ve Dinamik Basınçlar

Bu başlık altında irdelenen analitik yöntemlere ilişkin bilgisayar programı EK-A da verilmektedir.

2.2. Dikdörtgen Kesitli Depoların Çeşitli Analitik Yöntemlerle Pratik Deprem Hesabı

Deprem etkisinde kalan depo duvarlarının yükseklikleri üzerinde hidrodinamik basınç dağılımları Madde 2.1 de verilmiştir. Bu başlık altında ise, karşılaştırmalarda kullanmak amacıyla, depoların depreme göre projelendirilmesinde gerekli olan hidrodinamik kuvvetlerin ve bunlardan dolayı kritik kesitlerde doğan eğilme momentleri ve devirici momentin, titreşim periyotlarının ve maksimum dalga yüksekliğinin pratik hesabı üzerinde durulmaktadır. Bu hesap için hazırlanan bilgisayar programı akış diyagramı bölümün sonunda, listesi ise EK-B de verilmektedir.

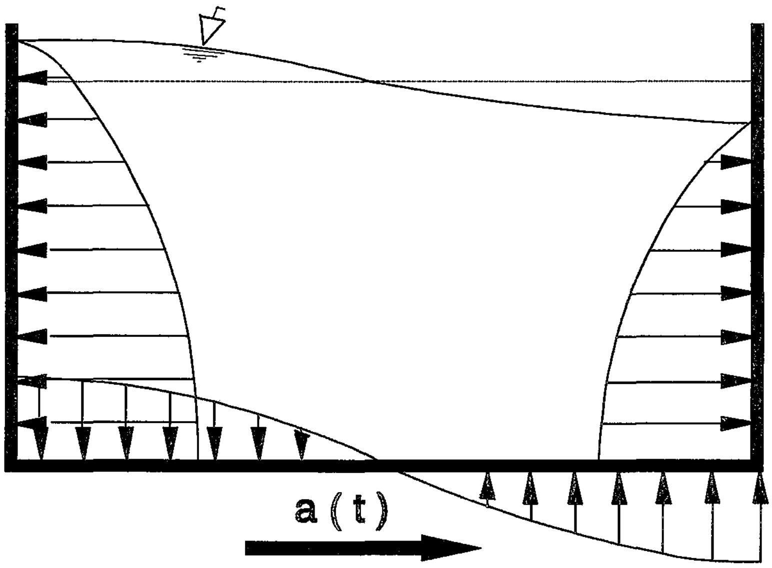
2.2.1. Hidrodinamik Kuvvetlerin Pratik Hesabı

Dikdörtgen rijit bir deponun taban ve duvarlarına depremin yatay bileşeninden dolayı etkiyen şematik basınç dağılımları Şekil 15 de verilmektedir. Bu hidrodinamik basınç dağılımlarının meydana getirdikleri etkileri, eşdeğer kütleler yardımıyla, belirlemek amacıyla 1950 lerin başlarından itibaren, kütle-yay modellemesi kullanılmaktadır [123, 125, 126, 224].

Bu yaklaşımla, önce sözkonusu eşdeğer kütleler ile bunların ağırlık merkezlerinin tabandan itibaren yükseklikleri, daha sonra bunların maksimum yer ivmesi ya da spektrum ivmesiyle çarpılmasıyla hidrodinamik basınç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Bu basınç kuvvetlerinin bilinmesi halinde depo taban-duvar ayrıtlarındaki eğilme momentleri ve depo tabanı-zemin arayüzeyindeki devirici moment kolaylıkla belirlenebilmektedir.

2.2.1.1. Duvarların rijit olması durumu

Duvarları rijit dikdörtgen depolarda dinamik bir etkiden dolayı duvarlara uygulanan basınç kuvvetlerinin, eşdeğer kütleler yardımıyla, pratik hesabı için Graham-Rodriguez, Housner ve Hunt-Priestley yöntemleri kullanılmaktadır. Aşağıda bu yöntemler üzerinde durulmaktadır.



Şekil 15: Depremin Yatay Bileşeni Nedeniyle Deponun Taban ve Duvarlarında Oluşan Şematik Basınç Dağılımları.

2.2.1.1.1. Graham ve Rodriguez yöntemi

Graham ve Rodriguez [125], yer hareketinin sinüzoidal bir hareket olduğunu ve depoya x ekseni doğrultusunda (bkz. Şekil 6), A sözkonusu hareketin genliğini göstermek üzere, $x(t)=A \sin\omega t$ şeklinde bir öteleme hareketi yaptırdığını, bu hareketten doğan rölatif yerdeğiştirmelerin küçük kaldığını, sıvının viskozitesiz ve sıkışamaz olduğunu kabul etmektedirler.

Bu araştırmacılar Laplace denklemi (37) ile ifade ettikleri sıvı hareketi için hız potansiyelini (Φ);

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial n}(\pm l, \pm b, z, t) = \textit{duvarların} \quad \textit{hızı} \tag{63}$$

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial x}(\pm l, z, t) = A\,\omega \cos \omega t \tag{64}$$

$$-\frac{\partial\Phi}{\partial z}(x,z=h,t)=0 \tag{65}$$

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2}(x,y,z=0,t)+g\frac{\partial\Phi}{\partial z}(x,y,z=0,t)=0 \qquad \textit{(serbest yüzey koşulu)} \tag{66}$$

ve sınır koşullarını sağlayan,

$$\Phi=A\cos\omega t\,[x+\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n-1}\frac{8l}{\pi^2(2n-1)^2}\frac{\omega^2}{\omega_n{}^2-\omega^2}\,\frac{\sin[(2n-1)\pi\frac{x}{2l}]\cosh[(2n-1)\frac{\pi}{2l}(z+\frac{h}{2})]}{\cosh[(2n-1)\pi\frac{h}{2l}]}] \tag{67}$$

bağıntısıyla ifade etmişlerdir. Bu potansiyele bağlı olarak birim genişlikli depo duvarları üzerindeki basınç kuvveti,

$$P_i=\rho\int_0^h\frac{\partial\Phi}{\partial t}\,dz \tag{68}$$

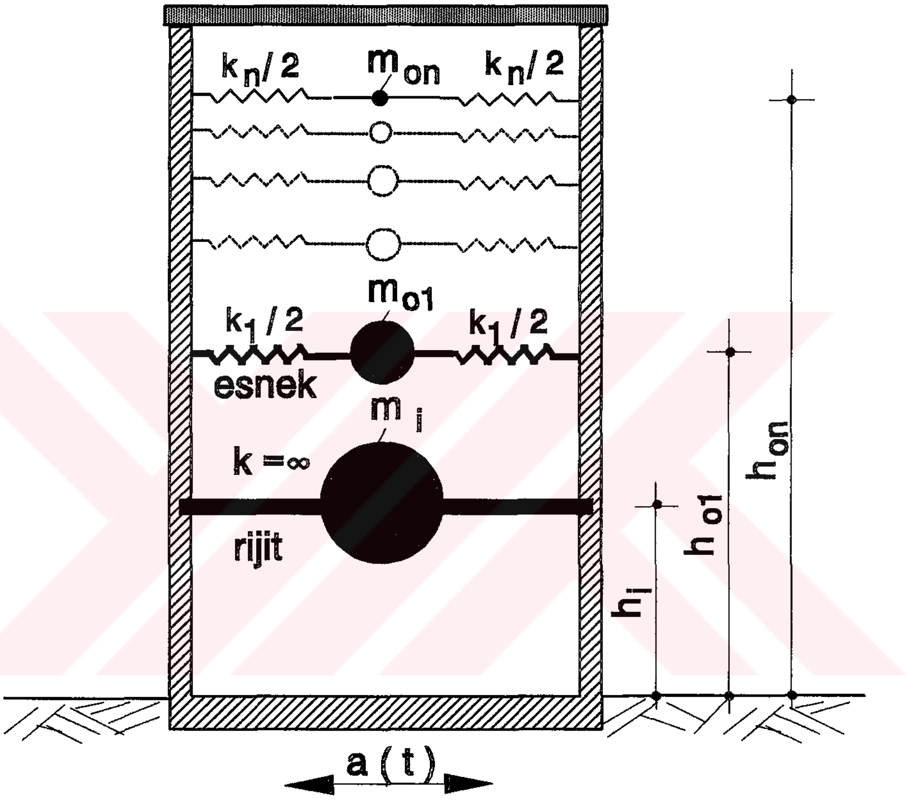
bağıntısıyla, A sinωt = a(t)/ω^2 alınmak üzere,

$$P_i=-\rho a(t)hl\,[1+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{8\tanh[(2n-1)\frac{h}{2l}]}{\pi^3(2n-1)^3\frac{h}{2l}}\;\frac{1}{\frac{\omega_n^2}{\omega^2}-1}] \tag{69}$$

olarak elde edilmektedir. Depo duvarları rijit kabul edildiğinden bu duvarlar zeminle aynı hareketi yapmaktadır. Bu durumda P_i impuls basınç kuvvetinin, duvarlara rijit bağlı, dolayısıyla da zemin hareketini aynen taklit eden bir kütle tarafından meydana geldiği kabul edilmiş olmaktadır.

Graham ve Rodriguez'in (69) bağıntısıyla hesaplanan impuls basınç kuvvetini ve farklı modlarda meydana gelen salınım basınç kuvvetlerini oluşturacak eşdeğer kütle ve rijitlikler için dikkate almış oldukları model Şekil 16 da verilmektedir. Bu şekildeki, m_{o1}

ve m_{on}, sırasıyla, 1. ve n. moddaki salınım kütlelerini, h_i impuls basıncı bileşkesinin tabandan itibaren yüksekliğini, h_{o1} ve h_{on}, sırasıyla, 1. ve n. moddaki salınım basıncı bileşkelerinin tabandan itibaren yüksekliklerini, k_1 ve k_n ise 1. ve n. moddaki rijitlikleri göstermektedir. Bu modele göre, yukarıda da belirtildiği gibi, impuls kütlesi duvarlara rijit olarak, salınım kütleleri ise birer yayla bağlı bulunmaktadır.



Şekil 16: Graham ve Rodriguez Yönteminde Dikkate Alınan Depo Modeli.

Diğer taraftan adı geçen araştırmacılar bu kütlelerin toplam sıvı kütlesine oranlarını,

$$m_t = \rho\, 2l\, 2b\, h \;\rightarrow\; m_t = 4\rho\, l\, b\, h \tag{70}$$

toplam sıvı kütlesini göstermek üzere,

$$\frac{m_{on}}{m_t}=\frac{16l}{\pi^3(2n-1)^3h}\tanh\frac{(2n-1)\pi h}{2l} \tag{71}$$

$$\frac{m_i}{m_t}=1-\sum_{n=1}^{\infty}\frac{m_{on}}{m_t} \rightarrow \frac{m_i}{m_t}=1-\sum_{n=1}^{\infty}\frac{16l}{(2n-1)^3\pi^3h}\tanh\frac{(2n-1)\pi h}{2l} \tag{72}$$

şeklinde, ağırlık merkezlerinin tabandan itibaren yüksekliklerinin sıvı toplam yüksekliğine oranlarını,

$$\frac{h_{on}}{h}=1-\frac{4l}{(2n-1)\pi h}\tanh\frac{(2n-1)\pi h}{4l} \tag{73}$$

$$\frac{h_i}{h}=\frac{1}{2}-\frac{m_t}{m_i}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{m_{on}}{m_t}\frac{h_{on}}{h} \tag{74}$$

şeklinde, yay rijitliklerini ise,

$$k_n=m_{on}\,\omega_n^2 \rightarrow k_n=\frac{8gm_t}{h(2n-1)^2\pi^2}\tanh^2\frac{(2n-1)\pi h}{2l} \tag{75}$$

şeklinde vermektedirler.

Bu bağıntılardan belirlenen impuls ve ilk üç salınım moduna ait salınım kütlelerinin toplam sıvı kütlesine oranlarının depo doluluk oranına (h/l) göre değişimleri Şekil 17 de verilmektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi salınım kütlelerinden birinci moda karşılık gelen kütle diğer modlardakilere oranla çok daha büyüktür. Bu da yüksek salınım modları etkisinin genellikle çok küçük olduğunu göstermektedir.

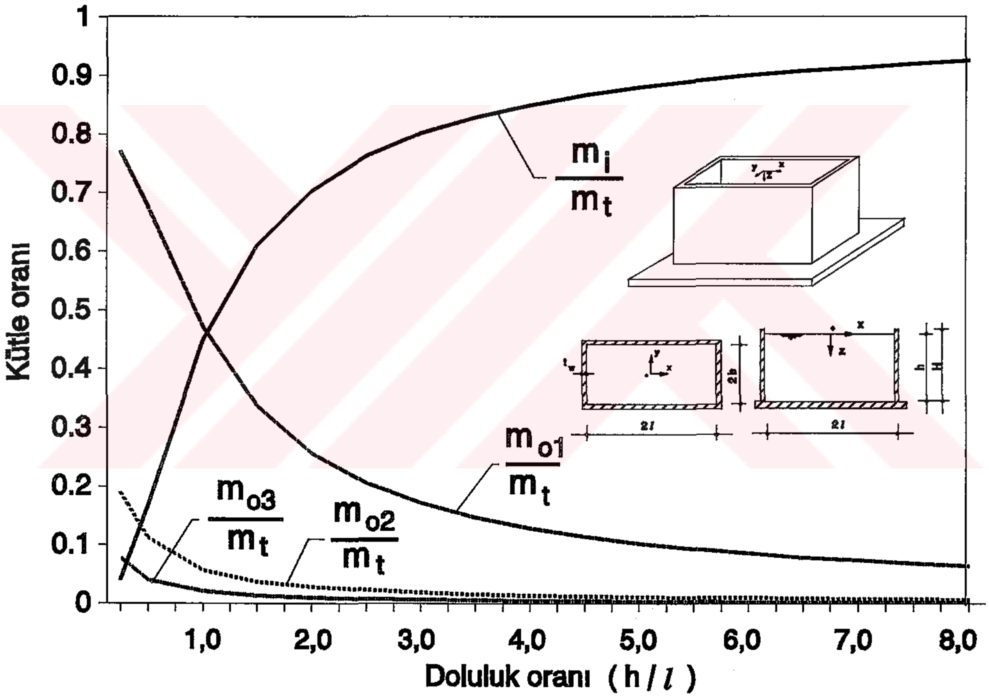
Diğer taraftan aynı şekilden doluluk oranı arttıkça impuls kütlesi oranının arttığı, salınım kütleleri oranlarının ise azaldığı da görülmektedir. Buna karşılık doluluk oranı azaldıkça (özellikle $h/l<0.75$ için) salınım kütleleri oranları artmakta impuls kütlesininki ise azalmaktadır. Örneğin, $h/l=0,75$ için salınım kütleleri toplamının 0,85m_t değerini, $h/l=5$ için impuls kütlesinin 0,90 m_t değerini alması bu değişimin mertebesi hakkında bir fikir vermektedir.

Sözkonusu eşdeğer kütleler (m_i, m_{o1}, ..., m_{on}) yardımıyla impuls ve salınım basınçlarının bileşkeleri,

$$P_i = m_i a_m \tag{76}$$

$$P_{on} = m_{on} S_a \tag{77}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu hidrodinamik kuvvetler bilinince istenilen kesitlerdeki momentler de kolayca hesaplanabilmektedir. Bu momentlerin hesabı Madde 2.2.1.1.2 de verilmektedir.



Şekil 17: Graham ve Rodriguez Yöntemiyle Hesaplanan Eşdeğer Kütlelerin h/l Oranına Göre Değişimi.

Burada Graham ve Rodriguez'in bu yöntemi uzay araçlarının dikdörtgen kesitli akaryakıt depolarının dinamik davranışlarını incelemek amacıyla geliştirmiş olduklarını ve yöntemin h/l< 0,25 için negatif impuls basıncı verdiğini bu nedenle Şekil 17 de sadece h/l≥ 0,25 için hesaplanan değerlerin verildiğini belirtmek uygun olmaktadır.

2.2.1.1.2. Housner yöntemi

Dikdörtgen bir deponun pratik deprem hesabı için gerekli olan hidrodinamik basınç kuvvetleri ve etkime yüksekliklerinin, bunlara bağlı olarak hesaplanan momentlerin ve maksimum dalga yüksekliğinin belirlenmesinde kullanılan en yaygın yöntem, daha önce de belirtildiği gibi, Housner yöntemidir [58,126]. Zira, yöntemin çok sayıda pratik uygulaması yapılmış ve bu uygulamalardan elde edilen sonuçlar irdelenmiştir. Bu başlık altında verilen yöntem Epstein'ın, bazı katkılar yaparak, düzenlemiş olduğu Housner yönteminin yazım kusurlarından arındırılmış şeklidir [129].

Bu yöntemde depolar doluluk oranına göre sığ ve derin depolar olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Doluluk oranının $h/l \leq 1{,}5$ olanları sığ, diğerleri ise derin depo olarak adlandırılmaktadır.

2.2.1.1.2.1. Sığ depolar ($h/l \leq 1{,}5$) için Housner yöntemi

Sığ depolarda sıvının duvarlara uyguladığı hidrodinamik basınç kuvvetleri sadece impuls ve salınım kütlelerinin oluşturduğu etkilerle temsil edilmektedir (Şekil 18).

Bu tür depolarda impuls ve salınım kütlelerinin toplam sıvı kütlesine oranları,

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{h}{1{,}732\,l} \tanh\left(1{,}732\frac{l}{h}\right) \tag{78}$$

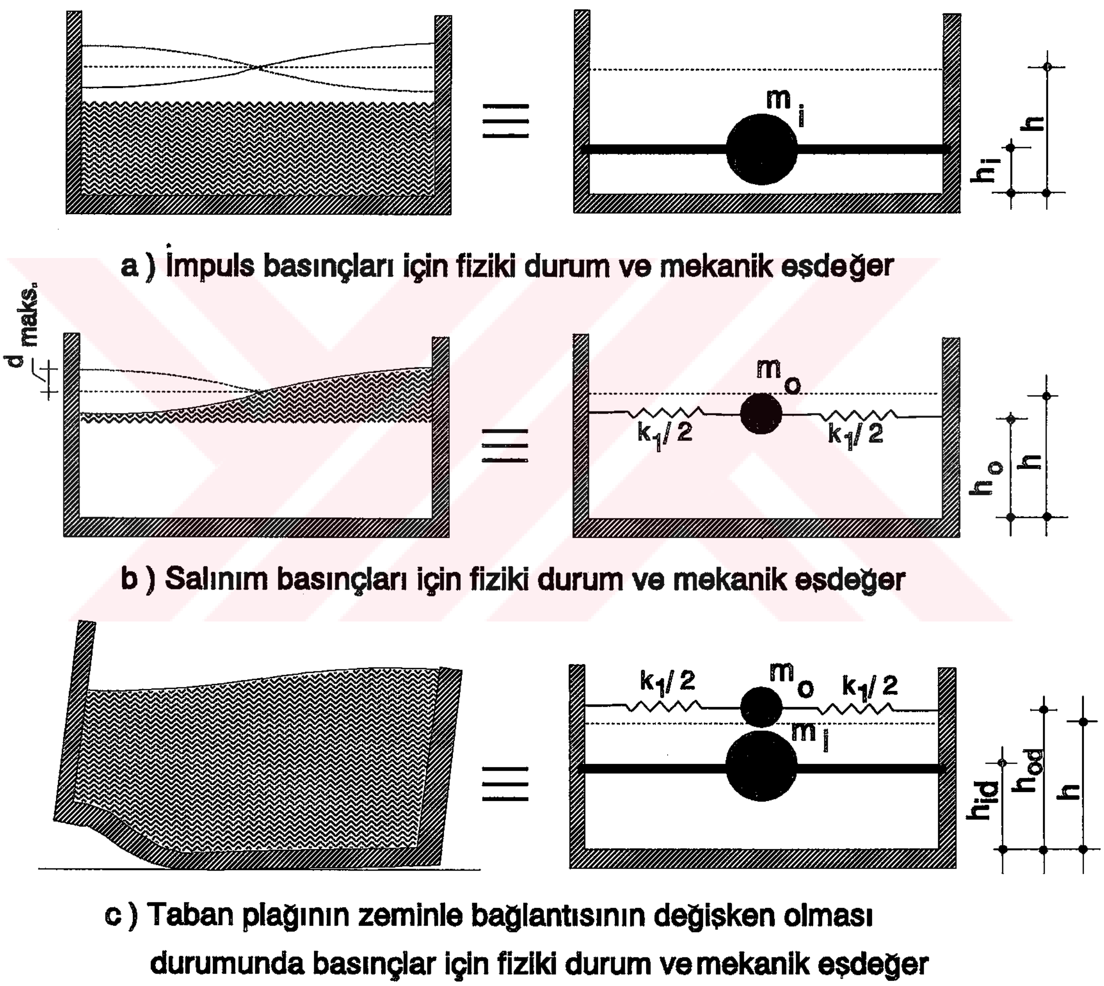
$$\frac{m_o}{m_t} = 0{,}527\,\frac{l}{h} \tanh\left(1{,}581\frac{h}{l}\right) \tag{79}$$

şeklinde, impuls ve salınım basıncı bileşkelerinin tabandan itibaren yüksekliklerinin sıvı toplam yüksekliğine oranları ise, sırasıyla,

$$\frac{h_i}{h} = \frac{3}{8} \tag{80}$$

$$\frac{h_o}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(1{,}581\frac{h}{l}\right) - 1}{1{,}581\frac{h}{l}\sinh\left(1{,}581\frac{h}{l}\right)} \tag{81}$$

şeklinde ifade edilmektedir.



Şekil 18: Housner Yönteminde Dikkate Alınan Sığ Depo Fiziki Durumları ve Mekanik Eşdeğerleri.

Devirici momentin hesabında, depo tabanındaki dinamik etkilerin dikkate alınması halinde (Şekil 18c), impuls basıncı bileşkesinin tabandan itibaren yüksekliği (h_{id}),

$$\frac{h_{id}}{h} = \frac{1}{2}\frac{1,732\frac{l}{h}}{\tanh\ (1,732\frac{l}{h})} - \frac{1}{8} \tag{82}$$

bağıntısıyla, salınım basıncınınki ise (h_{od}),

$$\frac{h_{od}}{h} = 1 - \frac{\cosh\ (1,581\frac{h}{l}) - 2}{1,581\frac{h}{l}\sinh\ (1,581\frac{h}{l})} \tag{83}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Housner yöntemiyle sığ depolar için impuls ve salınım kütlelerinin toplam sıvı kütlesine ve bunlarla ilgili basınçların bileşkelerinin tabandan itibaren etkime yüksekliklerinin depodaki sıvı yüksekliğine oranlarının, doluluk oranına göre, hesaplanan değerleri Tablo 1 de, bu yükseklik oranlarının değişimi ise Şekil 20 de verilmektedir.

Tablo 1: Housner Yöntemiyle Sığ Depolarda Doluluk Oranına Göre Hesaplanan Kütle ve Yükseklik Oranları.

Doluluk oranı	m_i/m_t	m_o/m_t	h_i/h	h_o/h	h_{id}/h	h_{od}/h
0.1	.058	.826	.375	.501	8.660	40.342
0.2	.115	.806	.375	.504	4.330	10.341
0.3	.173	.776	.375	.509	2.887	4.792
0.4	.231	.737	.375	.516	2.166	2.857
0.5	.288	.694	.375	.525	1.735	1.970
0.6	.344	.649	.375	.534	1.452	1.495
0.7	.398	.604	.375	.545	1.255	1.216
0.8	.450	.562	.375	.557	1.111	1.043
0.9	.498	.521	.375	.570	1.004	.930
1.0	.542	.484	.375	.583	.922	.855
1.1	.583	.450	.375	.597	.858	.805
1.2	.620	.420	.375	.610	.807	.772
1.3	.653	.392	.375	.624	.766	.751
1.4	.683	.368	.375	.637	.732	.735
1.5	.710	.345	.375	.650	.705	.730

Bu tablodan görüldüğü gibi doluluk oranının 0,5 den küçük olması halinde impuls ve salınım kütlelerinin toplam sıvı kütlesine oranlarının toplamı 1,00 den küçük kalmaktadır. Bu durum sözkonusu doluluk oranlarına sahip olan depolarda Housner yönteminde sadece 1. salınım moduna karşılık gelen salınım kütlesinin dikkate alınıp, diğer modlara ait kütlelerin ihmal edilmesinden ileri gelmektedir. Oysa, Graham ve Rodriguez yönteminde yüksek modlara ait salınım kütleleri de dikkate alınmaktadır (bkz. Bağıntı 72 ve Şekil 17).

Graham ve Rodriguez yönteminde yapıldığı gibi eşdeğer impuls ve salınım kütleleri belirlenince duvarlara uygulanan impuls basınç kuvveti (76) bağıntısıyla, salınım basınç kuvveti ise,

$$P_o = m_o S_a \tag{84}$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Bu kuvvetlerin aynı zamanda meydana geldiği kabul edilirse, maksimum eğilme momenti,

$$M_e = P_i h_i + P_o h_o \tag{85}$$

bağıntısıyla, devirici moment ise,

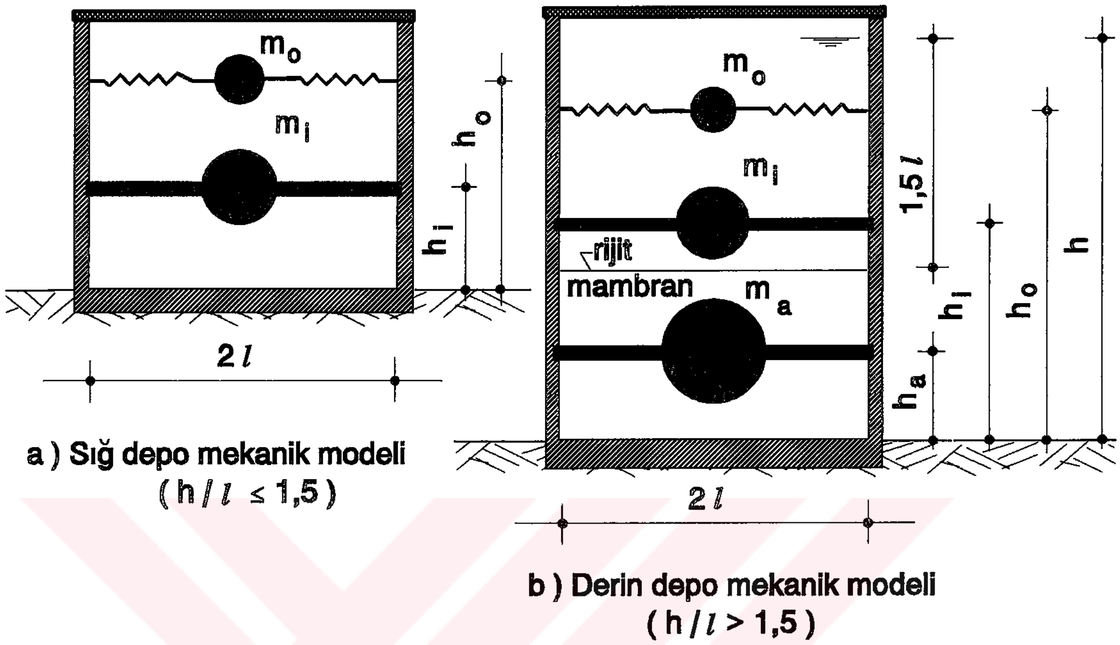
$$M_d = P_i h_{id} + P_o h_{od} \tag{86}$$

bağıntısıyla belirlenmektedir (bkz. Şekil 18).

Burada depo bütününün dinamik davranışı dikkate alındığında bu son bağıntılarla hesaplanan moment değerlerine boş depo kütlesine etkiyen atalet kuvvetlerinden doğan momentin de ilave edilmesi gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır.

2.2.1.1.2.2. Derin depolar ($h/l > 1,5$) için Housner yöntemi

Derin depolarda, sıvı serbest yüzeyinden itibaren $1,5l$ derinliğinden depoyu iki kısma ayıran rijit bir mambranın bulunduğu düşünülmektedir. Bu durumda depodaki sıvı kütlesi rijit mambranın üstünde impuls ve salınım kütleleriyle, mambranın altında ise, depo tabanıyla birlikte hareket ettiği kabul edilen, bir atıl kütle (m_a) ile temsil edilmektedir. Hesaplarda dikkate alınan derin depo modeli, karşılaştırmak amacıyla sığ depolarınkiyle birlikte, Şekil 19 da verilmektedir.



Şekil 19: Housner Yönteminde Dikkate Alınan Sığ ve Derin Depo Mekanik Modelleri.

Bu tip depolarda impuls, salınım ve atıl kütleleri, sırasıyla,

$$\frac{m_i}{m_t} = \frac{1{,}064l}{h} \tag{87}$$

$$\frac{m_o}{m_t} = \frac{0{,}518l}{h} \tag{88}$$

$$\frac{m_a}{m_t} = 1 - \frac{3l}{2h} \tag{89}$$

bağıntılarıyla, bu kütlelerle ilgili basınçların bileşkelerinin tabandan itibaren yükseklikleri ise,

$$\frac{h_i}{h}=(1-\frac{15l}{16h}) \tag{90}$$

$$\frac{h_o}{h}=1-\frac{0,525l}{h} \tag{91}$$

$$\frac{h_{id}}{h}=1-\frac{0,630l}{h} \tag{92}$$

$$h_{od}=1-\frac{0,405l}{h} \tag{93}$$

$$\frac{h_a}{h}=(\frac{1}{2}-\frac{3l}{4h}) \tag{94}$$

bağıntılarıyla hesaplanmaktadır. Sözü edilen bu üç kütleden (m_i, m_o, m_a) dolayı depo duvarlarına uygulanan impuls, salınım ve atıl basınç kuvvetleri, a_m* bir serbestlik dereceli elastik sistemin maksimum spektrum ivmesini göstermek üzere, sırasıyla,

$$P_i=m_i a_m \tag{95}$$

$$P_o=m_o a_m^* \tag{96}$$

$$P_a=m_a a_m \tag{97}$$

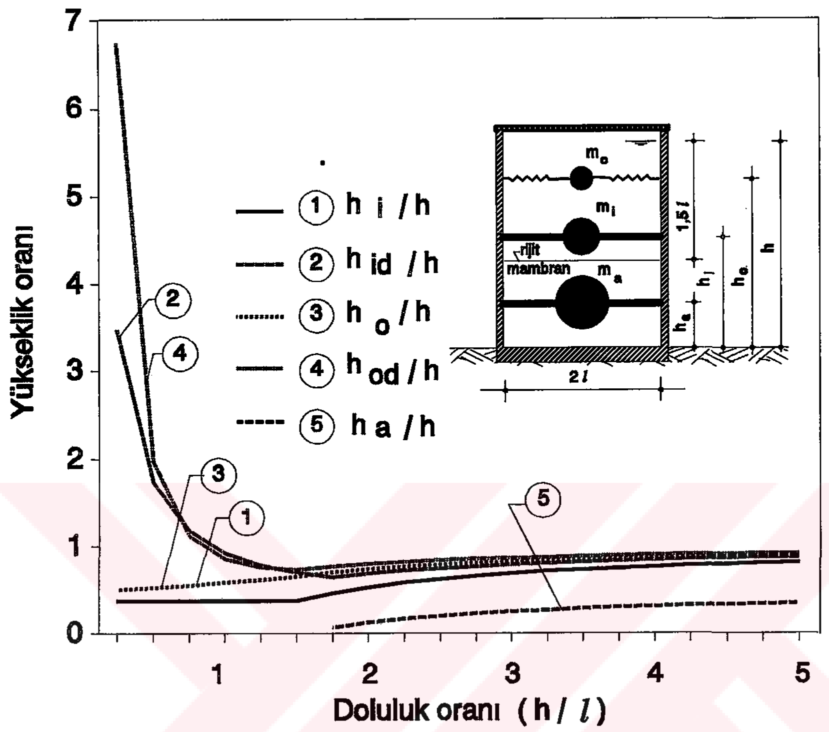
bağıntılarıyla, basınçların eşzamanda oluştuğu kabulüyle, maksimum eğilme momenti ve devirici moment ise, sırasıyla,

$$M_e=P_i h_i+P_o h_o+P_a h_a \tag{98}$$

$$M_d=P_i h_{id}+P_o h_{od}+P_a h_a \tag{99}$$

bağıntılarıyla hesaplanmaktadır.

Housner yöntemiyle derin depolar için impuls, salınım ve atıl kütlelerin toplam sıvı kütlesine oranlarıyla, bunlarla ilgili basınçların bileşkelerinin tabandan itibaren yüksekliklerinin depodaki sıvı yüksekliğine oranları Tablo 2 de, bu yükseklik oranlarının h/l ye göre değişimi ise Şekil 20 de verilmektedir.



Şekil 20: Housner Yöntemine Ait Basınç Bileşkelerinin Depo Tabanından İtibaren Yüksekliklerinin Durgun Haldeki Sıvı Yüksekliğine Oranlarının h/l ile Değişimi.

Bu şekilden görüldüğü gibi doluluk oranının 1,5 den küçük değerleri için özellikle devirici momentin hesabında kullanılan etkime yüksekliklerinin (h_{id} ve h_{od}) toplam yüksekliğe oranları doluluk oranıyla çok çabuk bir şekilde değişmektedir. Örneğin, doluluk oranı (h/l)=0,10 için h_{id}/h = 8,660 ve h_{od}/h = 40,342 değerini almaktadır (bkz. Tablo 1). Bu da impuls ve salınım basınçları bileşkelerinin tabandan itibaren teorik yüksekliklerinin sırasıyla depoda bulunan statik haldeki sıvı yüksekliğinin 8,66 ve 40,342 katı olabileceğini göstermektedir. Durum böyle olunca bu boyutlarda bir deponun yapılması gerektiğinde bu hesabın bir kez de doğrusal olmayan etkileri de dikkate alan yöntemlerle yapılmasının yararlı olacağı açıktır.

Tablo 2: Housner Yöntemiyle Derin Depolarda Doluluk Oranına Göre Hesaplanan Kütle ve Yükseklik Oranları.

h/l	m_i/m_t	m_o/m_t	m_a/m_t	h_i/h	h_o/h	h_a/h	h_{id}/h	h_{od}/h
1.6	.665	.324	.063	.414	.672	.031	.606	.747
1.7	.626	.305	.118	.449	.691	.059	.629	.762
1.8	.591	.288	.167	.479	.708	.083	.650	.775
1.9	.560	.273	.211	.507	.724	.105	.668	.787
2.0	.532	.259	.250	.531	.738	.125	.685	.798
2.1	.507	.247	.286	.554	.750	.143	.700	.807
2.2	.484	.235	.318	.574	.761	.159	.714	.816
2.3	.463	.225	.348	.592	.772	.174	.726	.824
2.4	.443	.216	.375	.609	.781	.187	.737	.831
2.5	.426	.207	.400	.625	.790	.200	.748	.838
2.6	.409	.199	.423	.639	.798	.212	.758	.844
2.7	.394	.192	.444	.653	.806	.222	.767	.850
2.8	.380	.185	.464	.665	.812	.232	.775	.855
2.9	.367	.179	.483	.677	.819	.241	.783	.860
3.0	.355	.173	.500	.687	.825	.250	.790	.865
3.1	.343	.167	.516	.698	.831	.258	.797	.869
3.2	.333	.162	.531	.707	.836	.266	.803	.873
3.3	.322	.157	.545	.716	.841	.273	.809	.877
3.4	.313	.152	.559	.724	.846	.279	.815	.881
3.5	.304	.148	.571	.732	.850	.286	.820	.884
3.6	.296	.144	.583	.740	.854	.292	.825	.887
3.7	.288	.140	.595	.747	.858	.297	.830	.891
3.8	.280	.136	.605	.753	.862	.303	.834	.893
3.9	.273	.133	.615	.760	.865	.308	.838	.896
4.0	.266	.130	.625	.766	.869	.312	.842	.899
4.1	.260	.126	.634	.771	.872	.317	.846	.901
4.2	.253	.123	.643	.777	.875	.321	.850	.904
4.3	.247	.120	.651	.782	.878	.326	.853	.906
4.4	.242	.118	.659	.787	.881	.330	.857	.908
4.5	.236	.115	.667	.792	.883	.333	.860	.910

2.2.1.1.3. Hunt ve Priestley yöntemi

Hunt ve Priestley [124] depodaki sıvının davranışını, Graham ve Rodriguez gibi, Laplace denklemi (37) ile ifade etmektedirler. Bu yöntemde Laplace denklemini sağlayacak hız potansiyeli (18) ve (19) bağıntılarıyla verilen başlangıç, (63) bağıntısı ve

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2}(x,y,z=0,t) + x\dot{a}(t) = \frac{\partial\Phi}{\partial z}(x,y,z=0,t) \tag{100}$$

bağıntısıyla ifade edilen sınır koşullarını sağlayacak şekilde belirlenmektedir. Bu durumda sözkonusu potansiyel (Φ);

$$\alpha_n = \frac{(2n-1)\pi}{2} \quad , \quad \beta_n = \sqrt{\alpha_n \tanh[\alpha_n h]} \tag{101}$$

$$\dot{F}_n(t) = \frac{2(-1)^n}{\alpha_n^2}\int_0^{\infty} \dot{a}(\tau)\cos\beta_n(t-z)d\tau \tag{102}$$

olmak üzere,

$$\Phi(x,z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t)\sin\alpha_n x \frac{\cosh\alpha_n(h-z)}{\cosh\alpha_n h} \tag{103}$$

şeklinde elde edilmektedir. Duvarlara etkiyen bileşke basınç kuvvetini veren ifade ise (68) bağıntısı yardımıyla, a(t)=a_m sinωt'yi göstermek üzere,

$$P=-2h\,[a(t)+(-1)^{(n+1)}[\frac{2(-1)^n}{\alpha_n^2(\omega^2-\beta_n^2)}a(t)\omega^2-\frac{2(-1)na_m\omega\beta_n\sin(\beta_n t)}{\alpha_n^2(\omega^2-\beta_n^2)}]\frac{\tanh\alpha_n h}{\alpha_n h}] \tag{104}$$

olarak elde edilebilmektedir.

Bu son bağıntı biri (impuls basınç kuvveti) a(t) ye doğrudan diğeri ise (salınım basınç kuvveti) dolaylı olarak bağlı olan,

$$P_i = -\rho a(t)hl\,[1-\frac{2\omega^2 l^2}{h}\sum_1^{\infty}\frac{\tanh\alpha_n h/l}{\alpha_n^3(\omega^2 l-g\beta_n^2)}] \tag{105}$$

$$P_0 = \pm 2\rho g h l\sum_1^{\infty}\frac{a_m\omega\beta_n\tanh\alpha_n h/l}{\alpha_n^3(\omega^2 l-g\beta_n^2)h/l} \tag{106}$$

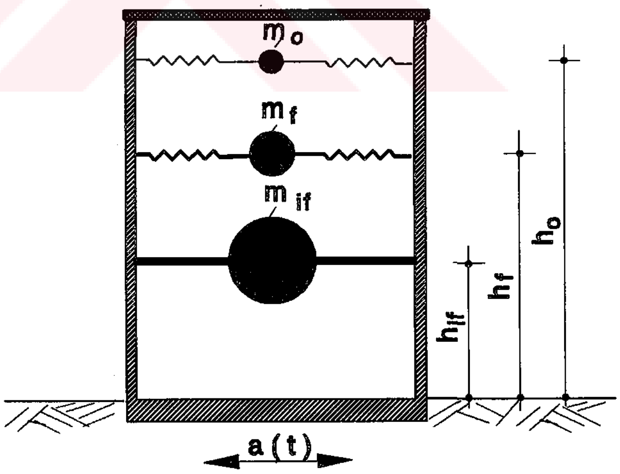
şeklindeki iki bileşene ayrılabilmektedir.

Burada daha önce verilen Graham ve Rodriguez yöntemine ait (69) bağıntısındaki $(2n-1)\pi/2$ ve ω_n yerine sırasıyla α_n ve (107) bağıntısındaki ω_n ifadesi konursa Hunt ve Priestley'in impuls basıncı için vermiş oldukları (105) bağıntısı elde edildiğinden sözkonusu yöntemler impuls basınçları yönünden eşdeğer olmaktadır.

2.2.1.2. Duvarların esnek olması durumu

Teknik literatürde dikdörtgen kesitli depo duvarlarının esnek olması halinde depodaki sıvının, duvarlara uygulayacağı basınç kuvvetlerinin pratik hesabı için, eşdeğer kütlelerle modellenmesine rastlanmamıştır. Buna karşılık dairesel kesitli esnek duvarlı depoların pratik hesabı için bu tür bir modelleme mevcuttur. Bu depoların pratik hesabı için dikkate alınan modellemeye bağlı olarak geliştirilen yöntemlerden en çok kullanılanlar Veletsos-Yang ve Haroun-Housner yöntemleridir [70, 225, 226]. Bu yöntemlerin her ikisinde de impuls etkisi iki bileşene ayrılmaktadır. Burada Haroun-Housner modeli üzerinde kısaca durulmaktadır (Şekil 21).

Şekildeki m_{if} depo duvarlarının rijit cisim yerdeğiştirmesinden doğan impuls etkisinin hesaplanmasında kullanılan diğer bir kütleyi, m_f depo duvarlarının tabana göre rölatif yerdeğiştirmelerden doğan impuls etkisinin hesaplanmasında kullanılan bir kütleyi, m_i $(=m_{if}+m_f)$ toplam impuls kütlesini, h_{if} ve h_f sırasıyla m_{if} ve m_f kütlelerinin ağırlık merkezlerinin tabandan itibaren yüksekliklerini göstermektedir. Bu yöntemin dikdörtgen depolarda da yaklaşık olarak kullanılabileceği belirtilmektedir [42].



Şekil 21: Esnek Duvarlı Depolar İçin Haroun-Housner Modeli.

2.2.2. Titreşim Periyotlarının Pratik Hesabı

2.2.2.1. Rijit depo yatay impuls modu periyodu

Bu durumda impuls kütlesi zemin hareketini taklit ettiğinden titreşim periyodu zemin hareketinin yatay titreşim periyodu ile aynı olmaktadır.

2.2.2.2. Rijit depo yatay salınım modu periyodu

Graham ve Rodriguez depodaki sıvı salınım modları açısal hızlarının belirlenmesi için,

$$\omega_n^2 = \frac{(2n-1)\pi g}{2l} \tanh \frac{(2n-1)\pi h}{2l} \qquad (n=1,2,3,...) \tag{107}$$

bağıntısını, Housner ise sığ depolarda 1. salınım modu açısal hızının hesabı için,

$$\omega_1^2 = 1{,}581 \frac{g}{l} \tanh [1{,}581 \frac{h}{l}] \tag{108}$$

bağıntısını, derin depolarınkinin hesabı için ise,

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{5{,}04 \sqrt{\frac{l}{g}}} \tag{109}$$

bağıntısını vermektedir.

Yukarıdaki (107) bağıntısı 1. salınım modu (n=1) için,

$$\omega_1^2 = 1{,}57 \frac{g}{l} \tanh \; [1{,}57 \; \frac{h}{l}] \tag{110}$$

şekline gelmektedir. Görüldüğü gibi bu ifadenin (108) bağıntısından tek farkı 1,581 katsayısı yerine 1,57 katsayısının gelmiş olmasıdır. Bu durumda birinci modlar için Housner yöntemiyle hesaplanan açısal hızın karesi Graham ve Rodriguez yöntemine göre bulunandan sadece %0,7 daha büyük olmaktadır.

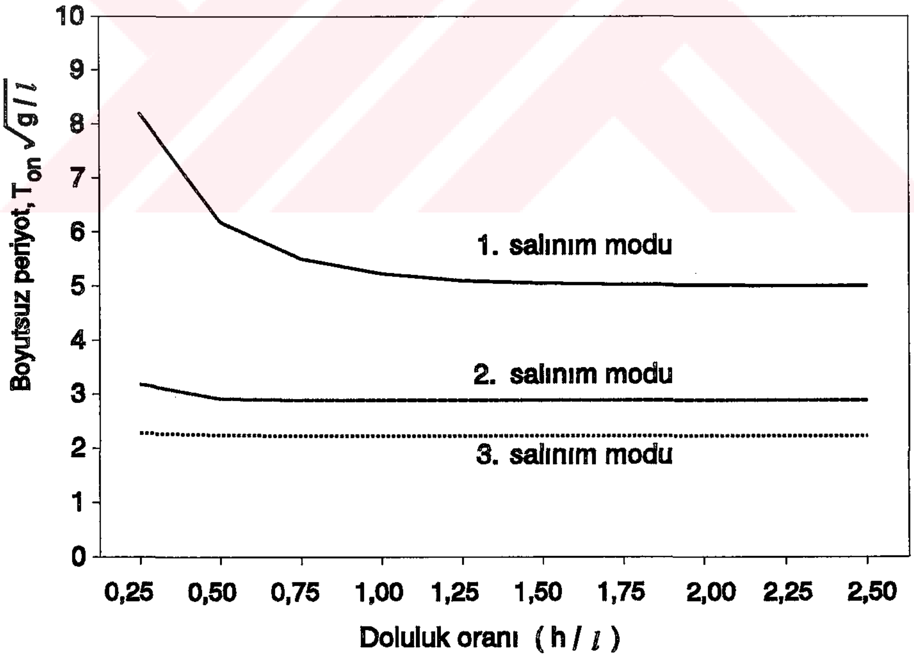
Bu konuda Housner yöntemini kapsadığından aşağıda sadece Graham ve Rodriguez yönteminde doluluk oranına göre periyot değişimleri üzerinde durulmaktadır. Yukarıdaki (107) ifadesinden belirlenen ω_n,

$$T_{on} = \frac{2\pi}{\omega_n} \tag{111}$$

bağıntısında yerine konursa, modlara ait periyotlar,

$$T_{on} = \frac{2\pi\sqrt{l/g}}{\sqrt{\frac{(2n-1)\pi}{2}\tanh\left(\frac{(2n-1)\pi}{2}\frac{h}{l}\right)}} \qquad (n=1,2,3....) \tag{112}$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Buna göre belirlenen boyutsuz periyodun ($T_{on}\sqrt{g}/\sqrt{l}$) doluluk oranına (h/l) göre değişimi Şekil 22 de verilmektedir.



Şekil 22: Graham ve Rodriguez Yöntemiyle Hesaplanan Boyutsuz Periyodun h/l Oranına Göre Değişimi.

Bu şekilden görüldüğü gibi $T_{on}\sqrt{g}/\sqrt{l}$ değeri sığ depolarda ($h/l \leq 1,5$) doluluk oranı arttıkça her üç modda da azalmakta, derin depolarda ($h/l > 1,5$) ise doluluk oranıyla pratik olarak değişmemektedir. Yine aynı şekilde doluluk oranının 0,5 den küçük değerleri için

1. salınım moduna ait periyot süratle büyümektedir. Bu durumda ($h/l \leq 0,5$) salınım 1. modu periyodunun,

$$T_1 \cong 1,25\, l/\sqrt{h} \tag{113}$$

bağıntısıyla hesaplanmasının yeterli olacağı belirtilmektedir [127]. Gerçekten bu bağıntıyla hesaplanan periyot değerinin genel bağıntıyla hesaplanandan farkı en fazla %2 olmaktadır.

2.2.2.3. Esnek depo yatay impuls modu periyodu

Depo-sıvı sisteminin yatay impuls modu titreşim periyodu (T_i); d_f zemin hareketi doğrultusuna dik duvarların ortalama olarak hesaplanan $gm_f/(4bh)$ eşit yayılı yükünün etkisinde m_f impuls kütlesinin ağırlık merkezi düzeyinde (bkz. Şekil 21) yaptıkları yatay yerdeğiştirmeyi göstermek üzere,

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{d_f}{g}} \tag{114}$$

bağıntısıyla belirlenebilmektedir [42].

2.2.2.4. Esnek depo yatay salınım modu periyodu

Depo esnekliğinin salınım modu periyoduna pratik olarak etkisi olmadığından [42] bu depolar için de rijit depolara ilişkin bağıntılar kullanılabilmektedir (bkz. Madde 3.2.2, Bağıntı 112).

2.2.2.5. Rijit depo düşey titreşim modu periyodu

Bu durumda bu tür depoların dolu olması halinde, sıvı kütlesi düşey zemin hareketini taklit ettiğinden titreşim periyodu zemin hareketinin düşey titreşim periyodu ile aynı olmaktadır.

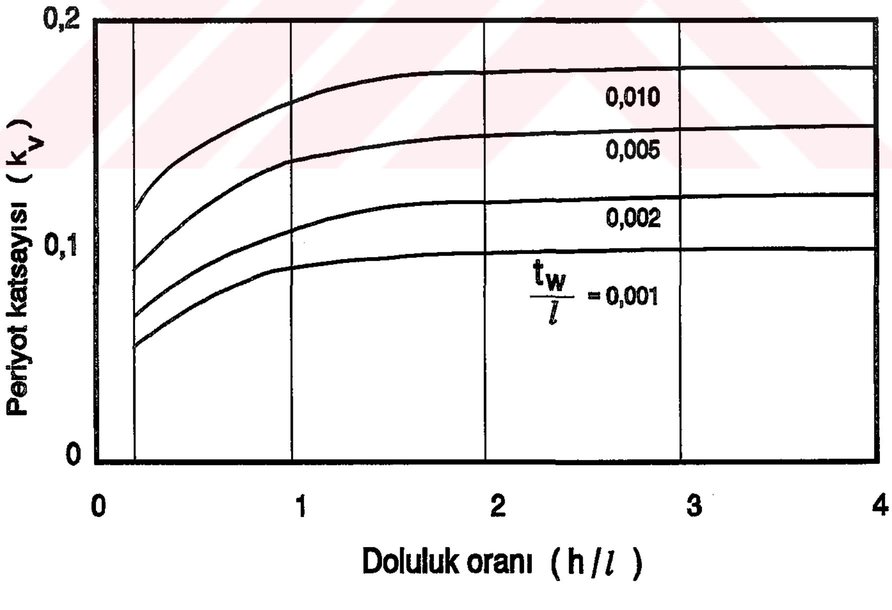
2.2.2.6. Esnek depo düşey titreşim modu periyodu

Esnek dikdörtgen depoların düşey titreşim periyotlarının hesabında kullanılabilecek güvenilir pratik bir yöntem henüz mevcut olmadığından bugün bunların hesabında da silindirik depolar için önerilen Veletsos yönteminin kullanılmasıyla yetinilmektedir [42].

Bu yönteme göre düşey titreşim periyodu, t_w duvar kalınlığını ve k_v periyot katsayısını (Şekil 23) göstermek üzere,

$$T_v = \frac{5{,}61\,\pi\,h}{k_v}\sqrt{\frac{\rho}{E}} \tag{115}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.



Şekil 23: Esnek Depo Düşey Titreşim Periyodu Hesabında Kullanılan k_v Katsayısının Doluluk Oranına Göre Değişimi [42].

2.2.3. Dalga Yüksekliklerinin Pratik Hesabı

Birinci salınım modunda depodaki sıvıda meydana gelen maksimum dalga yüksekliği, pratik olarak,

$$d_{maks.}=\frac{0{,}833\left(\frac{S_a}{g}\right)l}{1-1{,}581\left(\frac{S_a}{g}\right)\tanh\left[1{,}581\frac{h}{l}\right]} \tag{116}$$

bağıntısıyla belirlenmektedir [129].

Bu bağıntıyla hesaplanan dalga yüksekliğinin

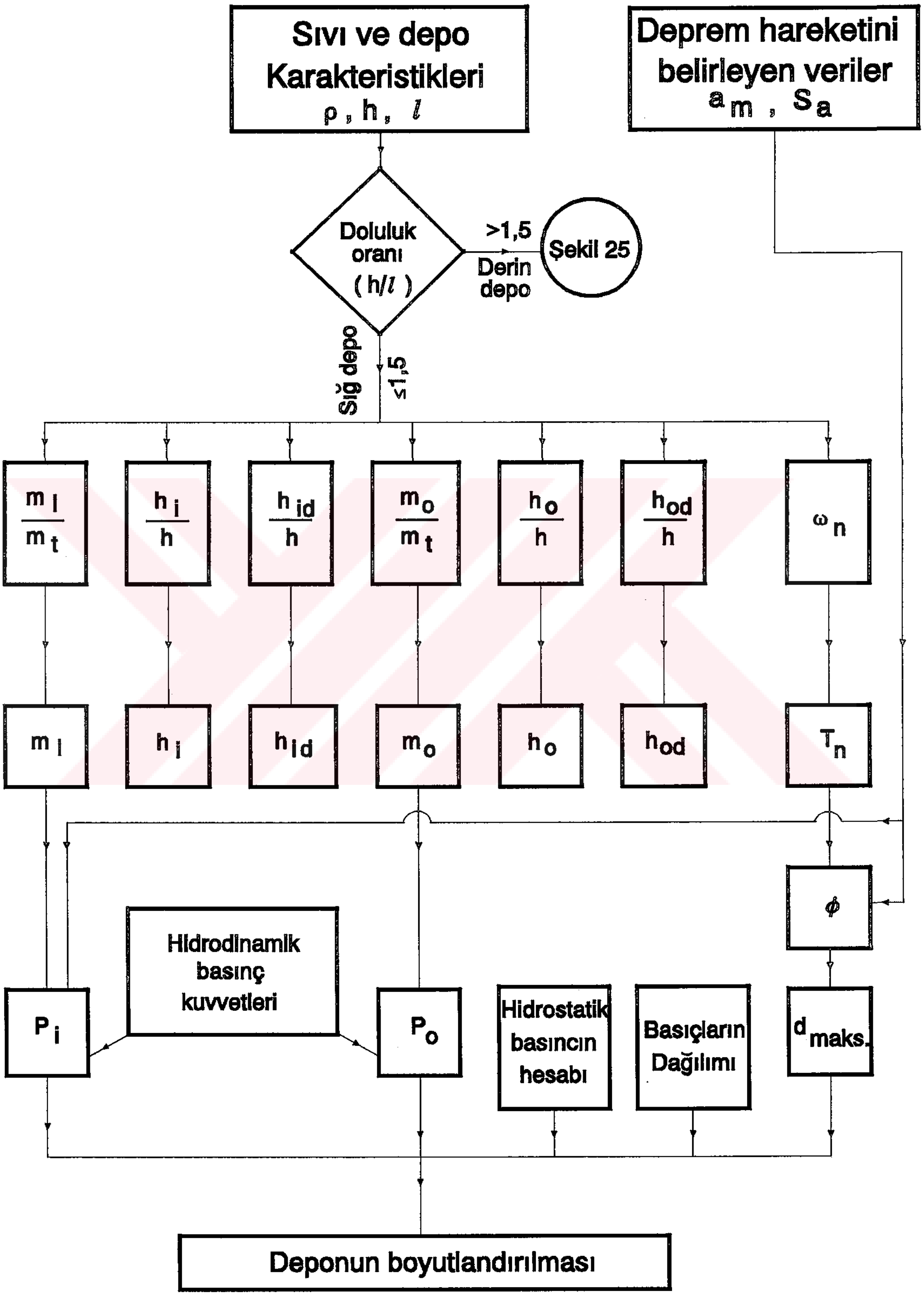
$$d_{maks.}\leq\begin{cases}0{,}2h\\0{,}2l\end{cases} \tag{117}$$

için geçerli olduğunu aksi halde doğrusal olmayan etkilerin de dikkate alınması gerektiğini [126, 223, 227], bu bağıntının spektrum ivmesinin (S_a) değişiminden son derece etkilendiğini ve sözkonusu dalga yüksekliklerinin özellikle yüksek modlarda,

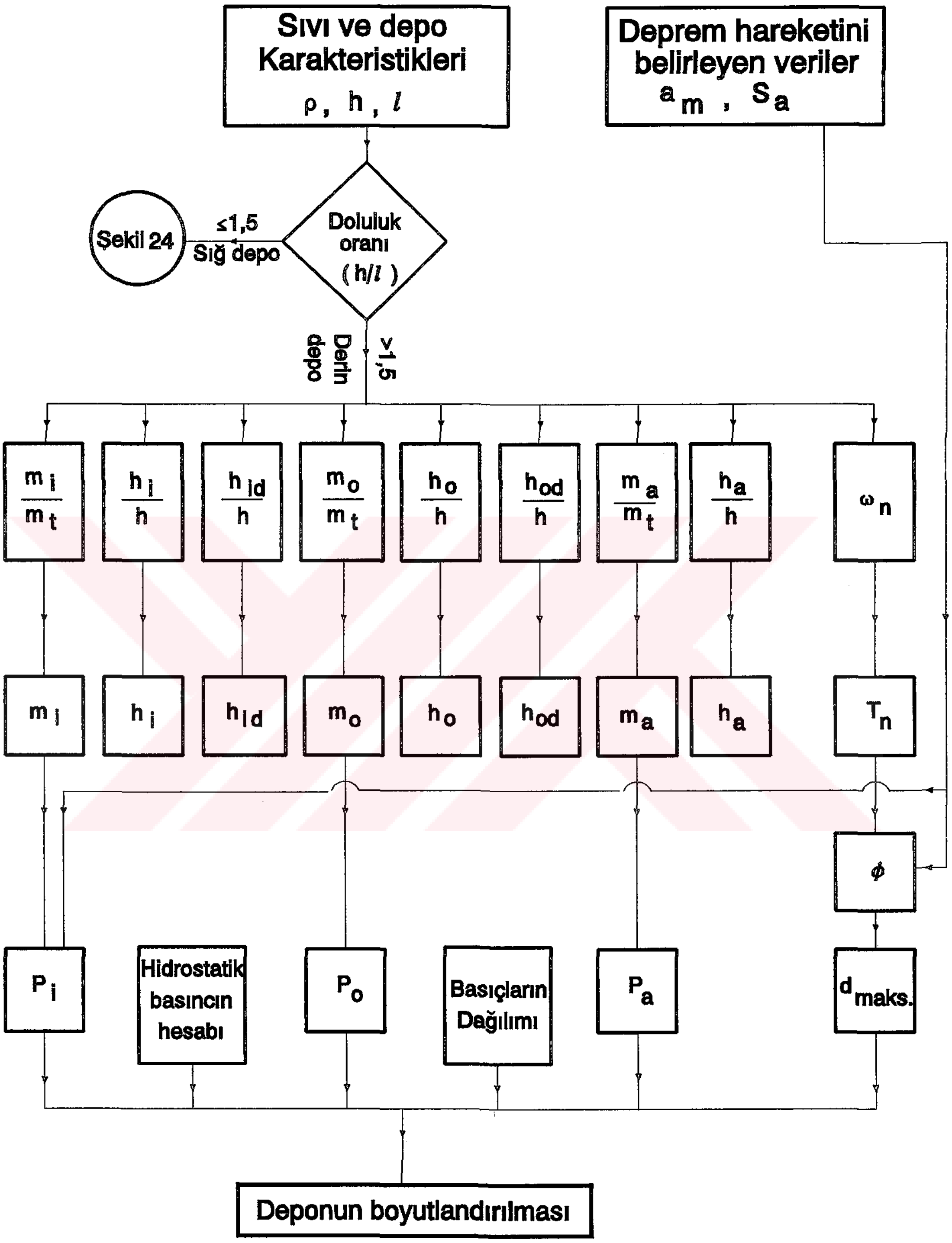
$$d_{maks}=l\frac{S_a}{g} \tag{118}$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini belirtmek uygun olmaktadır [129].

Bu bölümde irdelenen analitik yöntemlerle dikdörtgen depoların deprem hesabının pratik olarak gerçekleştirilebilmesi amacıyla, Housner yöntemi esas alınarak, sığ ve derin depolar için bilgisayar programı akış diyagramları sırasıyla Şekil 24 ve 25 de verilmektedir. Bu akış diyagramlarına göre hazırlanan bilgisayar programı listesi ise EK-B de sunulmaktadır.



Şekil 24: Sığ Depoların ($h/l \leq 1,5$) Pratik Deprem Hesabı İçin Akış Diyagramı.



Şekil 25: Derin Depoların (h/l >1,5) Pratik Deprem Hesabı İçin Akış Diyagramı.

2.3. Dikdörtgen Kesitli Depoların Sonlu ELemanlar Yöntemiyle Deprem Hesabı

Dikdörtgen kesitli depoların duvarları üzerinde, çeşitli analitik yöntemlerle, hidrodinamik basınç dağılımlarının belirlenmesi Madde 2.1 de, depreme göre pratik hesapları ise Madde 2.2 de verilmiştir. Ancak depoların gerçek davranışlarının belirlenebilmesi için depo-sıvı ve depo-zemin etkileşimlerinin de gerçekci bir şekilde dikkate alınması, diğer bir deyişle depremde depoların gerçek davranışlarını temsil edebilecek matematik modellerin ortaya konması gerekmektedir. Oysa, analitik yöntemlerle sözkonusu etkileşimleri, özellikle üç boyutlu depo modelleri için, dikkate almak kolay olmamaktadır.

Buna karşılık, sonlu elemanlar gibi sayısal yöntemlerle sözkonusu etkileşimleri de dikkate almak suretiyle, depoların davranışlarını analitik yöntemlere göre daha kolay ve genellikle daha gerçekçi bir şekilde belirlemek mümkün olduğundan bu başlık altında dikdörtgen kesitli depoların seçilen sonlu elemanlar modeliyle deprem hesabı üzerinde durulmaktadır.

Bu amaçla aşağıda önce, sonlu elemanlar yöntemi hakkında bazı hatırlatmalardan sonra Lagrange yaklaşımıyla yapı-sıvı etkileşiminin dikkate alınmasını takiben dopo-zemin etkileşimiyle seçilen sıvı elemanın bilgisayar programına (SAPIV) uyarlanması açıklanmaktadır.

2.3.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi Hakkında Bazı Hatırlatmalar

Bilindiği gibi mühendislikte fiziksel bir olay, belirli bir bölge içerisinde geçerli olan, bir diferansiyel denklem ya da denklem takımıyla gösterilmekte ve bu denklemlerin belirli sınır koşulları altında çözümleri aranmaktadır. Bu tür mühendislik problemlerinin çözümü, bilgisayarların gelişmesi ve yaygınlaşmasından önce uzun işlemler gerektiren, sayısal yöntemler yerine analitik yöntemlerle gerçekleştirilmeye çalışılmıştır. Ancak bilgisayarların kullanıma sunulmasından sonra analitik yöntemler yerine, hemen her çeşit problemin çözümüne imkan tanıdıklarından, daha çok sayısal yöntemler tercih edilmektedir.

Sayısal yöntemlerde problemin tanımlandığı sürekli ortam içinde genellikle ayrık noktalar alınıp seçilen fonksiyonun bu noktalardaki değeri kullanılan yönteme göre elde edilen bir cebrik denklem takımının çözümüyle hesaplanmakta, ayrık noktalar arasındaki değerler ise enterpolasyon yoluyla belirlenmektedir.

Sonlu elemanlar yönteminde sürekli ortam belirli geometriye sahip elemanlara bölünmekte ve diferansiyel denklem eleman düğüm noktalarındaki değerler cinsinden bir cebrik denklem takımına dönüştürülmektedir.

Sayısal yöntemlerden en yaygın kullanılanının sonlu elemanlar yöntemi olduğunu söylemek mümkündür. Bu yöntemin ilk defa Courant tarafından önerildiği bilinmektedir [228]. Daha öncede belirtildiği üzere diğer sayısal yöntemlerde olduğu gibi sonlu elemanlar yönteminin, cebrik denklem sistemlerini oluşturan ve çözen bilgisayarlar bulunmadığı tarihlerde, pratik bir değeri olmamış ve 1950 li yıllarda, sınırlı kapasiteli dijital bilgisayarlarla da olsa, havacılık endüstrisinde kullanılmaya başlanmıştır [229, 230].

Sonlu elemanlar yöntemi adı ilk kez Clough tarafından 1960 da kullanılmış olup [231] yöntemin matematiksel temelinin kurulması ve sonlu eleman tiplerinin geliştirilmeye başlanması da bu yıllarda olmuştur. Yöntem 1970 li yıllardan beri yapı-zemin ve yapı-sıvı gibi etkileşim problemlerinde de kullanılmaktadır. Sözkonusu etkileşim problemlerinin çözümü için, özelikleri birbirinden farklı katı, sıvı ve zemin elemanlar kullanarak, yapılan çalışmalar giderek artmaktadır. Gerçekten, 1986 ya kadar bu konuda 20 000 civarında çalışma yapılmış ve bu konuda değişik türdeki yüklemeler için çeşitli problemleri çözebilen ADINA, ANSYS, ASKA, NASTRAN, PAFEC, SAPIV gibi geniş kapsamlı bilgisayar programları hazırlanmıştır [232]. Sözkonusu programların geliştirilmesine bugün de devam edilmektedir.

Bu tür paket programlar genellikle 100 000 den fazla satır içermekte ve ancak merkezi sistem bilgisayarlarda ya da süper mikrobilgisarlarda kullanılabilmektedirler. Ancak 1980 li yıllardan itibaren bu programların birkısmının kişisel bilgisayarlara da uyarlanması gerçekleştirilmiş bulunmaktadır [233, 234].

2.3.2. Depo-Sıvı Etkileşiminin Dikkate Alınması

Daha önce de belirtildiği gibi katı-sıvı etkileşim probleminin çözümü değişik meslekteki birçok araştırmacıyı ilgilendirmektedir. İnşaat mühendisliğinde ise sıvı deposu (gömme, yerüstü ve ayaklı), baraj, köprü ayağı, nükleer santral ve deniz yapısı gibi yapılar sıvılarla etkileşimlerinin dikkate alınması gereken yapılara birer örnek teşkil etmektedir. Zira, bu tür sıvı tutucu yapıların dinamik özelikleri (periyotları, mod şekilleri, sönüm oranları, vb.), yapı esnekliğine de bağlı olarak boş durumdakinden daha farklı değerler almaktadır. Diğer bir deyişle dinamik özelikler bağlaşık sistemin özelikleri olmaktadır.

Rijit depolarda hidrodinamik basınçlar analitik yöntemlerle kolayca belirlenebilmektedir. Ancak, esnek depolarda, depo-sıvı bağlaşık sisteminde hidrodinamik basınçların ve diğer dinamik özeliklerin analitik yöntemlerle belirlenmesi kolay olmadığından, bu özeliklerin incelenmesi genellikle sayısal yöntemlerle gerçekleştirilebilmektedir.

Sayısal yöntemlerden biri olan sonlu elemanlar yöntemiyle yapı-sıvı etkileşimi Westergaard'ın kütle ekleme yaklaşımıyla incelendiği gibi Euler ve Lagrange yaklaşımlarıyla da incelenmektedir. Aşağıda sözkonusu yaklaşımlar üzerinde, sırasıyla, durulmaktadır.

***** *Westergaard'ın kütle ekleme yaklaşımı*

Sönümlü zorlanmış hareket denklemi; **M** kütle matrisini, **C** sönüm matrisini, **K** rijitlik matrisini, **u** yerdeğiştirme vektörünü ve a(t) yer hareketi ivmesini göstermek üzere,

$$\boldsymbol{M\ddot{u}} + \boldsymbol{C\dot{u}} + \boldsymbol{Ku} = -\boldsymbol{M}a(t) \tag{116}$$

şeklinde olduğu bilinmektedir. Kütle ekleme yaklaşımında bu hareket denklemi, $\mathbf{M}_a$ eklenmiş kütle matrisini ve $\mathbf{M}^*(=\mathbf{M}+\mathbf{M}_a)$ toplam kütle matrisini göstermek üzere,

$$\boldsymbol{M}^*\boldsymbol{\ddot{u}} + \boldsymbol{C\dot{u}} + \boldsymbol{Ku} = -\boldsymbol{M}^* a(t) \tag{117}$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntıdan görüldüğü gibi, bu yaklaşıma göre, $\mathbf{M}_a$ kütlesinin yapıyla eşzamanlı olarak titreştiği ve sıvıdan dolayı sadece hareket denkleminde kütlenin arttığı, rijitlik ve sönümün ise değişmediği kabul edilmiş olmaktadır. Westergaard M_a kütlesinin hesabında, sıvı derinliği boyunca kütle dağılımı için, gereken bağıntıyı

$$m(z) = \frac{7}{8}\,\rho\,\sqrt{hz} \tag{118}$$

şeklinde vermektedir (bkz. Bağıntı 12).

*** Euler yaklaşımı**

Sıvı gerçek hareketinin süreklilik ve Navier-Stokes denklemleriyle ifade edildiği bilinmektedir. Sıkışabilir bir sıvı için süreklilik denklemi, v_x, v_y ve v_z sıvının sırasıyla x, y ve z eksenleri doğrultularındaki hızlarını göstermek üzere,

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{1}{E_v}\frac{\partial p}{\partial t} \tag{119}$$

şeklinde, Navier-Stokes denklemleri ise, X, Y ve Z kütle kuvvetlerini ve ν_k kinematik viskoziteyi göstermek üzere,

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x\frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y\frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z\frac{\partial v_x}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + X + \nu_k\left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2}\right) \tag{120}$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x\frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y\frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z\frac{\partial v_y}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + Y + \nu_k\left(\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2}\right) \tag{121}$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x\frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y\frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + Z + \nu_k\left(\frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2}\right) \tag{122}$$

şeklindedir. Bu bağıntılarda hızların zamana göre birinci dereceden kısmi türevleri olan terimler zamana bağlı ivmeleri, hızların x, y ve z ye göre birinci dereceden kısmi türevlerini içeren terimler mekana bağlı ivmeleri (konvektif ivmeleri), basınçla ilgili olan terim sıvının sıkışabilirliğini, kinematik viskozite (ν_k) ile çarpılan ifadeler ise viskozite etkisiyle meydana gelen kuvvetleri göstermektedir [216, 217, 235]. Kinematik viskozitenin sıfır olması halinde (ν_k=0) yukardaki Navier-Stokes denklemleri,

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + X \tag{123}$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + Y \tag{124}$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + Z \tag{125}$$

şeklindeki ***Euler*** denklemlerine dönüşmektedir.

Doğrusal olmayan Euler kısmi diferansiyel denklem takımı, çok hızlı değişen sıvı genliklerinin küçük olması halinde konvektif ivmeler ihmal edildiğinden, doğrusal hale dönüşmektedir. Bunlara ilaveten kütle kuvvetlerinin de ihmal edilmesi halinde, Euler denklemleri,

$$\rho \frac{\partial v_x}{\partial t} = -\frac{\partial p}{\partial x} \tag{126}$$

$$\rho \frac{\partial v_y}{\partial t} = -\frac{\partial p}{\partial y} \tag{127}$$

$$\rho \frac{\partial v_z}{\partial t} = -\frac{\partial p}{\partial z} \tag{128}$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntılar ve süreklilik denklemi arasından v_x, v_y ve v_z nin yok edilmesi suretiyle basınca bağlı dalga denklemi,

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{1}{V_s^2}\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \tag{129}$$

olarak elde edilmektedir. Bu bağıntının sağ tarafının sıfıra eşit olması halinde ise daha önce (37) bağıntısıyla verilmiş olan Laplace denklemi elde edilmektedir.

Euler yaklaşımıyla belirlenmiş olan bu dalga ve Laplace denklemlerinin analitik yöntemlerde kullanılması daha önce verilmişti (bkz. Madde 2.1 ve 2.2). Aynı yaklaşım sonlu elemanlar yöntemiyle, yapı-sıvı etkileşiminin incelenmesinde de kullanılmaktadır. Aşağıda Zienkiewicz ve ekibinin Euler yaklaşımıyla gerçekleştirmiş oldukları çalışmaların temel ilkeleri, Lagrange yaklaşımının temel ilkeleriyle karşılaştırmak amacıyla, özetlenmektedir.

Bu araştırmacılar v_Ω ve v_Γ bilinmeyenler için seçilmiş olan yaklaşık fonksiyonları göstermek üzere,

$$R = \int_\Omega v_\Omega^T A(u)\, d\Omega + \int_\Gamma v_\Gamma^T B(u)\, d\Gamma \tag{130}$$

şeklindeki ağırlıklı kalıntı ifadesini kullanmaktadırlar. Bu ifadedeki; A(u) yerine Laplace denklemi, B(u) yerine sınır değerleri (q), v_Ω ve v_Γ yerine de Galerkin yönteminde kullanılan enterpolasyon fonksiyonları (Q) yazılır ve kalıntı (R) da sıfıra eşitlenirse, (130) bağıntısı,

$$\int_\Omega Q^T (\nabla^T \nabla p)\, d\Omega + \int_\Gamma Q^T q\, d\Gamma = 0 \tag{131}$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntıdaki basınç (p) yerine, p_n sonlu elemanlar yöntemindeki düğüm noktası basınçlarını göstermek üzere,

$$p = Q p_n \tag{132}$$

ifadesinin kullanılmasıyla elde edilen bağıntının ilk teriminden rijitlik matrisi, ikinci teriminden ise yük vektörü hesaplanmaktadır.

Bu durumda yapı-sıvı sisteminin hareket denklemi; **H** sıvı için kullanılan rijitlik matrisini, **F** özel bir sönüm matrisini, **L** sıvı elemanın enterpolasyon fonksiyonlarına bağlı olarak sıvı ortamında ve yüzeyinde integral alınmak suretiyle belirlenen bir matrisi, **Y** ve **O** yapı-sıvı arayüzey etkileşimiyle doğan kuvvetlerle ilgili matrisleri, f_0 ve h_0 ise sözkonusu arayüzeydeki dış kuvvetleri göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} M & O \\ Y^T & L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & O \\ 0 & F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & Y \\ O & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_0 \\ h_0 \end{Bmatrix} \tag{133}$$

olarak elde edilmektedir. *Bu hareket denkleminden görüldüğü gibi bilinmeyenler yapıda yerdeğiştirmeler, sıvıda ise basınçlar olduğundan ortaya simetrik olmayan bir denklem takımı çıkmaktadır. Oysa, Lagrange yaklaşımında böyle bir durum yoktur.*

Bu araştırmacılar tarafından sıvı ve arayüzey koşulları için dikkate alınan özel matrislerle ilgili bağıntılar, teknik literatürde, verilmektedir [192, 236].

Bu konuda Dungar'ın [237], Chopra ve ekibinin de [211, 238] önemli çalışmaları bulunduğunu belirtmek gerekmektedir.

**** Lagrange yaklaşımı***

Lagrange yaklaşımını kullanarak sonlu elemanlar yöntemiyle, yapı-sıvı etkileşiminin, incelenmesi bu çalışmanın temel amacında bulunduğundan, aşağıda sözkonusu inceleme üzerinde durulmaktadır.

2.3.2.1. Sıvı davranışı için yapılan kabuller ve temel denklemler

Bu çalışmada sıvının;

1) sıkışabilir olduğu ve doğrusal elastik davrandığı,
2) viskozite etkilerinin ihmal edilebilir, ve
3) dönmesiz (irrotational) olduğu

kabulleri yapılmaktadır.

Sıkışabilir ve doğrusal elastik kabulüyle sıvıda meydana gelen şekildeğiştirmelerin Hooke kanununa uyduğu kabul edilmiş olmaktadır. Bu kabul Westergaard tarafından da yapılmış olup daha önce (bkz. Madde 2.1) iki boyutlu model için (1) bağıntısıyla verilmişti.

Üç boyutlu model için, ε_v birim hacim değişimini (hacimsel şekildeğiştirme); u_x, u_y ve u_z sırasıyla x, y ve z eksenleri doğrultularındaki sıvı yerdeğiştirmelerini, ε_x, ε_y ve ε_z ise aynı doğrultulardaki birim boy değişimlerini göstermek üzere,

$$\varepsilon_v = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \tag{134}$$

şeklinde ya da,

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{135}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu durumda birinci kabule göre basınç-şekildeğiştirme bağıntısı,

$$p = E_v \varepsilon_v \tag{136}$$

şeklinde yazılmaktadır.

Sıvı tutucu yapılarda genellikle viskozite etkisi önemli olmadığından ikinci kabul isabetli gözükmektedir. Gerçekten, 1,0 m çapında silindirik bir depo için yapılan sarsma tablası deneyinde, sudan 2000 kez daha viskoz bir sıvı (kalorifer yakıtı) kullanılarak iki sıvının davranışları arasındaki farkın önemli olmadığı ve yüksek viskoziteli sıvının salınım genliklerinin diğerininkinden çok az miktarda küçük kaldığı gözlenmiştir [42]. Diğer taraftan depo boyutları arttıkça viskozite etkisinin azaldığının da bilinmesi sözkonusu kabulün gerçekçi olduğunu desteklemektedir.

Sıvının dönmesiz olduğu üçüncü kabül ise akışkanlar mekaniği ile ilgili kaynaklarda ayrıntılı olarak irdelenmekte ve sıvı elemanlarının yapmış oldukları sözkonusu dönme hareketinin açısal hızı ise çevrinti olarak tanımlanmaktadır [216].

Üç boyutlu durumda, dönme kısıtlamalarının sağlanabilmesi için gerekli olan, x, y ve z eksenleri etrafındaki dönmeler, sırasıyla,

$$\varepsilon_{xr} = \frac{1}{2}\left[\frac{\partial u_z}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial z}\right] \tag{137}$$

$$\varepsilon_{yr} = \frac{1}{2}\left[\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x}\right] \tag{138}$$

$$\varepsilon_{zr} = \frac{1}{2}\left[\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y}\right] \tag{139}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu dönmeler eleman şekildeğiştirmesi olarak düşünülürse p_{xr}, p_{yr} ve p_{zr}, dönme basınçları; ψ_x, ψ_y, ψ_z sırasıyla x, y ve z eksenleri doğrultuları için kısıtlama parametresi katsayılarını ve

$$E_{22} = \psi_x E_v \qquad E_{33} = \psi_y E_v \qquad E_{44} = \psi_z E_v \tag{140}$$

kısıtlama parametrelerini göstermek üzere,

$$p_{xr} = E_{22}\, \varepsilon_{xr} \tag{141}$$

$$p_{yr} = E_{33}\, \varepsilon_{yr} \tag{142}$$

$$p_{zr} = E_{44}\, \varepsilon_{zr} \tag{143}$$

olarak elde edilmektedir.

Buna göre sıvı sistemin şekil değiştirme enerjisine (Π_ε) ait temel bağıntı; elastisite (gerilme-şekildeğiştirme) matrisi (**E**) ve şekildeğiştirme vektörüne (ε) bağlı olarak,

$$\Pi_\varepsilon = \frac{1}{2} \int \varepsilon^T E\, \varepsilon\, dv \tag{144}$$

şeklinde, sıvı serbest yüzeyi salınımlarından doğan potansiyel enerji ise, $\mathbf{u}_s$ serbest yüzeydeki düşey sıvı yerdeğiştirmesini göstermek üzere,

$$\Pi_s = \frac{1}{2} \int u_s\, \rho\, g\, (h + u_s)\, dv \tag{145}$$

şeklinde ya da,

$$\Pi_s = \frac{1}{2} \int u_s\, \rho\, g\, h\, dv + \frac{1}{2} \int u_s\, \rho\, g\, u_s\, dv \tag{146}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu durumda sıvının toplam potansiyel enerjisi (U);

$$U = \Pi_\varepsilon + \Pi_s \;\rightarrow\; U = \frac{1}{2}\int \varepsilon^T E\, \varepsilon\, dv + \frac{1}{2}\int u_s \rho g (h + u_s)\, dv \tag{147}$$

bağıntısıyla, kinetik enerjisi ise, **v** kartezyen koordinatlardaki hız vektörünü göstermek üzere,

$$T=\frac{1}{2}\int \rho v^{T} v \, dv \tag{148}$$

bağıntısıyla belirlenmektedir.

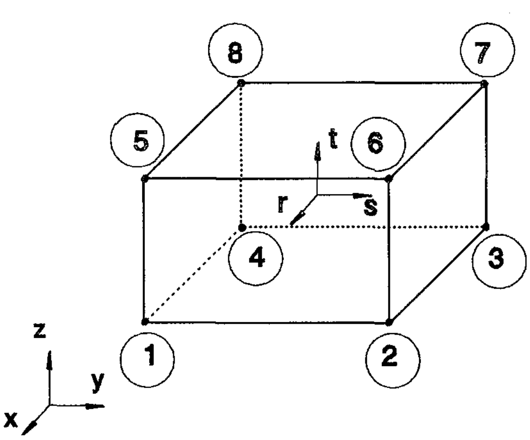
Durum böyle olunca Lagrange denklemi; u_i genelleştirilmiş i nolu yerdeğiştirme bileşenini, F_i bu bileşene karşılık gelen dış yükü göstermek üzere,

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{\partial T}{\partial \dot{u}_i}\right)-\frac{\partial T}{\partial u_i}+\frac{\partial U}{\partial u_i}=F_i \qquad , i=1,2,3,4.... \tag{149}$$

şeklinde yazılmaktadır [239, 240]. Davranışları doğrusal ya da doğrusal olmayan sistemler için kullanılabilen [241] bu bağıntı bu çalışmada sıvı hareket denkleminin ayrık şeklini elde etmek için kullanıldığından aşağıda bu husus üzerinde durulmaktadır.

2.3.2.2. Sıvı hareket denklemlerinin sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilmesi

Bu çalışmada, sıvı hareket denklemlerinin sonlu elemanlarla elde edilmesi için dikkate alınan izoparametrik, üç boyutlu sekiz düğüm noktalı doğrusal eleman ve bu eleman için dikkate alınan genel (x, y, z) ve yerel (r, s, t) eksen takımları Şekil 26 da verilmektedir. Bu elemanın yerel eksen takımındaki koordinatları boyutsuz olup -1 ile +1 arasında değişen değerler almaktadır.



Şekil 26: Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Çözüm İçin Dikkate Alınan Üç Boyutlu İzoparametrik Sıvı Eleman.

Formülasyonda izoparametrik eleman kullanılması elemanın herhangi bir noktasındaki yerdeğiştirmeler ile düğüm noktası yerdeğiştirmeleri arasındaki ilişkinin doğrudan enterpolasyon fonksiyonlarının kullanılmasına imkan vermektedir. Oysa diğer elemanlar bu tür bir ilişkinin kurulmasına imkan vermemektedir.

Yukarıda seçilen üç boyutlu elemanın enterpolasyon fonksiyonları (**Q**), sekiz düğüm noktası için,

$$Q(1)=(0,125)(1+r)(1-s)(1-t)$$
$$Q(2)=(0,125)(1+r)(1+s)(1-t)$$
$$Q(3)=(0,125)(1-r)(1+s)(1-t)$$
$$Q(4)=(0,125)(1-r)(1-s)(1-t)$$
$$Q(5)=(0,125)(1+r)(1-s)(1+t)$$
$$Q(6)=(0,125)(1+r)(1+s)(1+t)$$
$$Q(7)=(0,125)(1-r)(1+s)(1+t)$$
$$Q(8)=(0,125)(1-r)(1-s)(1+t)$$

şeklindedir. Bunlar, kısaca,

$$Q(i)=\frac{1}{8}(1\pm r)(1\pm s)(1\pm t) \tag{150}$$

genel bağıntısıyla da ifade edilebilmektedirler. Belirli koşulları sağlamak zorunda olan bu fonksiyonların çeşitli eleman tipleri için elde edilmesi sonlu elemanlar yöntemiyle ilgili kaynaklarda mevcuttur [242-245].

Yukarıda da belirtildiği gibi izoparametrik sonlu eleman formülasyonun kullanılması tercih edildiğinden eleman koordinat ve yerdeğiştirmelerinin enterpolasyonunda, yerel koordinat sisteminde tanımlanan, enterpolasyon fonksiyonları aynen kullanılabilmektedir [246]. Bu durumda genel koordinatlarda elemanın herhangi bir noktasının konumu; x_i, y_i ve z_i ($i=1,2,\ldots 8$) sırasıyla x, y ve z eksenine göre düğüm noktalarının koordinatlarını göstermek üzere,

$$x=Q(1)x_1+Q(2)x_2+Q(3)x_3+Q(4)x_4+Q(5)x_5+Q(6)x_6+Q(7)x_7+Q(8)x_8$$
$$y=Q(1)y_1+Q(2)y_2+Q(3)y_3+Q(4)y_4+Q(5)y_5+Q(6)y_6+Q(7)y_7+Q(8)y_8$$
$$z=Q(1)z_1+Q(2)z_2+Q(3)z_3+Q(4)z_4+Q(5)z_5+Q(6)z_6+Q(7)z_7+Q(8)z_8$$

bağıntılarıyla, yerdeğiştirmesi ise u_{xi}, u_{yi}, ve u_{zi} ($i=1, 2,\ldots.8$) sırasıyla i. düğüm noktasının x, y ve z eksenleri doğrultularındaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere;

$$u_x=Q(1)\,u_{x1}+Q(2)\,u_{x2}+Q(3)\,u_{x3}+Q(4)\,u_{x4}+Q(5)\,u_{x5}+Q(6)\,u_{x6}+Q(7)\,u_{x7}+Q(8)\,u_{x8}$$
$$u_y=Q(1)\,u_{y1}+Q(2)\,u_{y2}+Q(3)\,u_{y3}+Q(4)\,u_{y4}+Q(5)\,u_{y5}+Q(6)\,u_{y6}+Q(7)\,u_{y7}+Q(8)\,u_{y8}$$
$$u_z=Q(1)\,u_{z1}+Q(2)\,u_{z2}+Q(3)\,u_{z3}+Q(4)\,u_{z4}+Q(5)\,u_{z5}+Q(6)\,u_{z6}+Q(7)\,u_{z7}+Q(8)\,u_{z8}$$

bağıntılarıyla belirlenebilmektedir.

Bu yerdeğiştirmelerin sıvı elemanın rijitlik ve kütle matrisleri ile birlikte hareket denkleminde kullanıldığı bilinmektedir. Aşağıda seçilen sıvı elemanın rijitlik ve kütle matrislerinin elde edilmesi üzerinde durulmaktadır.

2.3.2.2.1. Rijitlik matrisi

Seçilen elemanın rijitlik matrisinin elde edilebilmesi için elastisite matrisi (**E**) ve şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisinin (**B**) bilinmesi gerekmektedir. Aşağıda bu matrislerin elde edilmesi üzerinde durulmaktadır.

2.3.2.2.1.1. Elastisite matrisi

Genel gerilme-şekildeğiştirme bağıntısının, σ_x, σ_y, σ_z sırasıyla x, y ve z eksenleri doğrultusundaki normal gerilmeleri, τ_{xy}, τ_{yz}, τ_{zx} kayma gerilmelerini ve γ_{xy}, γ_{yz}, γ_{zx} ise bu kayma gerilmelerine karşılık gelen açısal şekildeğiştirmeleri ve $\epsilon^T=[\varepsilon_x\ \varepsilon_y\ \varepsilon_z\ \gamma_{xy}\ \gamma_{yz}\ \gamma_{zx}]$ yi göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_z\\ \tau_{xy}\\ \tau_{yz}\\ \tau_{zx}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}1&1&1&0&0&0\\1&1&1&0&0&0\\1&1&1&0&0&0\\0&0&0&0&0&0\\0&0&0&0&0&0\\0&0&0&0&0&0\end{bmatrix}E_v\epsilon+\begin{bmatrix}\frac{4}{3}&-\frac{2}{3}&-\frac{2}{3}&0&0&0\\-\frac{2}{3}&\frac{4}{3}&-\frac{2}{3}&0&0&0\\-\frac{2}{3}&-\frac{2}{3}&\frac{4}{3}&0&0&0\\0&0&0&1&1&1\\0&0&0&1&1&1\\0&0&0&1&1&1\end{bmatrix}G\epsilon \tag{151}$$

şeklinde yazılabildiği bilinmektedir [198].

Sıvının kayma dayanımının ihmal edilmesi halinde bu bağıntıdaki kayma modülünün sıfır alınması gerekmektedir. Bu da aykırı bir gerilme-şekideğiştirme bağıntısı oluşturduğundan sıvı elemanlarda sıfır enerji modlarının meydana gelmesine neden olmaktadır.

Bu nedenle seçilen eleman için,

$$\boldsymbol{E} = \begin{bmatrix} E_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_{22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E_{33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & E_{44} \end{bmatrix} \tag{152}$$

şeklindeki elastisite matrisi dikkate alınmaktadır. Bu matrisin E_{11} elemanı hacimsel elastisite modülüne (E_v) eşit alınmakta, diğerleri ise (140) bağıntısıyla belirlenmektedir.

2.3.2.2.1.2. Şekildeğiştirme-Yerdeğiştirme matrisi

Şekildeğiştirme-Yerdeğiştirme matrisinin belirlenmesindeki işlem adımları aşağıda verilmektedir.

Birinci adımda enterpolasyon fonksiyonlarının türevleri 3 doğrultu ve 8 düğüm noktası için 3x8 boyutunda bir **P** matrisinde toplanmaktadır. Bu **P** matrisinin 1. satırının elemanları,

$$\sum_{i=1}^{8} \frac{\partial Q(i)}{\partial r} \tag{153}$$

bağıntısıyla, r doğrultusuna göre türev alınmak suretiyle,

P(1,1)=+0,125 (1-s)(1-t)
P(1,2)=+0,125 (1+s)(1-t)
P(1,3)=-0,125 (1+s)(1-t)
P(1,4)=-0,125 (1-s)(1-t)
P(1,5)=+0,125 (1-s)(1+t)
P(1,6)=+0.125 (1+s)(1+t)

P(1,7)=-0,125 (1+s)(1+t)

P(1,8)=-0,125 (1-s)(1+t)

şeklinde, 2. satırının elemanları,

$$\sum_{i=1}^{8} \frac{\partial Q(i)}{\partial s} \tag{154}$$

bağıntısıyla, s doğrultusuna göre türev alınmak suretiyle,

P(2,1)=-0,125 (1+r)(1-t)

P(2,2)= 0,125 (1+r)(1-t)

P(2,3)= 0,125 (1-r)(1-t)

P(2,4)=-0,125 (1-r)(1-t)

P(2,5)=-0,125 (1+r)(1+t)

P(2,6)=-0,125 (1+r)(1+t)

P(2,7)=+0,125 (1-r)(1+t)

P(2,8)=-0,125 (1-r)(1+t)

şeklinde, 3. satırının elemanları ise,

$$\sum_{i=1}^{8} \frac{\partial Q(i)}{\partial t} \tag{155}$$

bağıntısıyla, t doğrultusuna göre türev alınmak suretiyle,

P(3,1)=-0,125 (1+r)(1-s)

P(3,2)=-0,125 (1+r)(1+s)

P(3,3)=-0,125 (1-r)(1+s)

P(3,4)=-0,125 (1-r)(1-s)

P(3,5)=+0,125 (1+r)(1-s)

P(3,6)=-0,125 (1+r)(1+s)

P(3,7)=+0,125 (1-r)(1-s)

P(3,8)=+0,125 (1-r)(1-s)

şeklinde belirlenmektedir.

İkinci adımda koordinat dönüşüm (Jacobian) matrisi (J) belirlenmektedir. Genel koordinatlar ile yerel koordinatlar arasındaki ilişkinin

$$\begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial r} \\ \dfrac{\partial}{\partial s} \\ \dfrac{\partial}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial r} & \dfrac{\partial y}{\partial r} & \dfrac{\partial z}{\partial r} \\ \dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial y}{\partial s} & \dfrac{\partial z}{\partial s} \\ \dfrac{\partial x}{\partial t} & \dfrac{\partial y}{\partial t} & \dfrac{\partial z}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} \\ \dfrac{\partial}{\partial y} \\ \dfrac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \tag{156}$$

şeklinde olduğu bilinmektedir. Bu bağıntıda yer alan,

$$\begin{bmatrix} \dfrac{\partial x}{\partial r} & \dfrac{\partial y}{\partial r} & \dfrac{\partial z}{\partial r} \\ \dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial y}{\partial s} & \dfrac{\partial z}{\partial s} \\ \dfrac{\partial x}{\partial t} & \dfrac{\partial y}{\partial t} & \dfrac{\partial z}{\partial t} \end{bmatrix} \tag{157}$$

şeklindeki matris koordinat dönüşüm matrisi olarak adlandırılmaktadır [246]. Bu matrisin enterpolasyon fonksiyonlarının türevlerine bağlı olarak yazılışı,

$$\boldsymbol{J} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial r} x_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial r} y_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial r} z_i \\ \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial s} x_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial s} y_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial s} z_i \\ \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial t} x_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial t} y_i & \sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial Q(i)}{\partial t} z_i \end{bmatrix} \tag{158}$$

şeklindedir. Durum böyle olunca, birinci adımda belirlenen enterpolasyon fonksiyonlarının türevlerinin bu bağıntıda yerine konmasıyla koordinat dönüşüm matrisi 3x3 boyutunda bir matris olarak elde edilmektedir. Bu matrisin elemanları,

$$J(1,1)=P(1,1)x_1+P(1,2)x_2+P(1,3)x_3+P(1,4)x_4+P(1,5)x_5+P(1,6)x_6+P(1,7)x_7+P(1,8)x_8$$

$$J(1,2)=P(1,1)y_1+P(1,2)y_2+P(1,3)y_3+P(1,4)y_4+P(1,5)y_5+P(1,6)y_6+P(1,7)y_7+P(1,8)y_8$$

.

.

.

$$J(3,3)=P(3,1)z_1+P(3,2)z_2+P(3,3)z_3+P(3,4)z_4+P(3,5)z_5+P(3,6)z_6+P(3,7)z_7+P(3,8)z_8$$

bağıntılarıyla belirlenmektedir.

Üçüncü adımda yerel koordinatlardan, ikinci adımda belirlenmiş olan koordinat dönüşüm matrisinin tersi alınmak suretiyle, genel koordinatlara

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial s} \\ \frac{\partial}{\partial t} \end{bmatrix} \tag{159}$$

şeklinde geçilmektedir.

Dördüncü adımda u_x, u_y ve u_z yerdeğiştirmelerine (159) bağıntısıyla verilen dönüşüm;

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial r} \\ \frac{\partial u_x}{\partial s} \\ \frac{\partial u_x}{\partial t} \end{bmatrix} , \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial r} \\ \frac{\partial u_y}{\partial s} \\ \frac{\partial u_y}{\partial t} \end{bmatrix} , \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial r} \\ \frac{\partial u_z}{\partial s} \\ \frac{\partial u_z}{\partial t} \end{bmatrix} \tag{160}$$

şeklinde uygulanmaktadır. Bu dönüşümler, düğüm noktaları yerdeğiştirmelerine bağlı olarak, **P** birinci adımda (153), (154) ve (155) bağıntılarıyla belirlenen bir matrisi ve

$$D = J^{-1} P \tag{161}$$

yi göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{bmatrix} = \boldsymbol{D} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{x2} \\ u_{x3} \\ u_{x4} \\ u_{x5} \\ u_{x6} \\ u_{x7} \\ u_{x8} \end{bmatrix} , \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} \end{bmatrix} = \boldsymbol{D} \begin{bmatrix} u_{y1} \\ U_{y2} \\ u_{y3} \\ u_{y4} \\ u_{y5} \\ u_{y6} \\ u_{y7} \\ u_{y8} \end{bmatrix} , \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix} = \boldsymbol{D} \begin{bmatrix} u_{z1} \\ u_{z2} \\ u_{z3} \\ u_{z4} \\ u_{z5} \\ u_{z6} \\ u_{z7} \\ u_{z8} \end{bmatrix} \qquad (162)$$

şeklinde yapılabilmektedir.

Beşinci adımda şekildeğiştirme vektörü, üç eksene göre dönmeleri de dikkate almak suretiyle,

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_{xr} \\ \varepsilon_{yr} \\ \varepsilon_{zr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} & +\frac{\partial u_y}{\partial y} & +\frac{\partial u_z}{\partial z} \\ 0 & -\frac{1}{2}\frac{\partial u_y}{\partial z} & +\frac{1}{2}\frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{1}{2}\frac{\partial u_x}{\partial z} & +0 & -\frac{1}{2}\frac{\partial u_z}{\partial x} \\ -\frac{1}{2}\frac{\partial u_x}{\partial y} & -\frac{1}{2}\frac{\partial u_y}{\partial x} & +0 \end{bmatrix} \qquad (163)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu ifade **B** şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisini $\mathbf{u}_n$ ise düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünü göstermek üzere, kısaca,

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{B}\,\boldsymbol{u}_n \qquad (164)$$

şeklinde de yazılabilmektedir. Burada seçilen sıvı eleman için **B** matrisi 4x24 boyutundadır. Bunlardan şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisi, **D** (161) bağıntısıyla belirlenen matrisi ve **V**=0,5 **D** yi göstermek üzere,

$$
\boldsymbol{B} = \left[\begin{array}{cccccc}
D(1,1) & D(2,1) & D(3,1) & D(1,2) & D(2,2) & D(3,2) \\
0 & -V(3,1) & V(2,1) & 0 & -V(3,2) & V(2,2) \\
V(3,1) & 0 & -V(1,1) & V(3,2) & 0 & -V(1,2) \\
-V(2,1) & V(1,1) & 0 & -V(2,2) & V(1,2) & 0
\end{array}\right.
$$

$$
\begin{array}{cccccc}
D(1,3) & D(2,3) & D(3,3) & D(1,4) & D(2,4) & D(3,4) \\
0 & -V(3,3) & V(2,3) & 0 & -V(3,4) & V(2,4) \\
V(3,3) & 0 & -V(1,3) & V(3,4) & 0 & -V(1,4) \\
-V(2,3) & V(1,3) & 0 & -V(2,4) & V(1,4) & 0
\end{array}
$$

$$
\begin{array}{cccccc}
D(1,5) & D(2,5) & D(3,5) & D(1,6) & D(2,6) & D(3,6) \\
0 & -V(3,5) & V(2,5) & 0 & -V(3,6) & V(2,6) \\
V(3,5) & 0 & -V(1,5) & V(3,6) & 0 & -V(1,6) \\
-V(2,5) & V(1,5) & 0 & -V(2,6) & V(1,6 & 0
\end{array} \qquad (165)
$$

$$
\left.\begin{array}{cccccc}
D(1,7) & D(2,7) & D(3,7) & D(1,8) & D(2,8) & D(3,8) \\
0 & -V(3,7) & V(2,7) & 0 & -V(3,8) & V(2,8) \\
V(3,7) & 0 & -V(1,7) & V(3,8) & 0 & -V(1,8) \\
-V(2,6) & V(1,7) & 0 & -V(2,7) & V(1,8) & 0
\end{array}\right]
$$

şeklinde belirlenmektedir. Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünün ($\mathbf{u}_n$) transpozesi ise bu çalışmada seçilen eleman için,

$$
\begin{array}{l}
u_n^T = [u_{x1} \; u_{y1} \; u_{z1} \; u_{x2} \; u_{y2} \; u_{z2} \; u_{x3} \; u_{y3} \; u_{z3} \; u_{x4} \; u_{y4} \; u_{z4} \\
\qquad\quad u_{x5} \; u_{y5} \; u_{z5} \; u_{x6} \; u_{y6} \; u_{z6} \; u_{x7} \; u_{y7} \; u_{z7} \; u_{x8} \; u_{y8} \; u_{z8}]
\end{array} \qquad (166)
$$

şeklinde olan 1x24 boyutunda bir vektör olmaktadır.

Bu işlemlerden sonra eleman rijitlik matrisi (**K**);

$$\boldsymbol{K} = \int_{v} \boldsymbol{B}^{T}\ \boldsymbol{E}\ \boldsymbol{B}\ dV \tag{167}$$

ifadesiyle elde edilmektedir. Bu ifade; yerel koordinatlarda,

$$dV = \det\boldsymbol{J}\ dr\ ds\ dt \tag{168}$$

konmak suretiyle,

$$\boldsymbol{K} = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} \boldsymbol{B}^{T}\boldsymbol{E}\boldsymbol{B}\ \det\boldsymbol{J}\ dr\ ds\ dt \tag{169}$$

şekline gelmektedir. Bu integrasyon yerine,

$$\boldsymbol{K} = \sum_{i}\sum_{j}\sum_{k} \eta_i\,\eta_j\eta_k\, \boldsymbol{B}_{ijk}^{T}\ \boldsymbol{E}\ \boldsymbol{B}_{ijk}\ \det\boldsymbol{J}_{ijk} \tag{170}$$

şeklindeki sayısal integrasyon kullanılmaktadır. Bu sayısal integrasyondaki η_i, η_j, η_k ağırlık katsayıları, seçilen r_i, s_j, t_k integrasyon noktalarına bağlı olarak, sonlu elemanlar yöntemine ilişkin kaynaklarda mevcuttur [247, 248].

Açık yazıldığında bu son bağıntıyla ifade edilen sıvı eleman rijitlik matrisinin 24x24 boyutunda olduğu görülmektedir.

Burada yüzey salınımlarının oluşturduğu potansiyel enerjinin de dikkate alınabilmesi için seçilen sıvı elemanın sıvı yüzeyindeki 5, 6, 7 ve 8 nolu üst düğüm noktalarına (bkz. Şekil 26) ilişkin iki boyutlu bir sıvı elemanın dikkate alınması gerektiğini ve bu elemanın enterpolasyon fonksiyonlarının,

$$Q_s(5) = 0{,}25\ (1+r)(1-s)$$
$$Q_s(6) = 0{,}25\ (1+r)(1+s)$$
$$Q_s(7) = 0{,}25\ (1-r)(1+s)$$
$$Q_s(8) = 0{,}25\ (1-r)(1-s)$$

şeklinde rijitlik matrisinin ise,

$$S = \rho g \int_A Q_s^T Q_s \, dA \tag{171}$$

şeklinde olduğunu belirtmek uygun olmaktadır. Bu integrasyon yerine de

$$S = \sum_i \sum_j \eta_i \eta_j \rho g (Q_{s_{ij}})^T Q_{s_{ij}} \det J \tag{172}$$

şeklindeki sayısal integrasyon kullanılmaktadır.

2.3.2.2.2 Kütle matrisi

Seçilen sıvı eleman için kütle matrisi,

$$M = \rho \int_V Q^T Q \, dV \tag{173}$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bağıntı, dV yerine (168) bağıntısındaki değeri konmak suretiyle,

$$M = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} Q^T Q \det J \, dr \, ds \, dt \tag{174}$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bu integrasyonun yerine de, rijitlik matrisindekine benzer olarak,

$$M = \sum_i \sum_j \sum_k \eta_i \eta_j \eta_k Q_{ijk}^T Q_{ijk} \det J_{ijk} \tag{175}$$

şeklindeki sayısal integrasyon kullanılmaktadır.

Rijitlik ve kütle matrisleri sırasıyla (170-172) ve (175) bağıntılarıyla belirlendikten sonra (144) ve (145) bağıntısıyla ifade edilen şekildeğiştirmelerden doğan potansiyel enerji (Π_ε) ve sıvı serbest yüzeyindeki salınımlardan meydana gelen potansiyel enerji (Π_s) sırasıyla,

$$\Pi_\varepsilon = \frac{1}{2} u^T K u \tag{176}$$

$$\Pi_s = \frac{1}{2} \boldsymbol{u}_s^T \boldsymbol{S} \boldsymbol{u}_s \tag{177}$$

bağıntılarıyla belirlenmektedir. Bu durumda toplam potansiyel enerji

$$U = \frac{1}{2}\boldsymbol{u}^T \boldsymbol{K} \boldsymbol{u} + \frac{1}{2}\boldsymbol{u}_s^T \boldsymbol{S} \boldsymbol{u}_s \tag{178}$$

bağıntısıyla, kinetik enerji ise,

$$T = \frac{1}{2}\boldsymbol{v}^T \boldsymbol{M} \boldsymbol{v} \tag{179}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu enerji ifadeleri (149) nolu Lagrange denkleminde yerine konursa, **R** dış yük vektörünü göstermek üzere, sönümsüz sistemin hareket denklemi,

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u} + \boldsymbol{S}\boldsymbol{u}_s = \boldsymbol{R} \tag{180}$$

şeklinde elde edilmektedir. Bu hareket denklemi **K*=K+S** yi göstermek üzere,

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{K}^*\boldsymbol{u} = \boldsymbol{R} \tag{181}$$

şeklinde de yazılabilmektedir.

Burada bu denklemin bir elemana ilişkin olduğunu eleman sayısının fazla olması halinde bu hareket denklemindeki matrislerin genel rijitlik ve kütle matrisleri olacağını belirtmek uygun olmaktadır.

2.3.3. Depo-Zemin Etkileşiminin Dikkate Alınması

Yapısal çözümlemelerde yapının genellikle şekildeğiştirmeyen rijit bir ortama oturduğu, dolayısıyla da zeminle bağlantısının değişmediği ve deprem hareketinin üzerindeki yapıdan etkilenmeyen yatay bir öteleme hareketi olduğu kabulleri yapılmaktadır. Ancak gerçek durum böyle değildir. Zira deprem sırasında yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiğinden zemin yapının yapı da zeminin davranışını etkilemektedir [203, 249].

Bu nedenle yapıların özellikle büyük barajlar ya da nükleer santrallar gibi rijit ve ağır yapıların depreme göre hesabında, yapı-zemin etkileşiminin, dikkate alınması çok daha büyük önem arzetmektedir. Zira yapı-zemin temas yüzeyindeki hareket serbest alan hareketi şeklinde olmamaktadır. Diğer bir deyişle sözkonusu temas yüzeyinde alınan kayıtlar yapı yokken alınanlardan farklı olmaktadır. Bu da serbest alan hareketine göre hesaplanan yapı tepkisinin ancak gerçek tepkiyi belirlemek için bir yaklaşımdan ibaret olduğunu göstermektedir.

Yaygın olarak kullanılan yapılarda etkileşimin önemi, özellikle olumlu ya da olumsuz yönde etkiyeceği, hususunda peşinen bir şey söylemek zor olmaktadır. Ancak genellikle yapı rijitliği ve zemin şekildeğiştirebilirliği arttıkça etkileşim artmakta aksine yapı esnekleşip zemin rijitleştikçe azalmaktadır. Ancak her iki halde de olumlu ya da olumsuz yönde etkiyebilmektedir. Gerçekten sözkonusu etkileşim yapının periyot ve sönümünü arttırmaktadır. Bu da Şekil 27a daki hesap spektrumunun kullanılması halinde yapı tepkisinin daima azalmasını, Şekil 27b dekinin kullanılması halinde yükselen kolda genellikle tepkinin artmasını, alçalan kolda ise azalmasını gerektirmektedir.

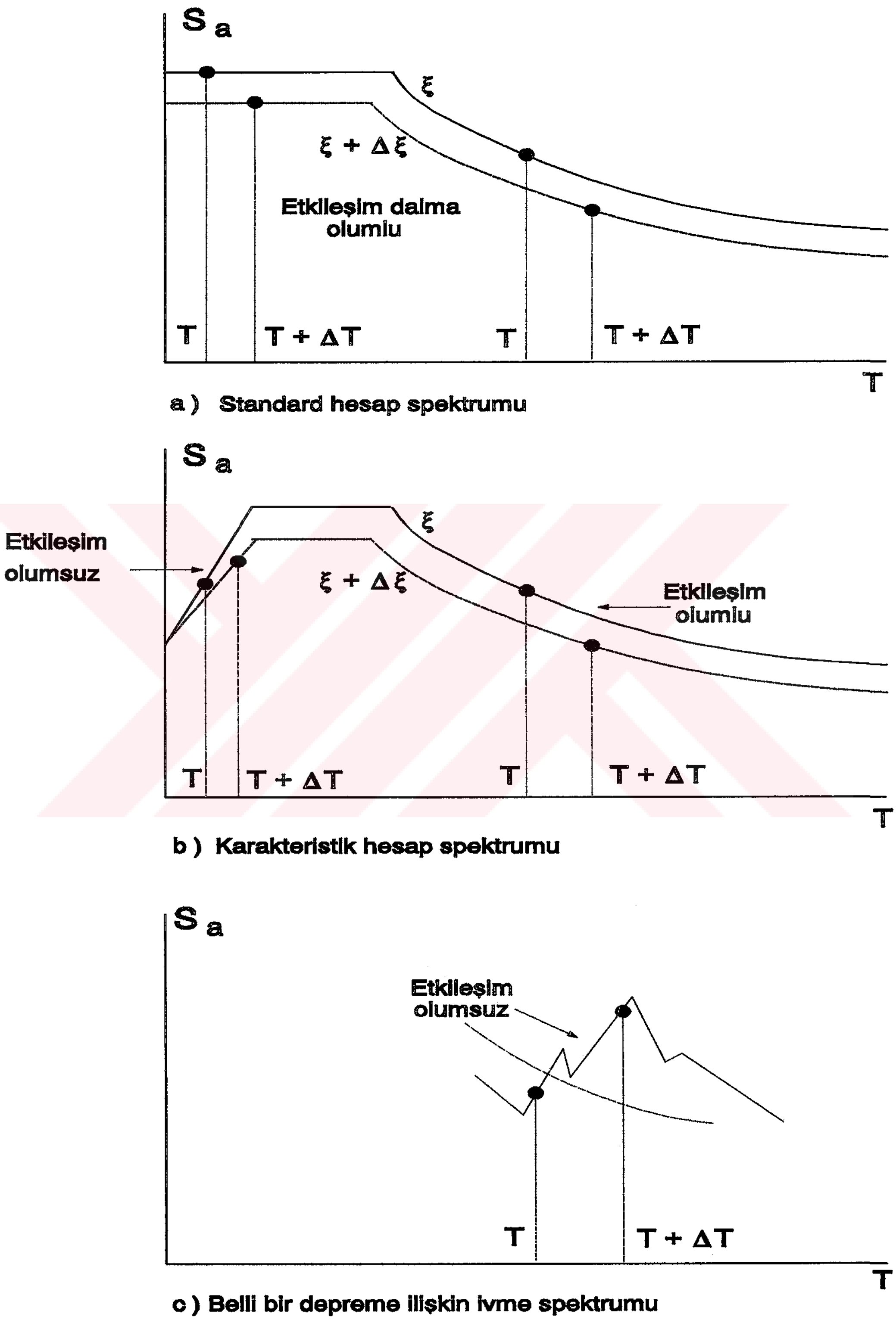
Oysa, uzun periyotlarda deprem spektrumu ikinci bir tepe noktasına sahip olabileceğinden böyle bir durumda bile etkileşimin olumsuz yönde etkiyebileceği ve hesap spektrumuna göre projelendirilen yapı emniyetinin tehlikeye düşeceği açıktır (Şekil 27 c).

Genel bir şekilde etkileşim global olarak olumlu yönde etkise bile yapı-zemin etkileşimi bazı serbestlik dereceleri için, özellikle plastik aşamada, yerel büyültmelere neden olabilmektedir. Bununla beraber olumlu etkilerin tepkilerde ortalama olarak %10-%12 bir azalmayı, olumsuzların ise % bir kaç artmayı sağlayacağı söylenebilir [250].

Yapı-Zemin etkileşiminin gerçekçi bir şekilde dikkate alınması, sedece istisnai yapılar için uygun olan, önemli derecede hesap zamanı, yazılım ve donanımı kullanmayı gerektirmektedir. Bu nedenle bu konuda basitleştirilmiş yöntemler önerilmektedir [251].

Yukarıda da belirtildiği gibi bu yöntemlerde dikkate alınan sistem daha büyük bir periyot ve, belirlenmesi yöntemin konusu olan, daha büyük bir sönüm oranıyla karakterize edilmektedir (bkz. Şekil 27).

Durum böyle olunca derinlemesine özel bir inceleme yapılmadığı takdirde etkileşim etkisini ihmal etmek ve olumlu ya da olumsuz yönde hesap spektrumunda kabaca içerildiğini kabul etmek akla uygun gelmektedir. Bu husus yaygın kullanılan yapıların daha karmaşık hesaplar için de geçerli olmakla beraber sonuçlar çok ağır ve rijit yapılar için oldukça geçerli kalmaktadır. Esnek yapılar içinse hesap hareketleri arasından spektrumu



Şekil 27: Yapı-Zemin Etkileşiminin Olumlu Yada Olumsuz Yönde Etkimesine Örnekler.

en az temel mod periyodu civarında ikinci bir tepe noktasına sahip bir hareketi dikkate almak gerekli olmaktadır [250].

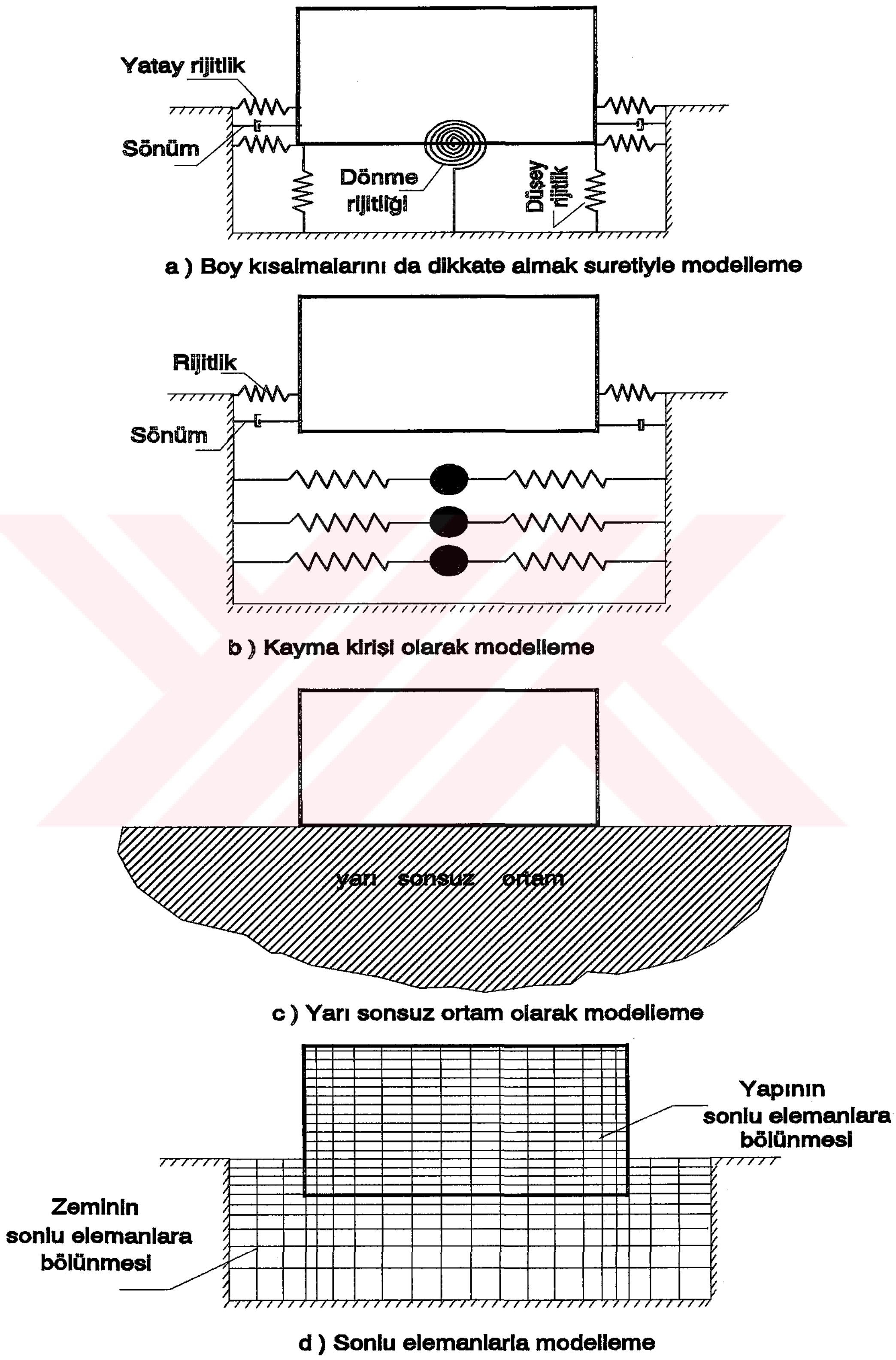
Tüm problemlerin çözümünde olduğu gibi yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınması için de bir takım matematik modeller kullanmak gerekli olmaktadır (Şekil 28).Bunlardan Şekil 28 a da sözkonusu etkileşim boy değişimini de dikkate almak suretiyle modellenmektedir. Bu modele göre yarı sonsuz zemin üzerinde titreşen plakların, rijitlik ve sönüm özeliklerini kapsayan, hareket denklemlerinin çözülmesi gerekli olmaktadır [252, 253]. Diğer taraftan burada model tabanındaki yer hareketinin serbest alanda kaydedilen (yapı inşa edilmeden önceki zemin üzerinde) hareketin aynısı olduğu dikkate alınarak filtre özelliği ihmal edilmektedir. Ancak bu sakıncasına karşılık genellikle daha az bilgisayar belleği ve çözüm zamanına ihtiyaç göstermesi, dolayısıyla da sonuçlara daha kolay ulaşılması gibi üstünlükleri de bulunmaktadır.

Görüldüğü gibi Şekil 28 b de zemin elastik yay ve söndürücülerle kayma kirişi şeklinde, Şekil 28 c deki modelde yapının elastik ya da viskoelastik yarı sonsuz bir ortama oturduğu kabul edilmekte, Şekil 28 d de ise yapı ve zemin sonlu elemanlara bölünmekte ve her elemanın komşusu olan diğer elemanlara düğüm noktalarından birleştiği kabul edilmektedir.

Bu son modellemede, farklı sonlu elemanlar kullanılabilmekte [254, 255] ve zemindeki geometrik süreksizlikler, mekanik özeliklerin değişimi ve özel temel durumları kolaylıkla dikkate alınabilmektedir.

Ancak bu tür bir çözümlemede yapıyla etkileşen zeminin sınırlandırılması bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Yapılan parametrik çalışmalara göre zemin sonlu eleman ağının, özellikle geometrik sönümün (radyasyonun) önemli olduğu yüksek frekanslı yer hareketlerinde ve zeminin sönümünün büyük olması gibi özel durumlarda, yapı temel taban genişliğinin sağ ve solunda 10 katına kadar uzatılmasının yeterli olacağı belirtilmektedir [249, 256]. Ancak normal koşullarda bu genişlik barajlar için sıvı yüksekliği civarında alınmaktadır [266].

Teknik literatürdeki, yapı-zemin etkileşimi konusundaki, bu bilgiler esnek ve rijit zemine oturan sıvı depolarının da deprem davranışlarının birbirinden önemli derece farklı olabileceğini düşündürmektedir. Bu nedenle bu çalışmanın sayısal uygulamalarında sözkonusu etkileşim de dikkate alınmaktadır.



Şekil 28: Yapı-Zemin Etkileşimi İçin Dikkate Alınan Bazı Matematik Modeller.

Burada matematik modelin sözkonusu etkileşimi gerçekçi bir şekilde temsil etmesi gerektiğini, modelin yapısal çözümlemesinden elde edilen sonuçların modelin davranışını temsil ettiğinden kuşku duyulmadığını, ancak modelin fiziksel olayı temsil etmemesi halinde model üzerinde elde edilen sonuçların gerçekle alakası olmayacağını belirtmek uygun olmaktadır.

2.3.4. Yapısal Çözümlemelerin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Bilgisayarla Gerçekleştirilmesi

Bu çalışmaya konu olan depoların, statik ve dinamik çözümlemelerini gerçekleştirebilmek için, depo-sıvı etkileşimini de dikkate alacak duruma getirilen ve SAPIV olarak bilinen bir yapısal analiz programı kullanılmaktadır [257].

2.3.4.1. Yapısal çözümleme programının bazı özelikleri

Mühendislik yapılarının çözümlemesinde kullanılmak üzere etkin bir bilgisayar programının geliştirilmesi yapı mekaniği, sayısal çözümleme ve bilgisayar programlama konularında bilgi birikimine ihtiyaç göstermektedir. Yapı mekaniği bilgisi yapıyı temsil edecek şekilde programda kullanılacak sonlu elemanların geliştirilmesi için, sayısal çözümleme bilgisi denklem takımlarının kurulması ve çözülmesi için, programlama bilgisi ise bilgisayar dilinde optimum bir şekilde yazmak için gerekli olmaktadır.

Bu çalışmada kullanılan yukarıda adı geçen çok yönlü bir yapısal çözümleme programı olan SAPIV, üzerinde değişiklik yapma ve güncelleştirme imkanlarına sahip olduğundan, kendisine kolaylıkla yeni elemanların eklenmesine imkan tanımaktadır.

Yukarıda da belirtildiği gibi bu özelliğinden yararlanarak kendisine bir sıvı eleman uyarlamak suretiyle bu çalışmanın amacı doğrultusunda depo-sıvı etkileşimini de dikkate alma özelliği kazandırılan fortran dilindeki sözkonusu program (SAPIV) C diline de çevrilmiş ve bu dilde de derleme yapan bilgisayar sistemleri için de kullanılabilecek duruma getirilmiştir. Programının genel yapısı Şekil 29 da verilmektedir.

İzoparametrik formülasyonla çubuk eleman, kiriş eleman, düzlem gerilme/şekildeğiştirme elemanı, dönel simetrik eleman, üç boyutlu 8 düğüm noktalı katı eleman, kalın kabuk eleman, ince plak/kabuk eleman, boru eleman ve üç boyutlu sıvı eleman kullanan ve bu elemanlarla statik ve dinamik çözümleme yapabilen çok yönlü bu programda eleman sayısı, yükleme sayısı ya da rijitlik matrisi bant genişliği ile ilgili bir sınırlama bulunmamakta ancak programın kapasitesi kullanılan bilgisayarın özeliklerine bağlı olarak değişmektedir. Verilerin depolanmasında kullanılan kütüklerin kapasiteleri MTOT ve COMMON A deyimleriyle artırılabilmektedir.

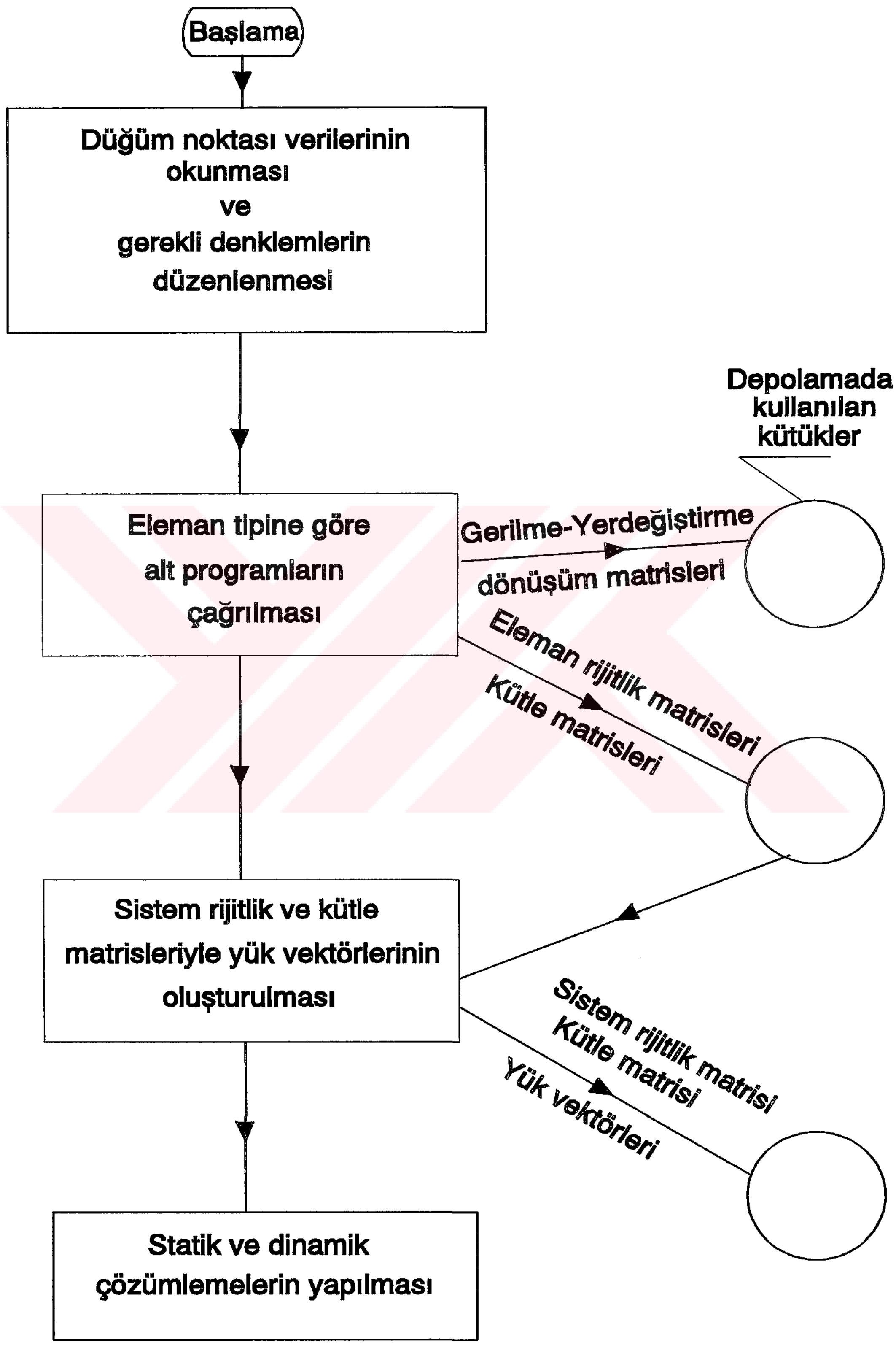
Burada bu çalışmaya konu olan depoların yapısal çözümlemesinin MTOT deyiminin 750 000 değerini alması gerektirdiğini ve en çok bellek kapasitesi gerektiren çözümlemenin adım adım integrasyon yöntemiyle yapılan dinamik çözümleme olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

2.3.4.1.1. Seçilen sıvı elemanın programa uyarlanması

Daha önce de belirtildiği gibi yapısal çözümlemelerde depo-sıvı etkileşimini de dikkate alabilmek için kullanılan programa (SAPIV) seçilen sıvı elemanın uyarlanması gerekli olmaktadır.

Bu nedenle sözkonusu çözümün iki ve üç boyutlu depo modelleri üzerinde gerçekleştirilebilmesi için seçilen, Wilson ve Khavalti tarafından önerilen, üç boyutlu sekiz düğüm noktalı izoparametrik sıvı eleman yapısal çözümleme programına (SAPIV) uyarlanmıştır. Bu uyarlamada FLU, FLU8, FLUDER ve FDERSU alt programları hazırlanmış ve bunları kullanılan programda işleme sokacak olan mevcut ELTYPE alt programı ise değiştirilmiştir. Hazırlanan ve değiştirilen alt program listeleri EK-C de, seçilen sıvı elemana ilişkin verinin hazırlanması ise EK-D de verilmektedir.

Burada hazırlanmış olan alt program listelerinde kullanılan sembollerin, genellikle ana programdakilerle aynı olmasına çalışıldığını ve bu nedenle bazı sembollerin çalışma metnindekilerden farklı olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 29: Yapısal Analiz Programının (SAPIV) Yapısı.

2.4. Sayısal Uygulamalar

Bu başlık altında bu çalışmaya konu olan dikdörtgen kesitli çeşitli su depolarına ilişkin sayısal uygulamalar bu bölümün daha önceki maddelerde formülasyonları verilmiş olan analitik ve sonlu elemanlar yöntemleriyle (bkz. Madde 2.1, Madde 2.2 ve Madde 2.3), EK-A, EK-B ve EK-C deki programlar kullanılarak, yapılmakta ve bu uygulamalardan elde edilen bulgulardan bazıları kendi aralarında karşılaştırılmaktadır.

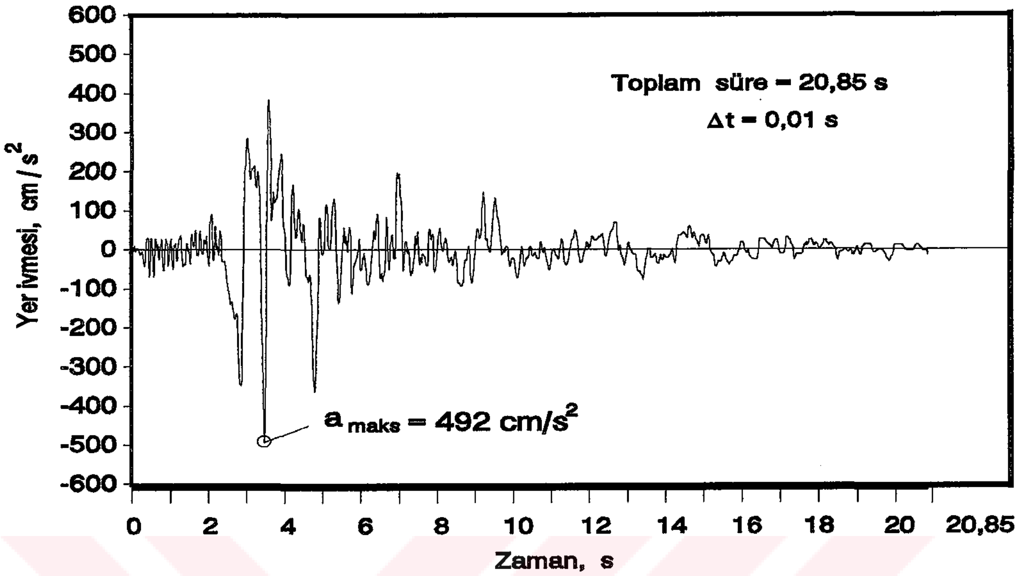
Bunun için gerçekleştirilen sayısal uygulamalar ve bu sayısal uygulamalarda dikkate alınan hususlar aşağıda verilmektedir:

- Statik çözümlemeye ilişkin bir sayısal uygulama.
- Depremin Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre çözümlemeye ilişkin üç farklı doluluk oranıyla ($h/l=0,5$, $h/l=1,44$ ve $h/l=2$) diğer paarametreler için depo-sıvı ve depo-sıvı-zemin etkileşimlerinin de dikkate alındığı üç ayrı sayısal uygulama.
- Depremin Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre dinamik çözümlemeye ilişkin değişken duvar kalınlıklı ve çok gözlü depolar için ayrı ayrı olmak üzere iki farklı sayısal uygulama.
- Depremin düşey bileşenine göre dinamik çözümlemeye ilişkin bir sayısal uygulama.

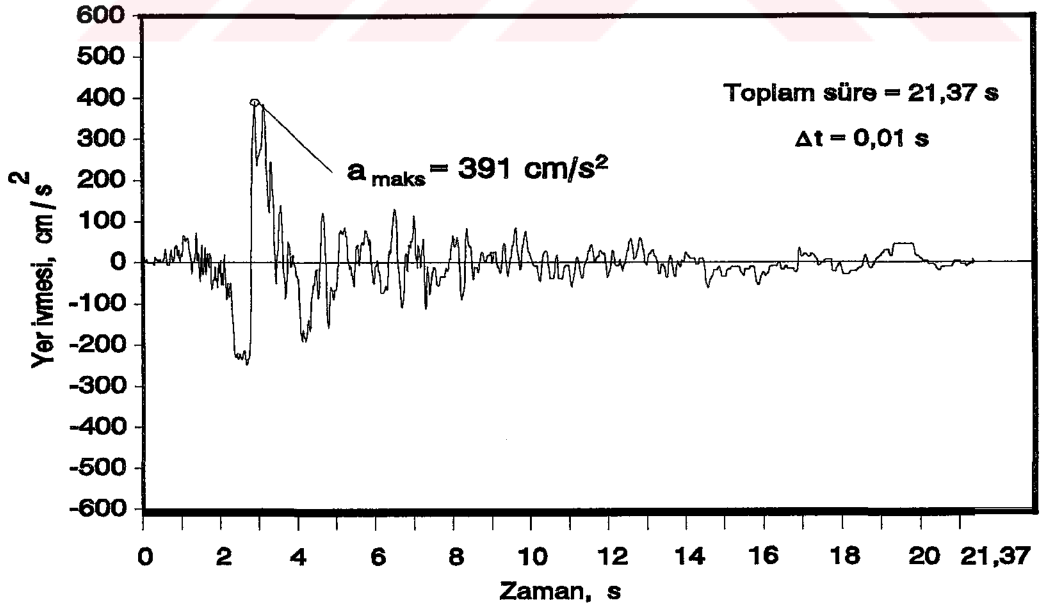
Bu uygulamalar için, suyun birim kütlesi $\rho=1000$ kg/m^3 ve hacimsel elastisite modülü $E_v=207x10^7$ N/m^2 olarak alınmakta, seçilen depoların çözümlemelerinde kullanılan sonlu eleman ağları Model i, (i=1, 2, 3,...) olarak adlandırılmaktadır.

Sözkonusu sayısal uygulamalara konu olan depoların depreme göre yapısal çözümlemelerinde 13 Mart 1992 Erzincan Depremi dikkate alınmaktadır. Bu depremin özelikleri ve meydana getirdiği hasarların mühendislik açısından değerlendirmesine ilişkin ayrıntılı bilgiler teknik literatürde mevcuttur [258, 259].

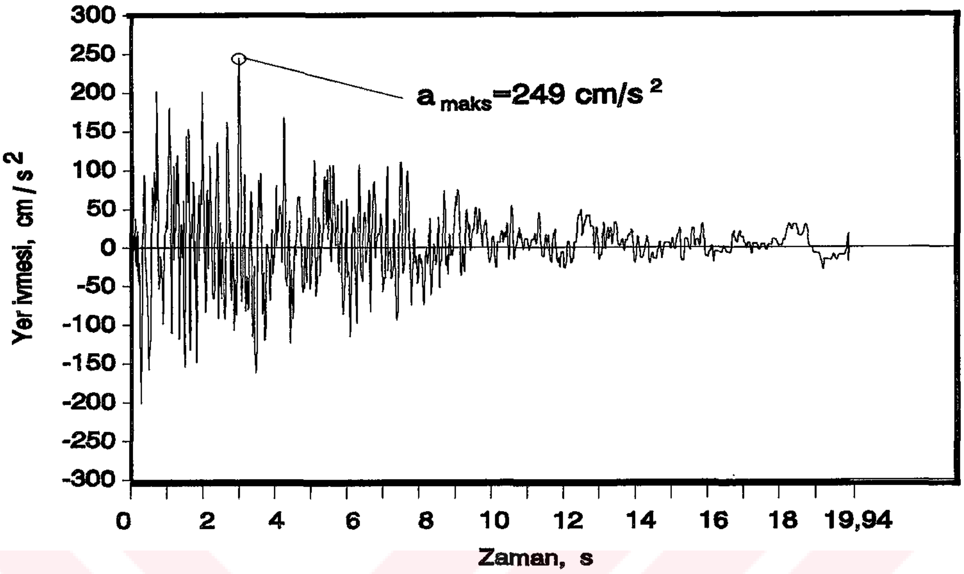
Bu depremin Doğu-Batı, Kuzey-Güney ve düşey doğrultularındaki ivme kayıtları sırasıyla Şekil 30, Şekil 31 ve Şekil 32 de verilmektedir. Bu kayıtlardan maksimum yer ivmesinin Doğu-Batı bileşeninde 3,48. saniyede 4,92 m/s^2 ($\approx$0,5g) olarak meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 30: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Doğu-Batı Doğrultusundaki Yer İvmesi Bileşen Kaydı.



Şekil 31: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Kuzey-Güney Doğrultusundaki Yer İvmesi Bileşen Kaydı.



Şekil 32: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Düşey Doğrultusundaki Yer İvmesi Bileşen Kaydı.

Bilindiği gibi hız spektrumları, yer hareketi ivmesi, sistemin özel periyodu ve sönümüne bağlı olarak bir serbestlik dereceli elastik sistemin mutlak değerce maksimum hız değişimlerini gösteren diyagramlardır. Bu diyagramların teorik olarak hesaplanması aşağıda açıklanmaktadır.

Daha önce (116) bağıntısıyla verilen hareket denklemi, n ve n+1. zaman adımları için,

$$M\ddot{u}_n + C\dot{u}_n + Ku_n = -Ma(t)_n$$
$$M\ddot{u}_{n+1} + C\dot{u}_{n+1} + Ku_{n+1} = -Ma(t)_{n+1} \qquad (182)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bu hareket denklemleri, her iki tarafının M ye bölünmesiyle, ξ sönüm oranını göstermek üzere,

$$\ddot{u}_n + 2\xi\,\omega\,\dot{u}_n + \omega^2 u_n = -a_n(t) \qquad (183)$$

$$\ddot{u}_{n+1} + 2\xi\,\omega\,\dot{u}_{n+1} + \omega^2 u_{n+1} = -a_{n+1}(t) \qquad (184)$$

şeklini almaktadır. Bu denklemlerin sayısal integrasyonunda, bu çalışmada, Newmark-β yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntemde yerdeğiştirme ve hız bağıntıları, Δt zaman aralığını, γ ve β keyfi sabitleri göstermek üzere,

$$u_{n+1}=u_n+\Delta t\dot{u}_n+(\frac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{u}_n+\beta\Delta t^2\ddot{u}_{n+1} \tag{185}$$

$$\dot{u}_{n+1}=\dot{u}_n+(1-\gamma)\ \Delta t\ \ddot{u}_n+\gamma\ \Delta t\ \ddot{u}_{n+1} \tag{186}$$

olarak yazılabilmektedir [260]. Bu yerdeğiştirme ve hız ifadeleri (184) bağıntısında yerine yazılırsa

$$\begin{aligned}&\ddot{u}_{n+1}+2\ \xi\ \omega\ [\ \dot{u}_n+(1-\gamma)\ \Delta t\ \ddot{u}_n+\gamma\ \Delta t\ \ddot{u}_{n+1}]\\&+\omega^2\ [u_n+\Delta t\ \dot{u}_n+(\frac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ \ddot{u}_n+\beta\ \Delta t^2\ \ddot{u}_{n+1}]=-a_{n+1}\end{aligned} \tag{187}$$

bağıntısı elde edilmektedir. Bu bağıntı n+1. zaman adımındaki ivme değeri ile ilgili terimler eşitliğin sol tarafında toplanırsa,

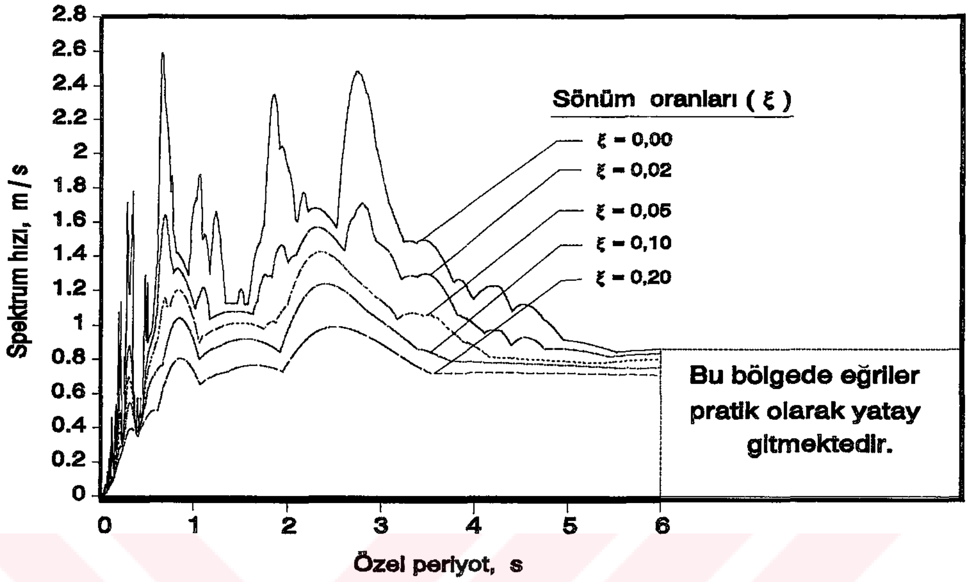
$$\begin{aligned}&\ddot{u}_{n+1}\ (1+2\ \xi\ \omega\ \gamma\ \Delta t+\omega^2\ \beta\ \Delta t^2)+a_{n+1}=2\xi\,\omega[\dot{u}_n+(1-\gamma)\Delta t\ \ddot{u}_n]\\&+\omega^2[u_n+\Delta t\ \dot{u}_n+(\frac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ \ddot{u}_n]\end{aligned} \tag{188}$$

şeklinde yazılabilmektedir. Hız spektrumunu elde edebilmek için, (188), (186) ve (185) bağıntılarının herbir zaman adımındaki çözümlerinin yapılması gerekmektedir. Yapılan bu çözümlere bağlı olarak hız spektrumu,

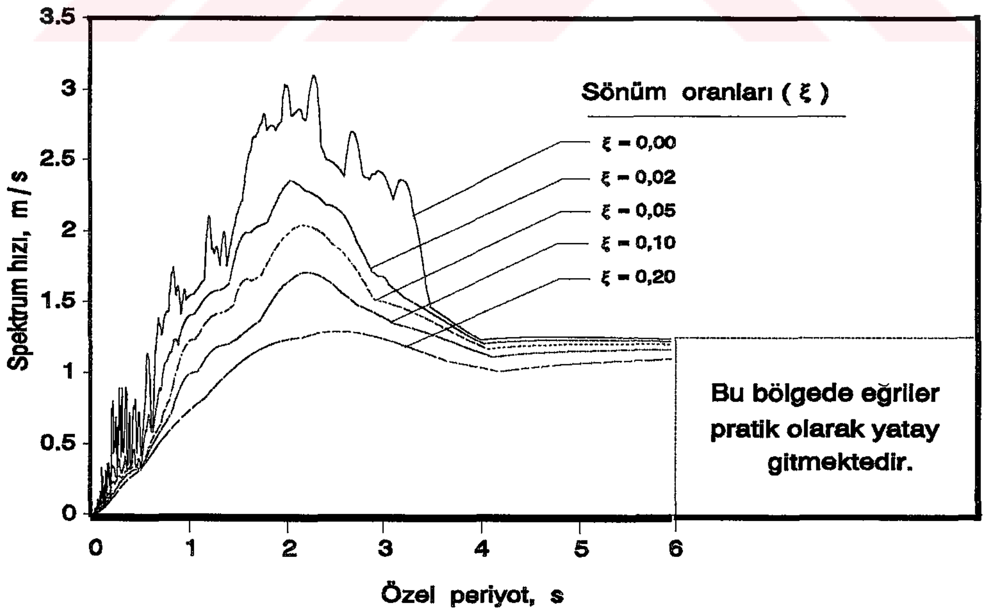
$$S_v\,(\xi,T)=|\dot{u}|_{maks.} \tag{189}$$

ifadesine göre çizilmektedir [261]. Newmark-β yönteminde yakınsaklık ve stabilite koşulları için $\gamma=0{,}5$ ve $\beta=0{,}25$ olarak alınmaktadır [248, 262].

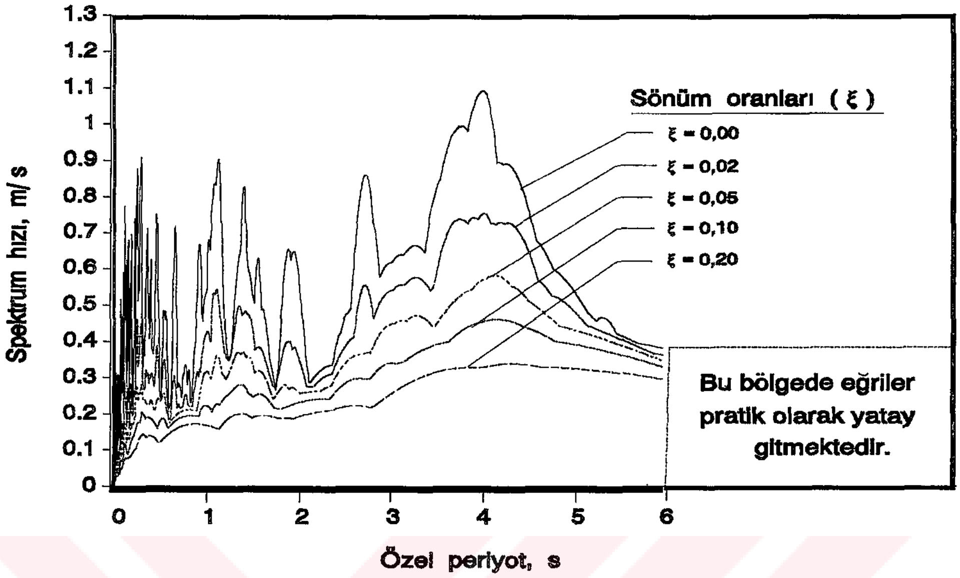
Bu yöntemle 13 Mart 1992 tarihli Erzincan Depreminin Doğu-Batı, Kuzey-Güney ve düşey doğrultulardaki bileşenleri için, listesi EK-E de verilen programla, belirlenen hız spektrumları sırasıyla Şekil 33, Şekil 34 ve Şekil 35 de verilmektedir. Bu spektrumların belirlenmesinde kullanılan sözkonusu program için veri kütüğünün ilk satırında, sırasıyla, zaman aralığı, beta katsayısı, yerdeğiştirmenin başlangıç değeri, hızın başlangıç değeri, toplam adım sayısı ve sönüm oranı serbest formatta yazılmakta, bundan sonraki satırlarda ise ilgili depremin ivme kaydı verilmek suretiyle sistemin hız spektrumu, sönüm oranları değiştirilerek özel periyotlara bağlı olarak, kolayca belirlenebilmektedir.



Şekil 33: Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Doğu-Batı Doğrultusu Akselogramına İlişkin (bkz. Şekil 30) Hız Spektrumu.



Şekil 34: Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Kuzey-Güney Doğrultusu Akselogramına İlişkin (bkz. Şekil 31) Hız Spektrumu.



Şekil 35: Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Düşey Doğrultusu Akselogramına İlişkin (bkz. Şekil 32) Hız Spektrumu.

2.4.1. Sayısal Uygulama I

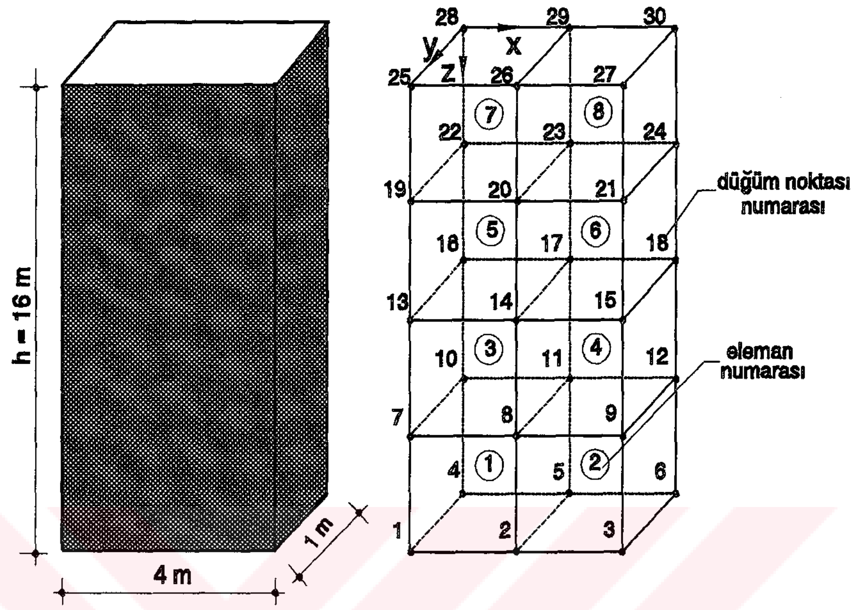
Bu uygulamada derinliği 16m, enkesit boyutları içten içe, 4m x 1m olan dolu haldeki bir su deposunun statik çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D1** olarak adlandırılmaktadır. Bu çözümlemede durgun haldeki sıkışabilir suyun yapacağı düşey yerdeğiştirme analitik olarak,

$$\zeta = \frac{\rho g h^2}{2E_v}$$

bağıntısıyla hesaplanmakta [198], basınç ise bilinen hidrostatik basınç olarak dikkate alınmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm için dikkate alınan depo ve sonlu eleman ağı Şekil 36 da verilmektedir. Bu modelde tabandaki düğüm noktalarının (1, 2, 3, 4, 5, 6) bütün serbestlik derecelerinin sıfır olduğu, diğer düğüm noktalarının ise sadece düşey doğrultuda yerdeğiştirme yapabildiği kabul edilmektedir. Bu uygulamadan analitik ve sonlu elemanlar yöntemleriyle elde edilen sonuçlar Tablo 3 de verilmektedir.

Bu tablodan görüldüğü gibi her iki yöntemle elde edilen sonuçlar pratik olarak birbiriyle çakışmaktadır.



a) Depo (D1)   b) Sonlu elemanlar ağı

Şekil 36: Depo (D1) ve Sonlu Elemanlar Ağı.

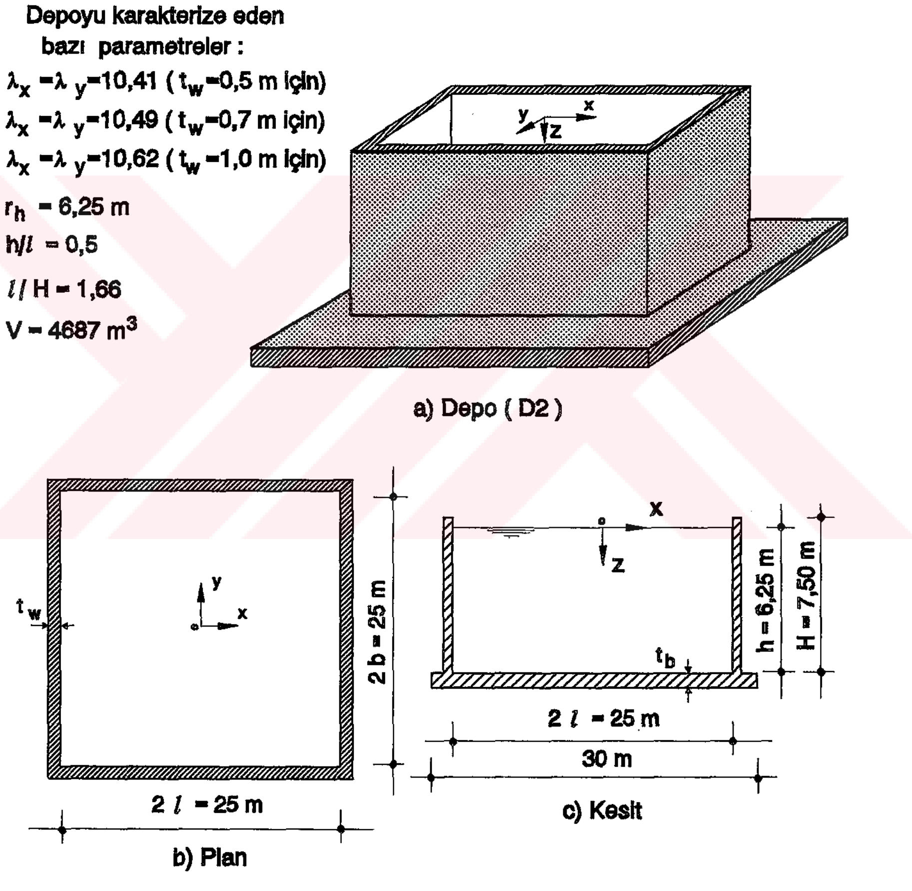
Tablo 3: Deponun (D1) Statik Çözümlemesinden Elde Edilen Hidrostatik Basınç ve Düşey Yerdeğiştirmeler.

	Hidrostatik basınç (N/m/m)				Düşey yerdeğiştirme (mm)			
	Eleman numarası				Düğüm nokta numarası			
	7-8	5-6	3-4	1-2	25-30	19-24	13-18	7-12
Analitik yöntemle	19620	58860	98100	137340	0.606	0.568	0.455	0.265
Sonlu elemanlar yöntemiyle	19620	58860	98100	137340	0.606	0.568	0.455	0.265

Burada Tablo 3 de verilen sonuçların elde edilmesinde kısıtlama parametresi katsayılarının (ψ_x, ψ_y ve ψ_z) 100 olarak kabul edildiğini, ancak sözkonusu katsayıların 1, 10, 1000 ve 10000 değerleri için de bu çizelgedeki değerlerin değişmediğini belirtmek uygun olmaktadır.

2.4.2 Sayısal Uygulama II

Bu uygulamada su derinliği 6,25 m, enkesit boyutları, içten içe, 25 m x 25 m olan bir deponun depremin yatay bileşenine göre çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D2** olarak adlandırılmaktadır (Şekil 37). Bu durumda, hava payının bırakılmış olması halinde, maksimum doluluk oranı h/l=0,5 değerini almaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi doluluk oranı $h/l \leq 1,5$ olan depolar sığ depo olarak adlandırıldığından dikkate alınan bu depo sığ depo sınıfına girmektedir (bkz. Madde 3.1.1.2).



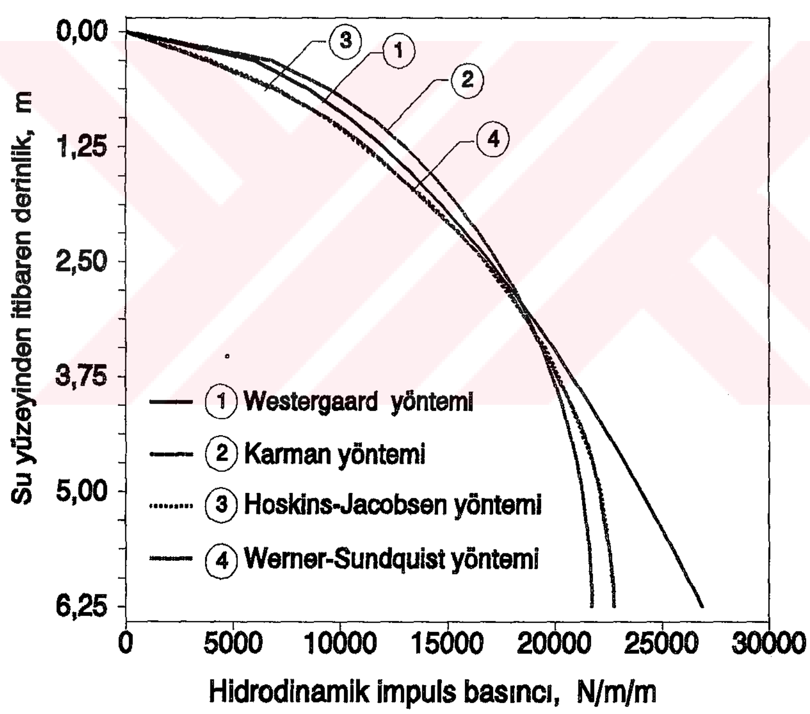
Şekil 37: Depo (D2) Plan ve Kesiti.

2.4.2.1. Rijit çözüm

Bu çözümlemede depo taban ve duvarlarının rijit olduğu kabul edilmekte, analitik ve sonlu elemanlar yöntemleriyle elde edilen sonuçları karşılaştırabilmek amacıyla, deponun birim genişlikli modeli dikkate alınmaktadır.

2.4.2.1.1. Analitik yöntemlerle çözüm

Bu sayısal uygulamaya konu olan deponun (bkz. Şekil 37) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçlarının depodaki suyun derinliği boyunca değişimleri, sadece impuls basıncını dikkate alan, Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.1) hesaplanmıştır. Elde edilen değerler Şekil 38 de verilmektedir.



Şekil 38: Depo (D2) Duvarları Üzerinde Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu şekilden;

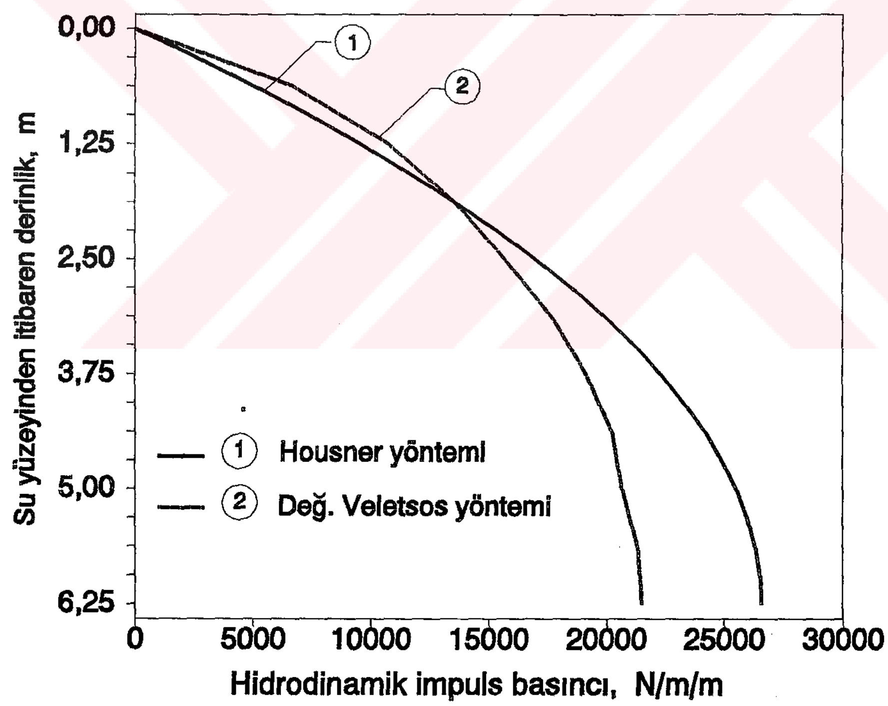
- hidrodinamik basıncın su üst yüzeyinden itibaren derinliğin ortasına kadar hızlı arttığı, daha sonra, Westergaard yöntemi hariç, diğer yöntemler için yavaşladığı,
- Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerinin hemen aynı sonuçları

verdiği,

● su derinliğinin üst yarısında, eliptik basınç dağılımı öneren, Karman yönteminin, alt yarısında ise, parabolik dağılım öneren, Westergaard yönteminin diğerlerinden daha büyük değerler verdiği,

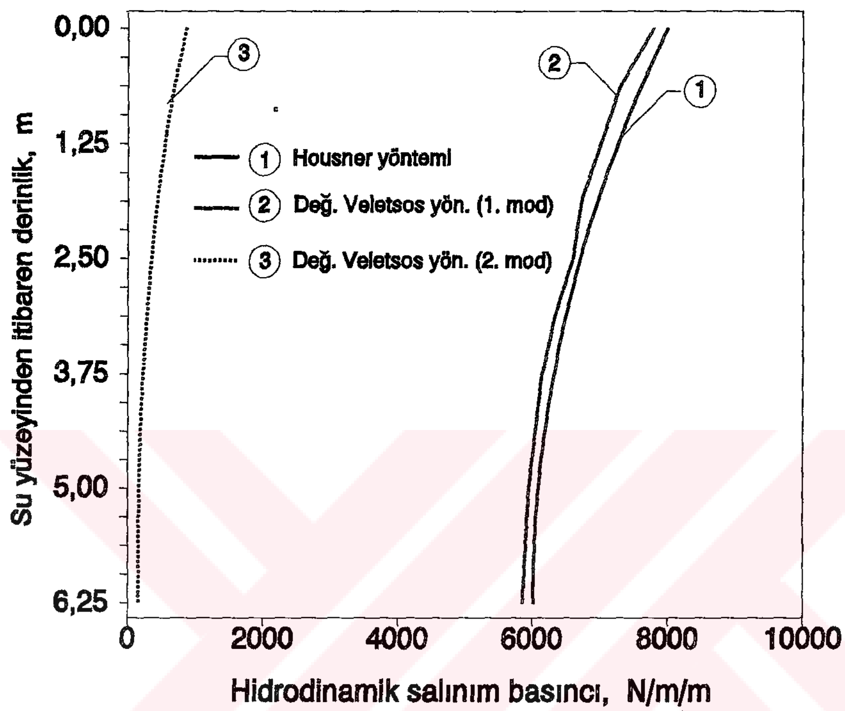
● depo tabanı üst yüzeyinde Westergaard yöntemiyle hesaplanan basınçların Karman yöntemiyle hesaplanandan %24, diğerleriyle hesaplananlardan ise % 18 daha büyük olduğu görülmektedir.

Bu uygulamaya konu olan depo (D2) için salınım basınçlarını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.1.2) hesaplanan impuls ve salınım basıncı dağılımları sırasıyla Şekil 39 ve Şekil 40 da verilmektedir.



Şekil 39: Depo (D2) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik İmpuls Basıncı Dağılımları.

Bu şekilden görüldüğü gibi su üst yüzeyinden itibaren 1,90 m derinliğine kadar Housner yöntemi değiştirilmiş Veletsos yönteminden, aradaki fark % 32 yi geçmemek üzere, daha küçük değerler vermektedir. Daha sonra Housner yönteminin verdiği basınçlar daha büyük olmakta ve depo tabanının üst yüzeyinde aradaki fark %23 değerine ulaşmaktadır.

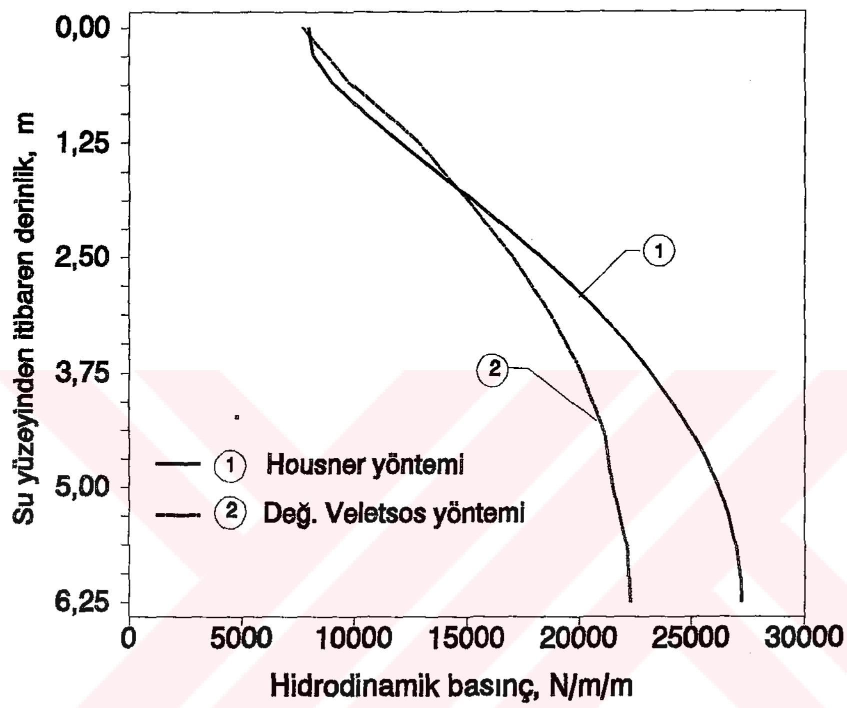


Şekil 40: Depo (D2) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Salınım Basıncı Dağılımları.

Bu şekilden;

- birinci salınım modu için Housner yöntemiyle hesaplanan salınım basıncının değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplanandan %3 civarında daha büyük olduğu, ancak, değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle 2. salınım modunun da dikkate alınması halinde elde edilen salınım basınçlarının, özellikle su yüzeyinde, Housner yöntemiyle elde edilenlerden (%8) daha büyük olduğu,
- her iki yöntemle hesaplanan salınım basınçlarının su serbest yüzeyinde maksimum, depo tabanı üst yüzeyinde ise minimum değerlerini aldığı,
- değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplanan birinci salınım moduna ilişkin salınım basıncının ikinci moda ait olana göre çok büyük (su serbest yüzeyi düzeyinde 9, dibinde ise 33 kat) olduğu görülmektedir.

Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.1.2) hesaplanan impuls ve salınım basınçlarının kareleri toplamının karekökünün alınması suretiyle hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları ise Şekil 41 de verilmektedir.



Şekil 41: Depo (D2) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu şekilden ise suyun üst yüzeyine yakın bölgelerde değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle elde edilen basınçların Housner yöntemiyle elde edilenlerden daha büyük (maksimum %7), aksine tabana yakın bölgelerde Housner yöntemiyle elde edilen hidrodinamik ek basınçların değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle elde edilenlerden daha büyük (tabanda %22) olduğu görülmektedir.

Bu deponun (D2), taban ve duvar kalınlıklarının (t_b ve t_w) sırasıyla 0,4 m ve 0,5 m olması durumunda, Housner yöntemine göre hazırlanmış olan program (bkz. EK-B) yardımıyla pratik olarak hesaplanan çeşitli büyüklükler de (bkz. Şekil 19) aşağıda verilmektedir:

Toplam sıvı kütlesi(m_t)..=3906250,000 kg

İmpuls kütlesi(m_i)..= 1125430,000kg

Salınım kütlesi(m_o)..=2712121,000 kg

Salınım kütleleri için rijitlik(k_I)..=2216902,000 kg

İmpuls etkisi yüksekliği(h_i)..=2,344 m

Salınım etkisi yüksekliği(h_o)..=3,278 m

Devirici moment için h_{id} yüksekliği..=10,065 m

Devirici moment için h_{od} yüksekliği..=12,308 m

Sıvı salınımının 1. açısal frekansı (ω_1)..=0,904 rad/s

Sıvı salınımının 1. periyodu (T_{o1})..=6,950 s

Maksimum dalga yüksekliği (d_{max})..=0,941 m

İmpuls basınç kuvveti(P_i)..=5537115,000 N

Salınım basınç kuvveti (P_o)..=2084235,000 N

Eğilme momenti (M_e)..=19810140,000 Nm

Devirici moment (M_d)..=101802200,000 Nm

Koruyucu moment (M_k)..=110515500,000 Nm

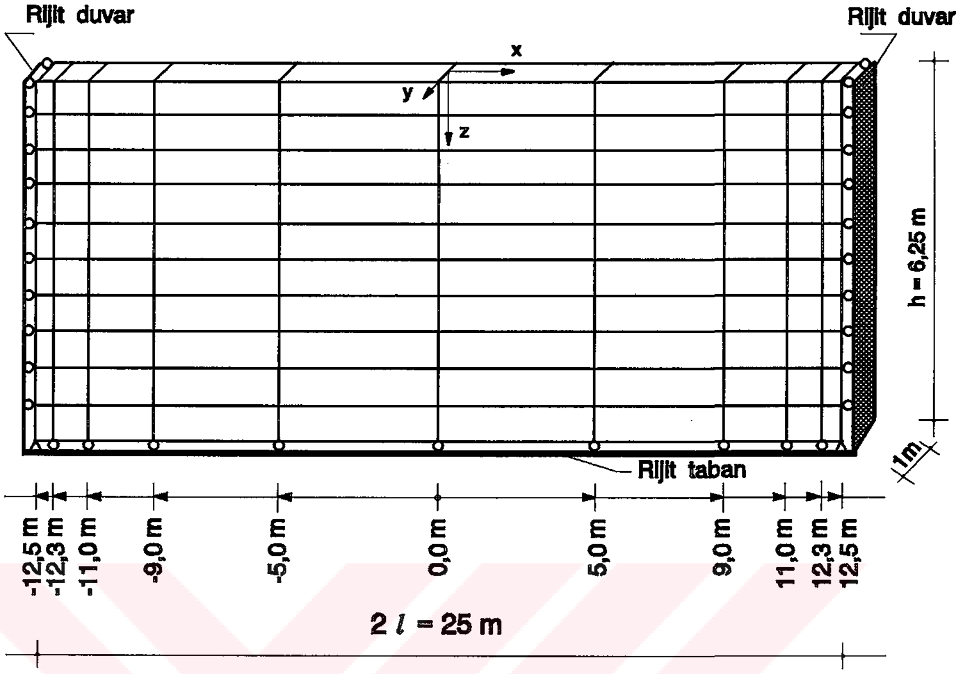
Bu sonuçlardan görüldüğü gibi salınım kütlesi impuls kütlesinden %140 daha büyük olmasına karşılık impuls kütlesinin depremin maksimum ivmesiyle, salınım kütlesinin ise, spektrum ivmesiyle çarpılmasından dolayı, impuls basıncı bileşkesi salınım basıncınınkinden %165 daha büyük olmaktadır.

2.4.2.1.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

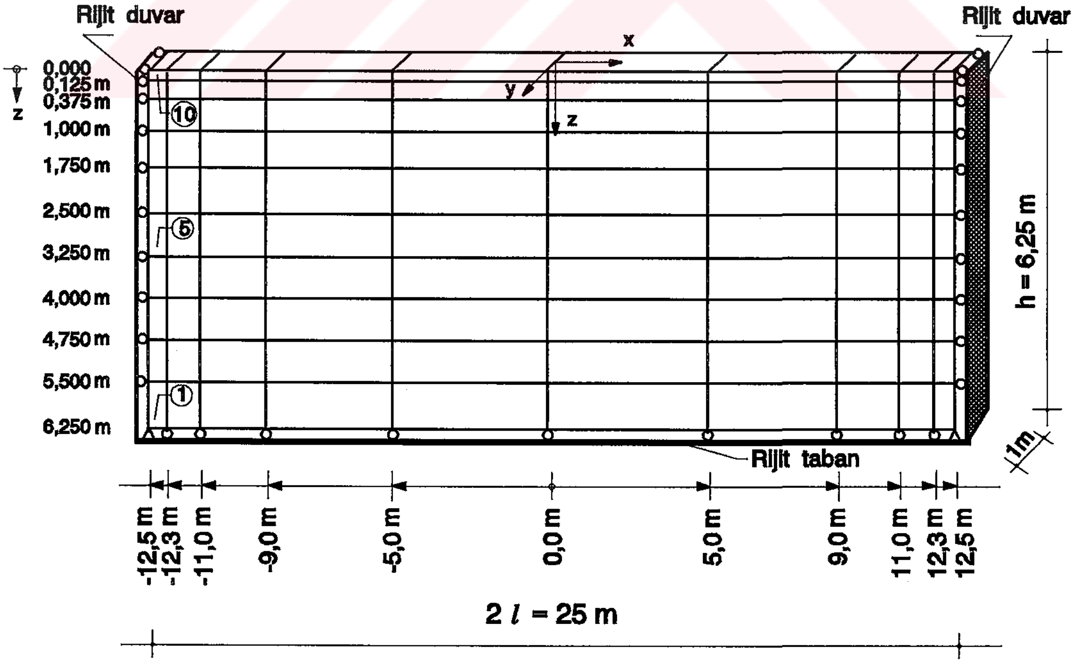
Bu uygulamaya konu olan deponun (D2) sonlu elemanlar yöntemiyle rijit çözümlemesi için dikkate alınan eleman ağları Şekil 42 de verilmektedir.

Bu şekillerdeki eleman boyutlarının en küçük dalga uzunluğunun 1/12 sinden daha küçük kalmasına ve ardışık eleman boyutları arasında ani değişikliklerin olmamasına çalışılmıştır [246, 263].

Analitik yöntemlerle (bkz. Madde 2.4.2.1.1) yapılan çözümlemelerde olduğu gibi suyun depo duvarlarıyla temas eden düğüm noktalarının yatay, depo tabanıyla temas eden düğüm noktalarının düşey, depo duvar-taban ayrıtlarındaki düğüm noktalarının ise yatay ve düşey yerdeğiştirmeleri sıfır kabul edilmektedir.

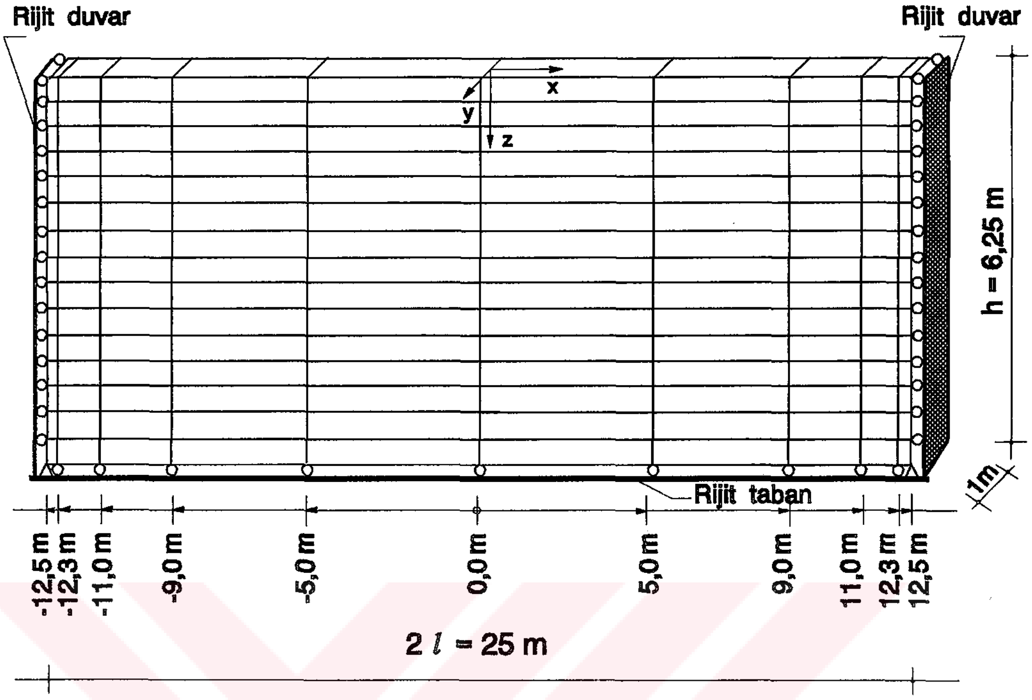


a) Model 1 (D2 için)

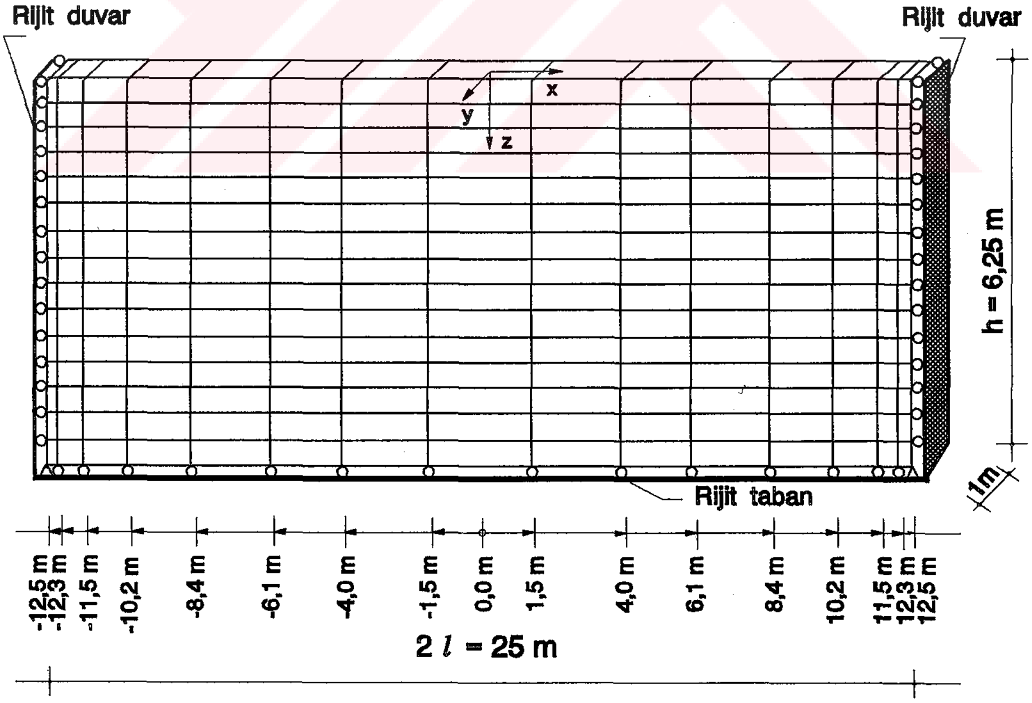


b) Model 2 (D2 için)

Modellerin devamı arka sayfadadır.



c) Model 3 (D2 için)



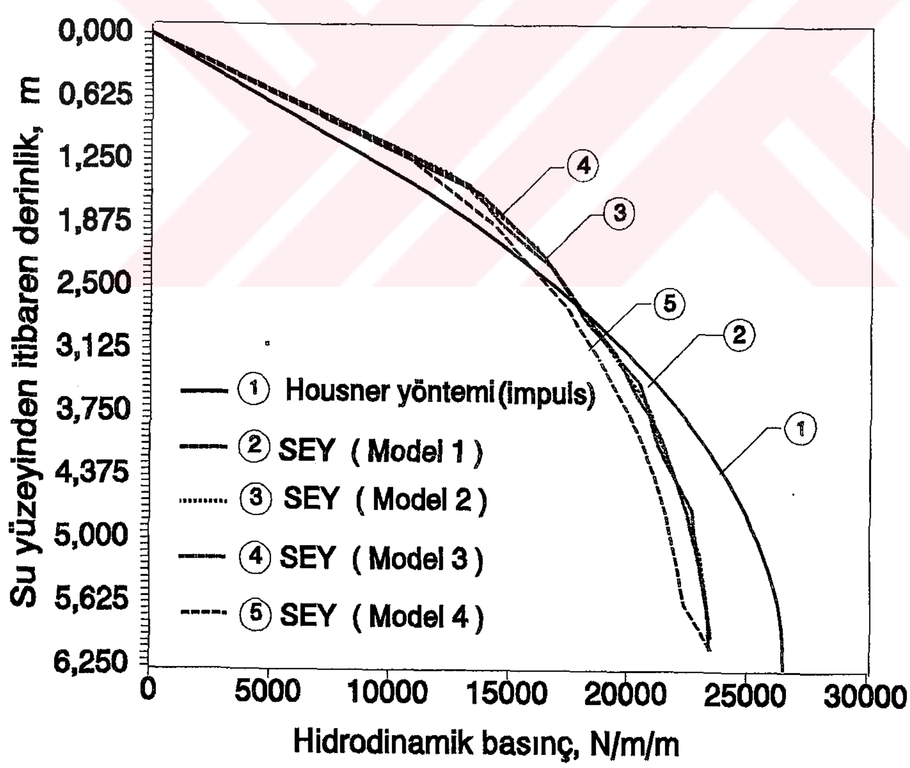
d) Model 4 (D2 için)

Şekil 42: Deponun (D2) Rijit Çözümlemesi İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.

Bu çalışmada kullanılan yapısal çözümleme programı (SAPIV) ve adım adım integrasyon yöntemi ile çözüm için gerekli verilerden Rayleigh sönüm katsayıları [248, 264] $\alpha_R=\beta_R=0$, zaman aralığı $\Delta t=0{,}01s$ ve kısıtlama parametresi katsayıları ise $\psi_x=\psi_y=\psi_z=100$ olarak alınmaktadır.

Sıvıların salınım modlarına ilişkin sönüm oranlarının, sıvı viskozitesi ve depo boyutlarına bağlı olmakla beraber, genellikle çok küçük ($\xi<0{,}001$) olduğu bilinmektedir [116, 265].

Sonlu elemanlar yöntemiyle (SEY), depremin (bkz. Şekil 30) Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre, hesaplanan depo (D2) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımları Housner yöntemiyle hesaplanan impuls basıncı dağılımı ile birlikte Şekil 43 de verilmektedir.

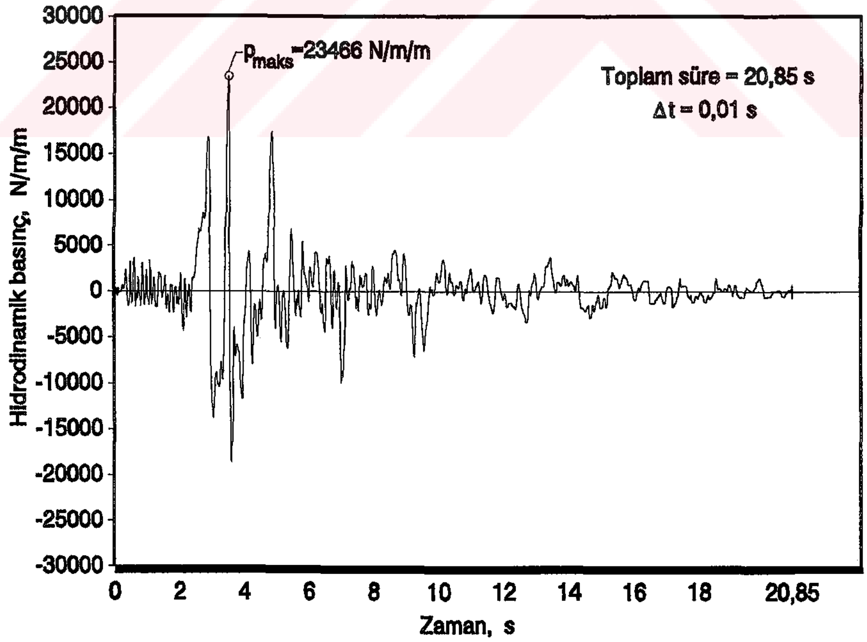


Şekil 43: Deponun (D2) Rijit Çözümlemesi İçin Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basıncın Duvarları Üzerindeki Dağılımları.

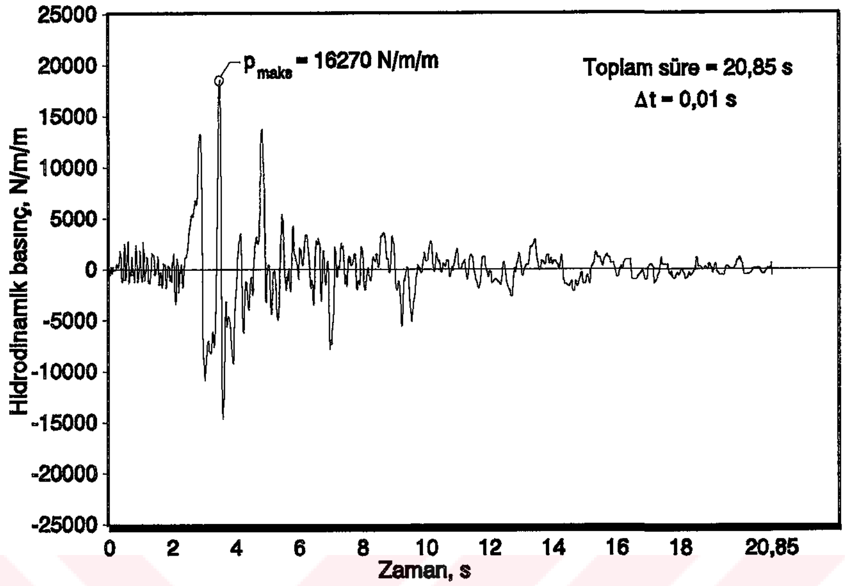
Bu şekilden görüldüğü gibi çeşitli modellerden hesaplanan basınçların su derinliği boyunca depo duvarları üzerindeki dağılımları aralarındaki fark % 5 civarında olmakta ve elde edilen basınç değerleri Housner yöntemine göre hesaplanan impuls basıncı değerinden su üst yüzeyinden itibaren derinliğin ortasına kadar daima büyük daha sonra ise küçük değerler almaktadır. Ancak Housner yönteminde impuls basınçlarına ilaveten salınım basıncının da dikkate alınması halinde elde edilen hidrodinamik basınç dağılımı sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha büyük olmaktadır (bkz. Şekil 41).

Bu şekilde sonlu elemanlar yöntemine göre verilen hidrodinamik basınç dağılımları elemanlarda deprem süresince oluşan maksimum değerlere karşılık gelmektedir.

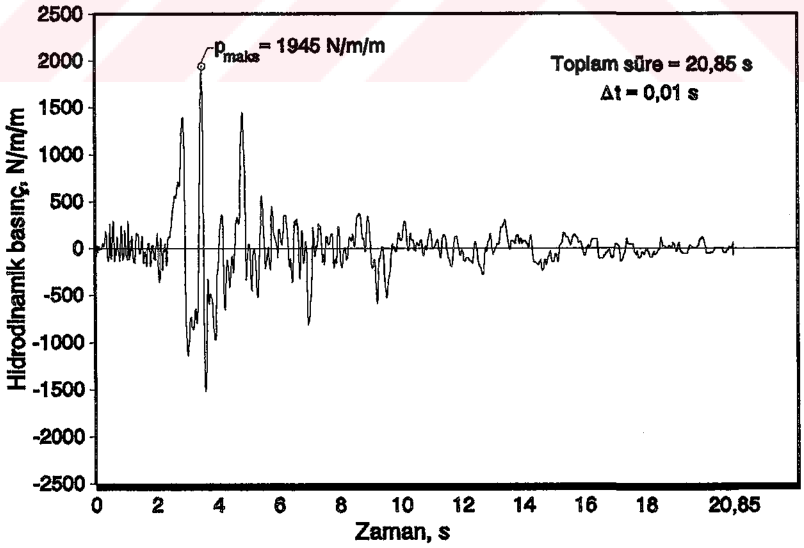
Sonlu elemanlar yöntemiyle adım adım integrasyon tekniğini kullanmak suretiyle deprem süresince herhangi bir elemanda meydana gelen hidrodinamik basınç ile belirli bir düğüm noktasındaki yerdeğiştirmenin değişimini de belirlemek mümkün olmaktadır. Örneğin, Şekil 42b deki 1, 5 ve 10 nolu elemanlarda deprem süresince oluşan hidrodinamik basınç değişimi, sırasıyla, Şekil 44, Şekil 45 ve Şekil 46 da verilmektedir.



Şekil 44: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 42b, 1 Nolu Elemanda).



Şekil 45: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 42b, 5 Nolu Elemanda).



Şekil 46: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 42b, 10 Nolu Elemanda).

Bu şekillerden;

- bunların değişim olarak Şekil 30 da verilen akselogramın ters işaretlisine benzer oldukları,
- elemanlardaki (1, 5 ve 10 nolu) hidrodinamik basınçların deprem süresince değişimlerinin sayısal değerlerinin farklı, şekillerinin ise aynı olduğu,
- elemanlardaki maksimum basıncın, deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48. saniyede meydana geldiği,
- hidrodinamik basınç genliklerinin, 2s - 5s arasındakiler hariç, küçük kaldığı görülmektedir.

2.4.2.2. Depo-Sıvı etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

Bu çözümlemede depo (D2) duvarlarında kullanılan malzemenin birim kütlesi ρ_w=2500 kg/m^3, Poisson oranı υ=0,2 ve elastisite modülü E=285x10^8 N/m^2 olarak alınmakta ve duvarların, malzemeyle geometri özeliklerine bağlı olan, belirli esnekliğe sahip olduğu kabul edilmektedir.

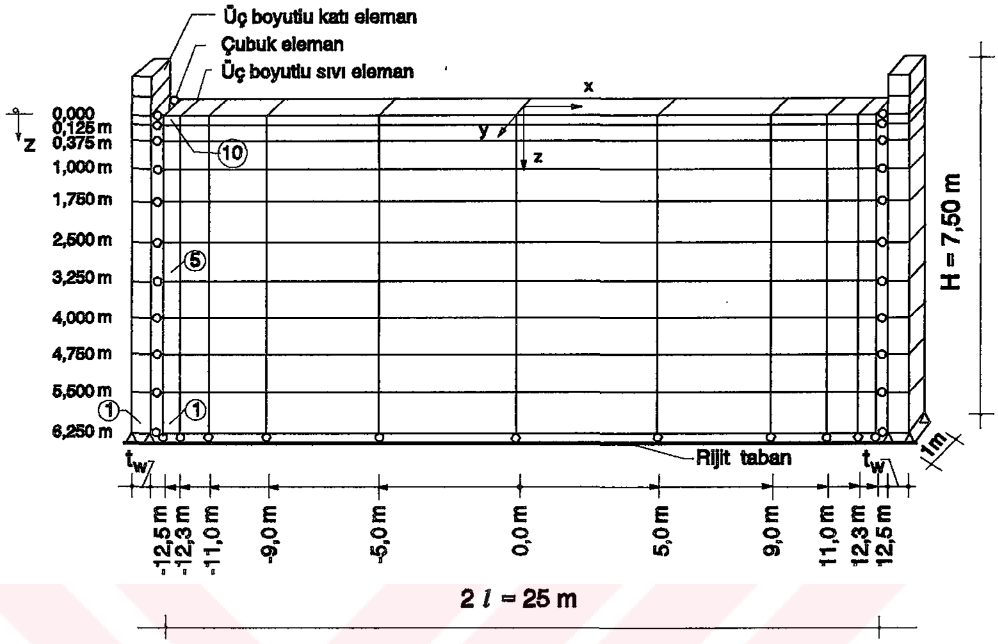
2.4.2.2.1. Analitik yöntemlerle çözüm

Daha önce de belirtildiği gibi teknik literatürde sıvı uzunluğunu sonlu kabul ederek duvarların esnekliğini dikkate alan ve depo çözümlemelerinde kullanılması önerilmiş olan analitik bir yönteme rastlanmamıştır. Bu nedenle, karşılaştırmak amacıyla bu çözümde Madde 2.1.1.1.2.1. de su uzunluğunu yarı sonsuz kabul eden Housner'in analitik yöntemi kullanılmaktadır. Bu yönteme göre depo (D2) duvarlarına etkiyen, (53) bağıntısıyla hesaplanan, basınç dağılımları t_w=0,5 m için Şekil 49a da, t_w=1,0 m için Şekil 49b de, rijit depo kabulüyle Housner yöntemine göre (35) bağıntısıyla hesaplanan basınç dağılımlarıyla birlikte verilmektedir.

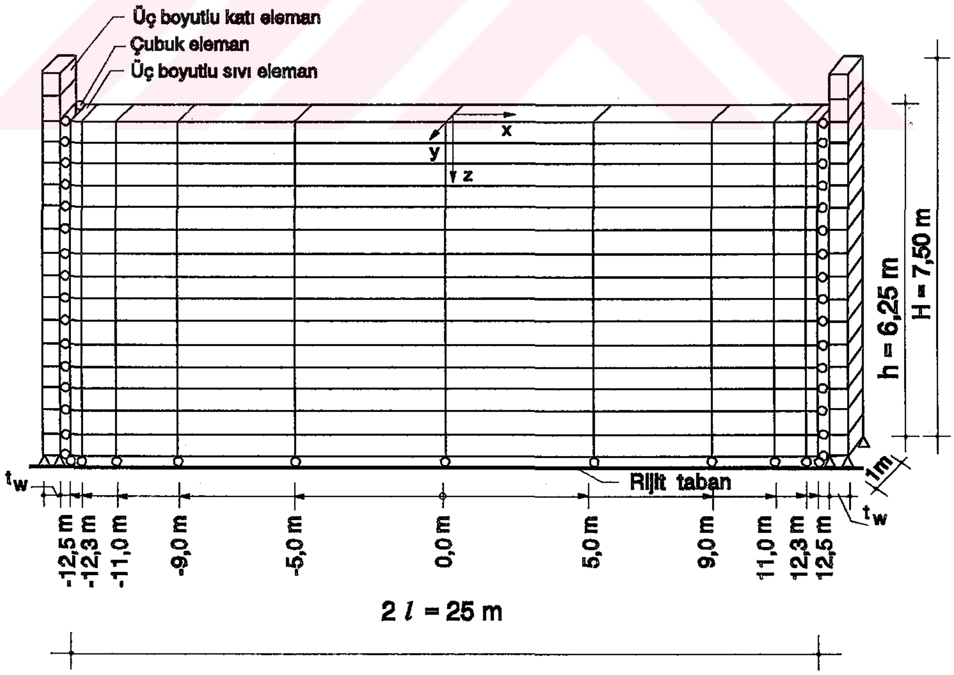
2.4.2.2.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

A) Deponun birim genişlikli modeli üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D2), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, birim genişlikli modeli üzerinde çözüm için dikkate alınan eleman ağları Şekil 47 de verilmektedir.



a) Model 5 (D2 için)

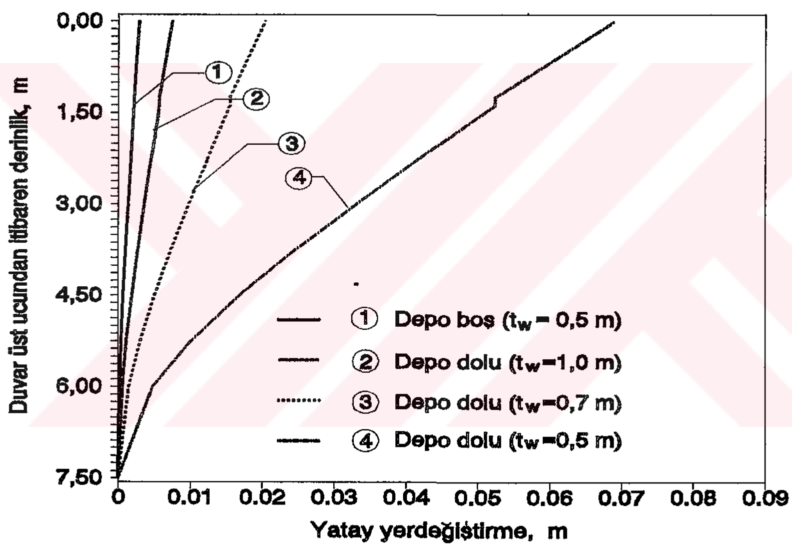


b) Model 6 (D2 için)

Şekil 47: Depo (D2)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Birim Genişliği İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.

Bu şekilden görüldüğü gibi depo duvarlarının suyla temasta bulunan yüzeylerinde rijitliği fazla olan kısa çubuk elemanlar kullanılarak depo duvarlarıyla suyun yatay doğrultulardaki yerdeğiştirmelerinin eşitlenmesine, düşey doğrultuda ise serbest hareket etmesine imkan tanınmaktadır.

Depo duvar esnekliklerinin yerdeğiştirmeleri üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla, çeşitli duvar kalınlıkları ve deponun boş ve dolu olması durumları için bazı çözümler gerçekleştirilmiştir. Bunlardan boş depo duvar kalınlığının (t_w) 0,5 m ve dolu depo duvar kalınlıklarının 0,5 m, 0,7 m ve 1,0 m olması durumları için hesaplanan duvar yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 48 de verilmektedir.

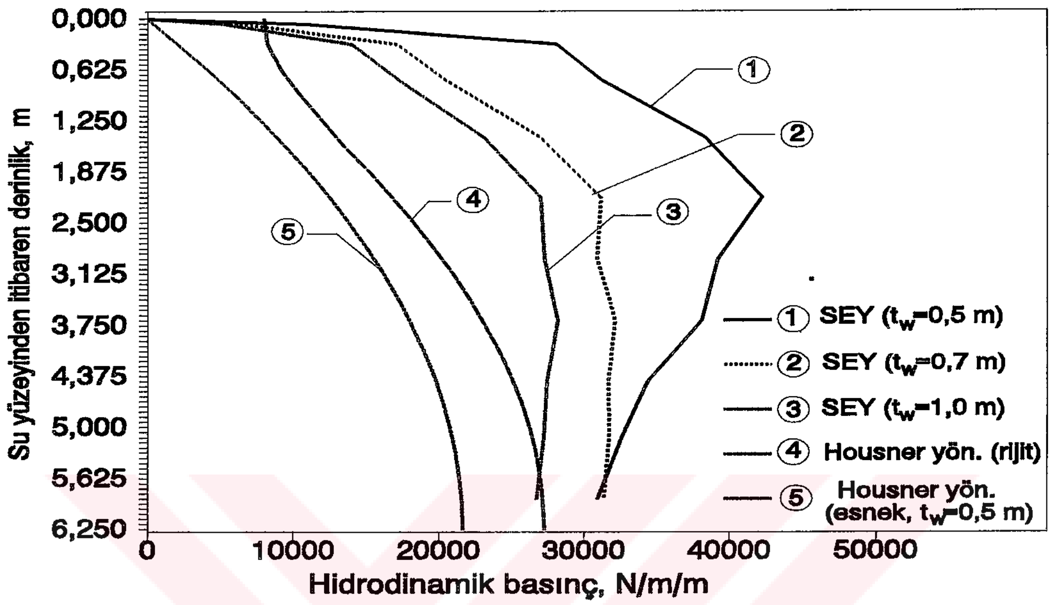


Şekil 48: Deponun (D2) Boş ve Dolu Olması Durumları İçin Kalınlıklarına Bağlı Olarak Duvarlarının Yatay Yerdeğiştirmesi (Şekil 47a İçin).

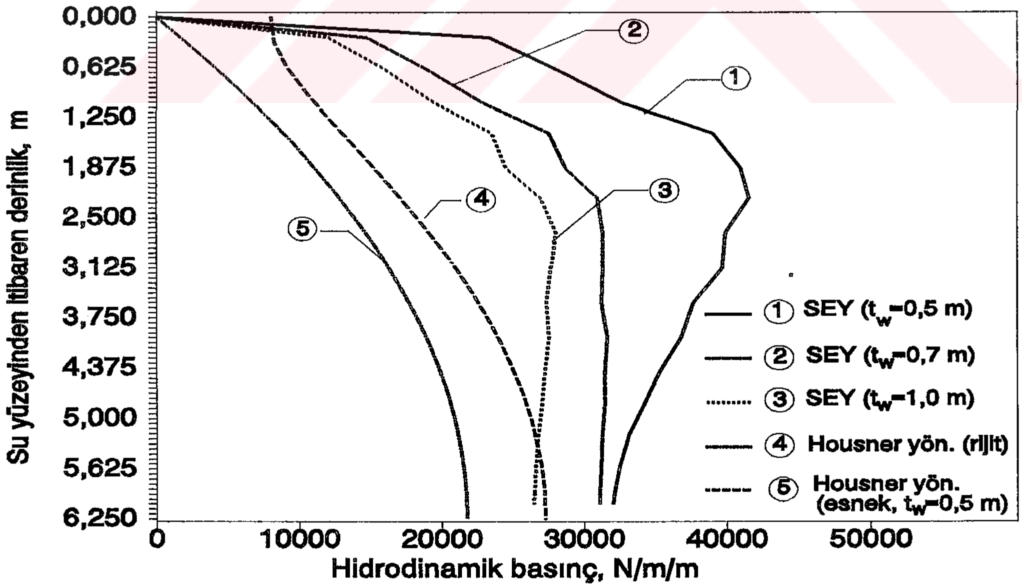
Bu şekilden görüldüğü gibi dolu depo duvar kalınlığının 0,5 m olması halinde yapmış olduğu yatay yerdeğiştirme boş depo duvarlarınkinin yaklaşık 23 katı daha büyük olmaktadır. Duvar kalınlığı arttıkça yatay yerdeğiştirmeler azalmaktadır. Gerçekten şekilden duvar kalınlığının iki katına çıkması halinde yatay yerdeğiştirmelerin 5 kat daha küçük olduğu görülmektedir.

Bu deponun (D2) Şekil 47 de verilen modellerinde duvar kalınlığı (t_w) 0,5 m, 0,7 m ve 1,0 m dolayısıyla da üç duvar esnekliği ($\lambda_x=\lambda_y=10{,}41$, $\lambda_x=\lambda_y=10{,}49$ ve $\lambda_x=\lambda_y=10{,}62$) için hesaplanan depo duvarları üzerindeki hidrodinamik basınç dağılımları

Şekil 49 da verilmektedir.



a) Şekil 47 deki Model 5 için



b) Şekil 47 deki Model 6 için

Şekil 49: Depo-Sıvı Etkileşimiyle Depo (D2) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 47 İçin).

Bu şekilden;

● duvarların esnek olması durumunda Housner yöntemiyle hesaplanan basınç dağılımının rijit olması durumunda hesaplanandan, bu depo için, daha küçük olduğu,

● esnek duvarlı depolarda sonlu elemanlar yöntemiyle duvarlar üzerinde hesaplanan hidrodinamik basınçların rijit duvarlı depolardakilerden, duvar kalınlığına bağlı olmakla beraber, genellikle daha büyük olduğu,

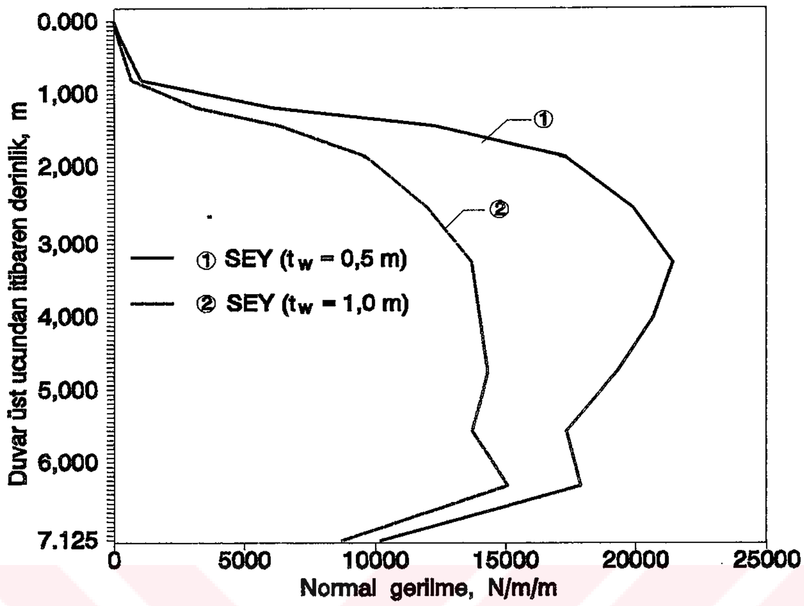
● rijit ve esnek duvarlı depoların duvarları üzerinde hesaplanan hidrodinamik basınçlar arasındaki farkın su yüzeyinden itibaren derinliğinin ortasına kadar hızlı arttığı, daha sonra azaldığı,

● Housner yöntemiyle esnek duvarlı depolarda elde edilen basınç dağılımında tabana doğru bir azalmanın olmadığı, sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilenlerde ise, duvar kalınlığına bağlı olarak, tabana doğru bir azalmanın olduğu görülmektedir.

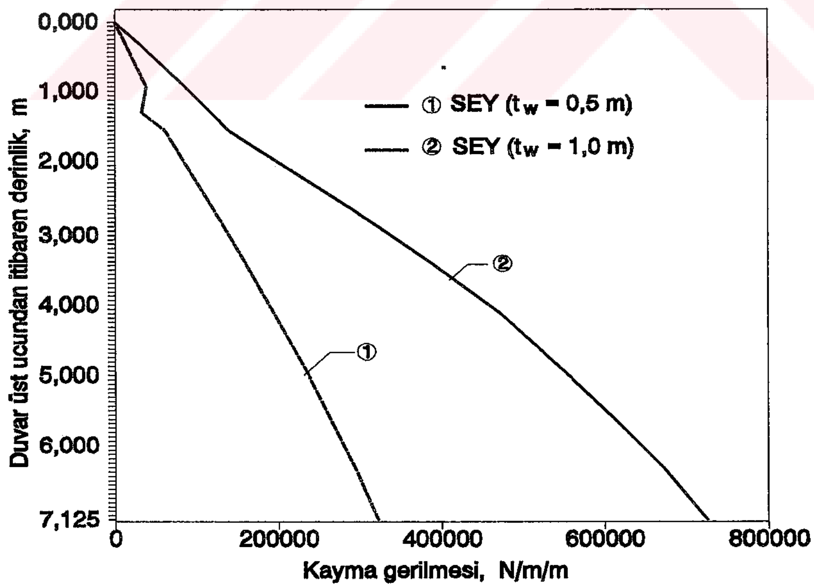
Burada esnek duvarlı depo durumunda tabana doğru basınçda bir azalmanın meydana gelmesinin, teknik literatürde esnek gövdeli barajlar [266] ve dikdörtgen depolar [117] için yapılan teorik çalışmalarda ve esnek cidarlı silindirik depolar [70, 226] için yapılan teorik ve deneysel çalışmalarda verilen sonuçlarla paralellik arzettiğini belirtmek uygun olmaktadır.

Bu depoda (D2) Şekil 47a daki model için duvarlarda yükseklik boyunca hesaplanan normal gerilmenin (σ_x) değişimi Şekil 50 de, kayma gerilmesinin (τ_{zx}) değişimi ise Şekil 51 de verilmektedir.

Bu şekillerden görüldüğü gibi kayma gerilmesi (τ_{zx}) normal gerilmeden (σ_x) daha büyük olmaktadır. Normal gerilmenin (σ_x) değişimi duvara etkiyen hidrodinamik basıncın değişimine benzerlik arzetmekte (bkz. Şekil 49) ve duvar yüksekliğinin orta bölgesinde maksimum olmakta, bu bölgeden sonra duvar üst ve alt ucuna gidildikçe azalmaktadır. Kayma gerilmesi (τ_{zx}) ise duvar alt ucunda maksimum üst ucunda minimum değerini almaktadır.

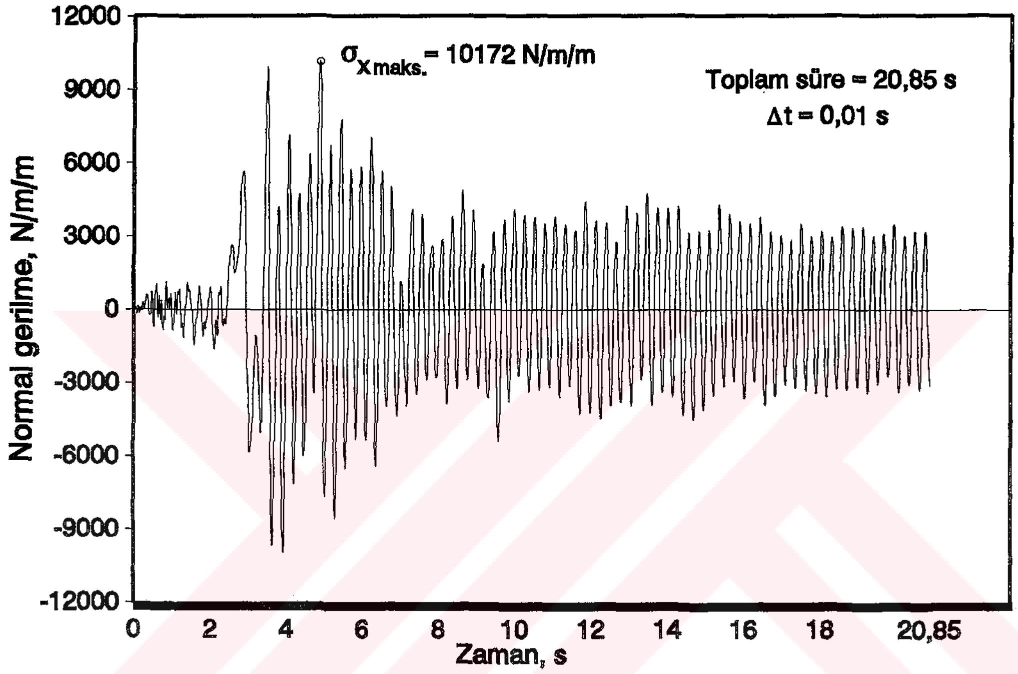


Şekil 50: Depo (D2) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Normal Gerilme (σ_x) Değişimi (Şekil 47a İçin).



Şekil 51: Depo (D2) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Kayma Gerilmesi (τ_{zx}) Değişimi (Şekil 47a İçin).

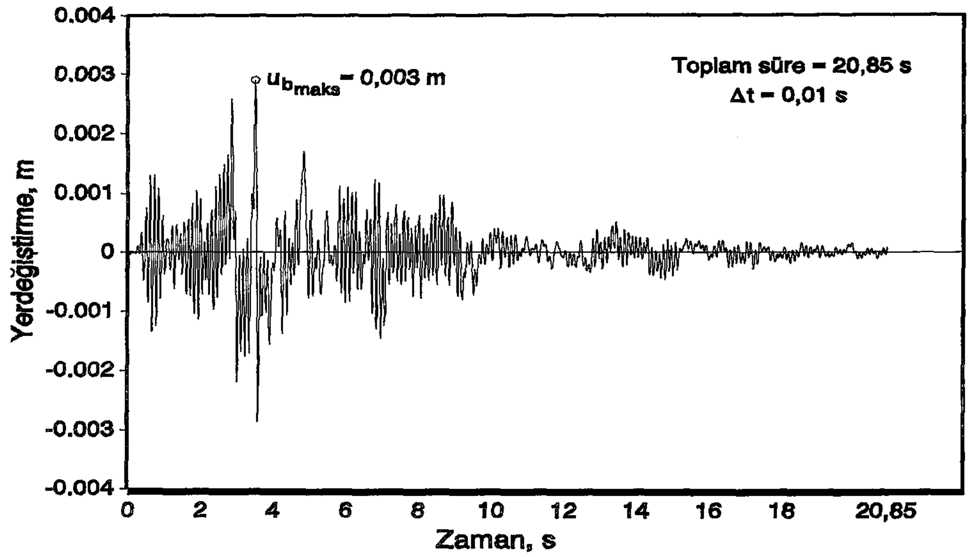
Deponun Şekil 47a daki modelinin 1 nolu katı elemanındaki normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi Şekli 52 de verilmektedir. Buradan görüldüğü gibi normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi şekil olarak akselogramdan farklı olmaktadır.



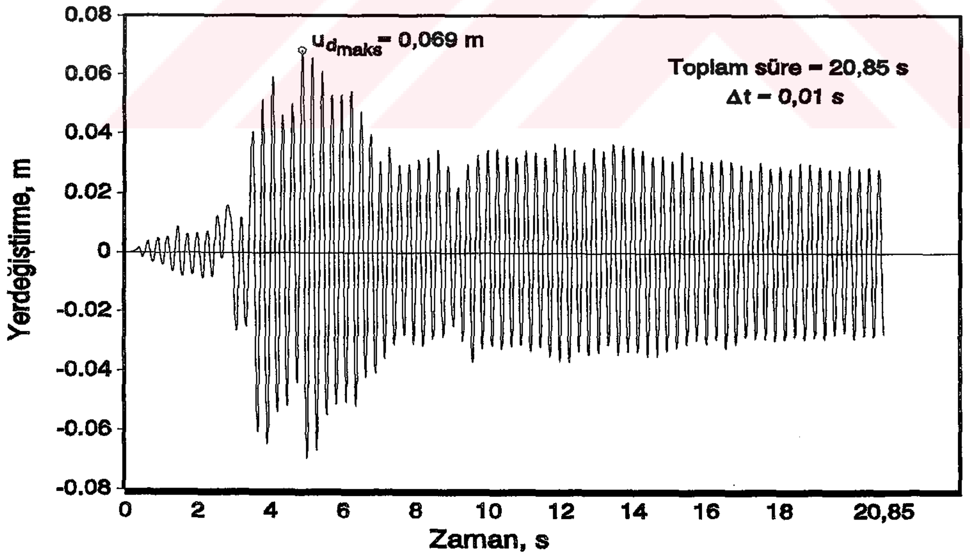
Şekil 52: Normal Gerilmenin (σ_x) Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a, 1 Nolu Katı Elemanda).

Bu deponun (D2), boş ve dolu, duvar kalınlığının da 0,5 m olması durumları için duvarlarının üst ucunun deprem süresince yapmış olduğu yatay yerdeğiştirmeler, sırasıyla, Şekil 53 ve Şekil 54 de verilmektedir. Bu iki şekilden;

- deponun boş olması durumunda yerdeğiştirme genliklerinin, 2s - 5s arasındaki birkaç genlik hariç, küçük kaldığı ve Şekil 30 da verilen akselograma benzerlik gösterdiği,
- deponun dolu olması durumunda yerdeğiştirme genliklerinin büyüdüğü, deprem süresince değişimlerinin akselograma benzemediği ve yaklaşık olarak yatay bir simetri eksenine sahip olduğu görülmektedir.

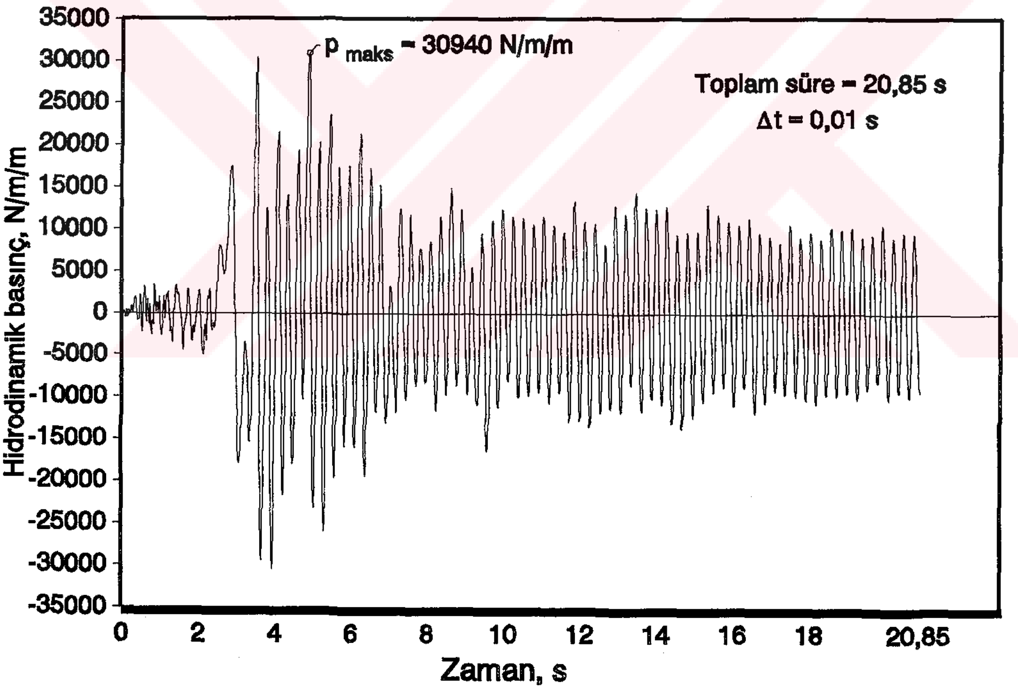


Şekil 53: Deponun (D2) Boş Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a İçin).

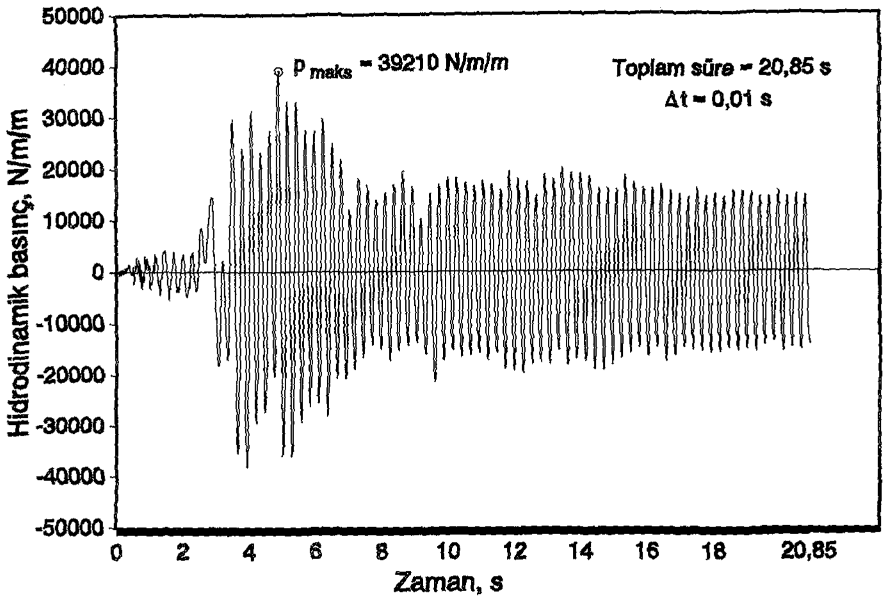


Şekil 54: Deponun (D2) Dolu Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a İçin).

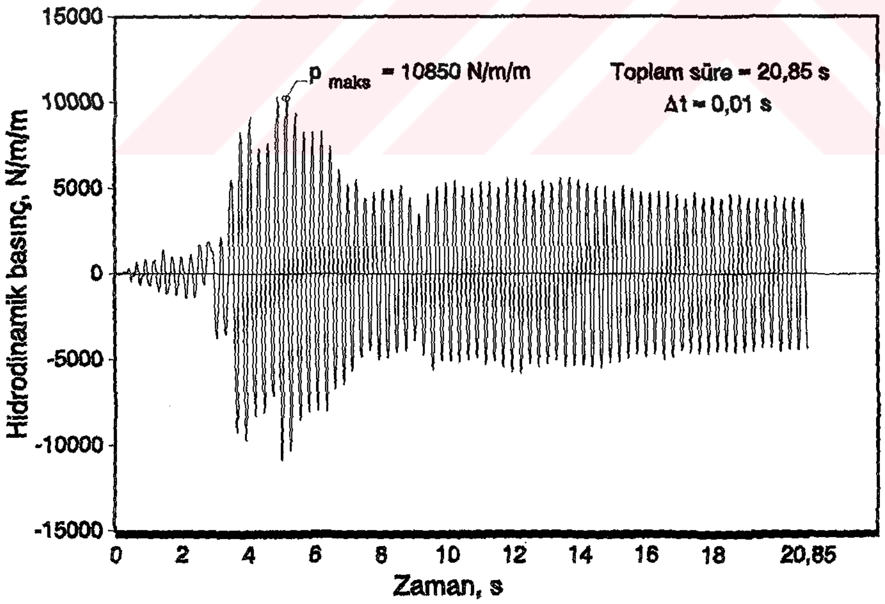
Bu sayısal uygulamada dikkate alınan deponun (D2) Şekil 47a daki modelinde 1, 5 ve 10 nolu elemanlarda oluşan hidrodinamik basıncın deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 55, Şekil 56 ve Şekil 57 de verilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi her üç şekil, sayısal değerleri farklı olmakla beraber, geometrik olarak birbirine benzemekte, ancak bunlar rijit duvarlı depolar için hesaplananlardan çok farklı olmaktadır (bkz. Şekil 44, Şekil 45 ve Şekil 46).



Şekil 55: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a, 1 Nolu Sıvı Elemanda).



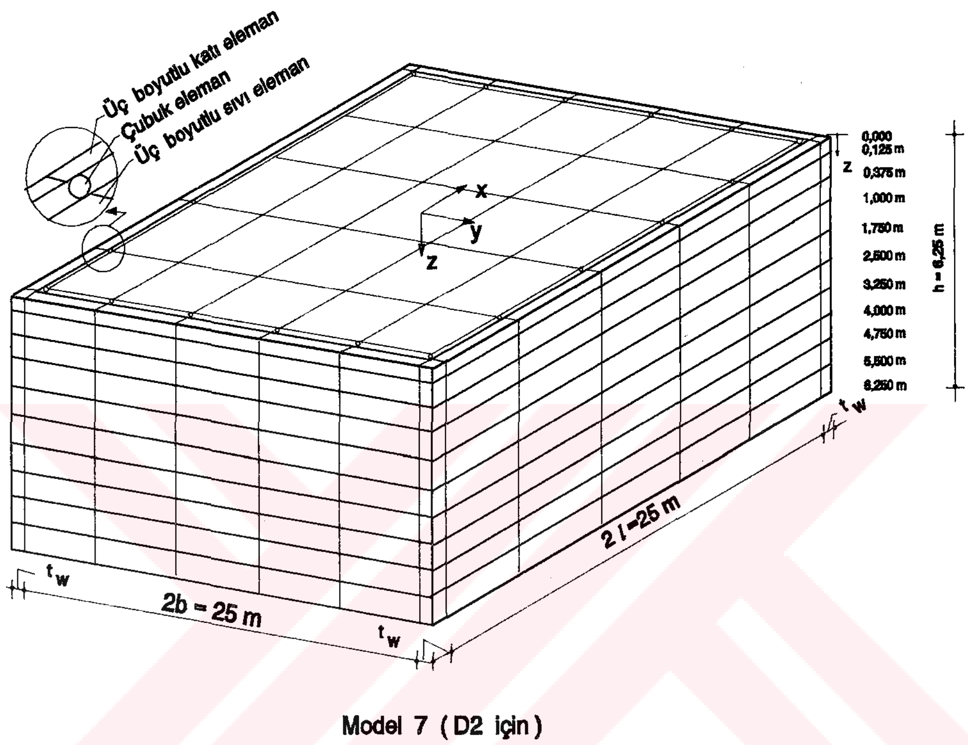
Şekil 56: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a, 5 Nolu Sıvı Elemanda).



Şekil 57: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 47a, 10 Nolu Sıvı Elemanda).

B) Deponun bütününü dikkate alan model üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D2), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, bütünü için dikkate alınan eleman ağı Şekil 58 de verilmektedir.

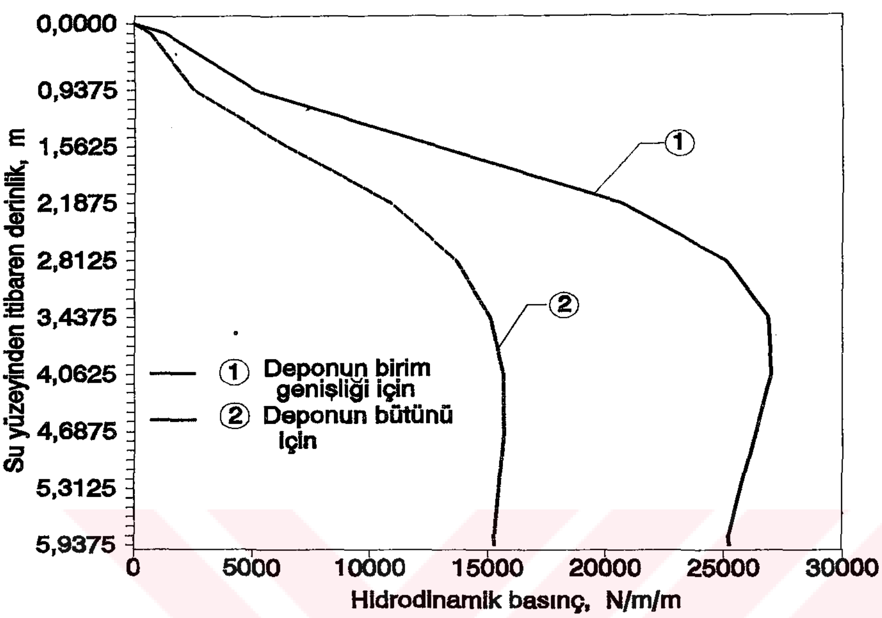


Şekil 58: Depo(D2)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Bütünü İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.

Görüldüğü gibi bu model için de çubuk elemanlar kullanılarak depo duvarlarıyla suyun yatay doğrultudaki yerdeğiştirmelerinin eşitlenmesine düşey doğrultuda ise suyun serbest hareket edebilmesine imkan tanınmaktadır.

Deponun bütününü ve birim genişliğini dikkate alan modeller üzerinde gerçekleştirilen çözümlemelerden elde edilen sonuçların karşılaştırılmasının sağlıklı olabilmesi için her iki modelde kullanılan eleman boyutlarının birbirine eşit olması gereği açıktır. Ancak mevcut bilgisayar bellek kapasitesi deponun bütün olarak çözümünde kullanılan eleman boyutlarının Şekil 47 de birim genişlikli model için seçilen eleman boyutlarına eşit alınmasına imkan tanımamıştır. Bu nedenle Şekil 58 deki eleman boyutlarıyla deponun bütününü dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımı aynı eleman boyutlarıyla birim genişlik için elde edilen basınç dağılımıyla birlikte

Şekil 59 da verilmektedir.



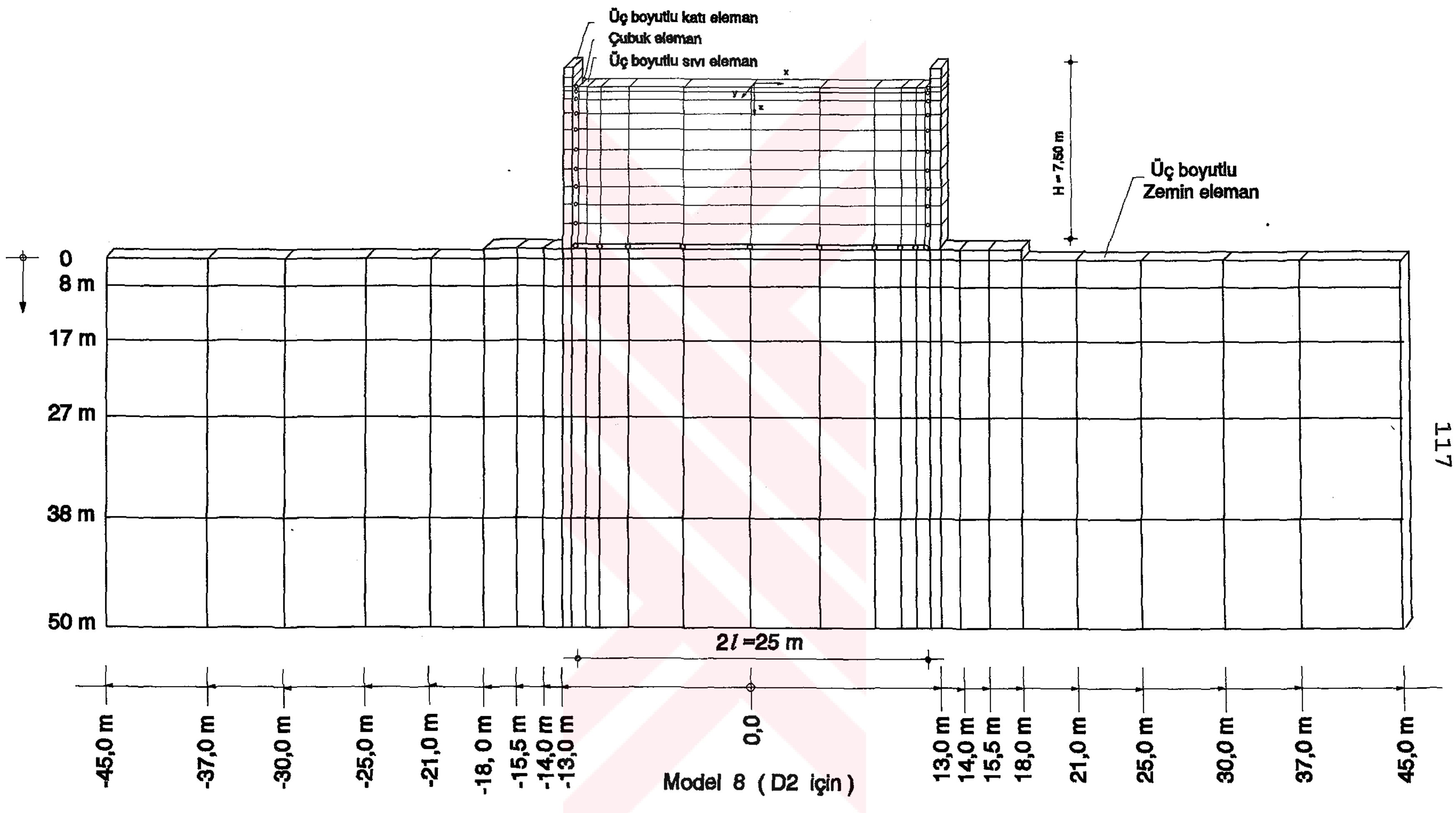
Şekil 59: Depo(D2)-Sıvı Etkileşimiyle Deponun Bütünü ve Birim Genişliği İçin Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları (Şekil 58 İçin)

Bu şekilden görüldüğü gibi dikkate alınan deponun (D2) birim genişlikli modelinin çözümünden elde edilen hidrodinamik basınçlar deponun bütün olarak çözümünden elde edilenlerden daha büyük olmaktadır.

Burada sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen bu çözümlemeden, deprem süresince oluşabilecek, maksimum dalga yüksekliğinin (d_{maks}) 0,904 m olarak elde edildiğini, Housner yöntemiyle hesaplananın ise 0,941 m olduğunu (bkz. Madde 2.4.2.1.1), dolayısıyla da Housner yöntemiyle belirlenen maksimum dalga yüksekliğinin %4 daha büyük olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

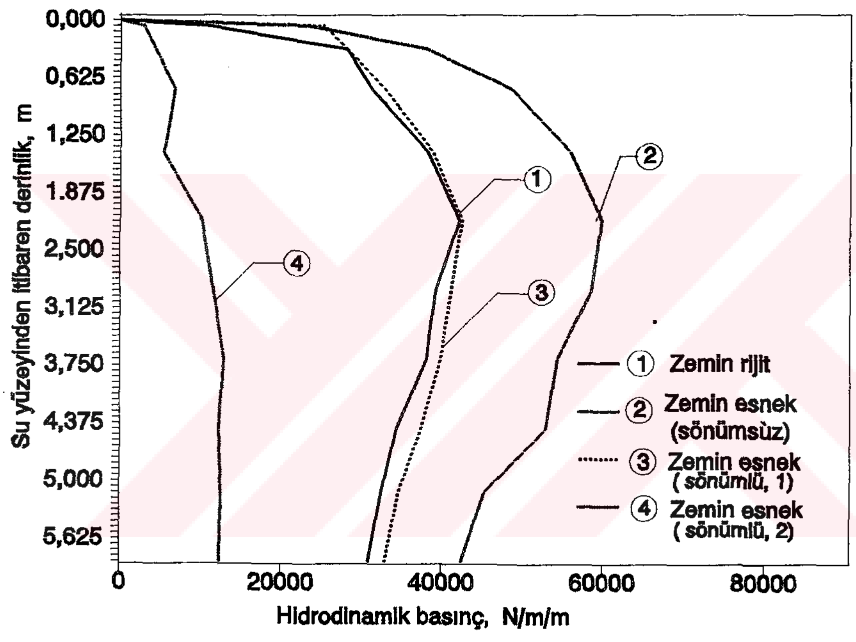
2.4.2.3. Depo-Sıvı-Zemin etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

Uygulama için seçilen deponun (D2) yapı-sıvı-zemin etkileşiminin dikkate alınması için kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 60 da verilmektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi depo-zemin etkileşimini de dikkate almak için, depo-sıvı etkileşiminden farklı olarak, zemin için de sonlu elemanlar kullanılmaktadır.



Şekil 60: Depo(D2)-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Çözüm İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.

Bu çözümlemede, zeminin elastisite modülü $E_z=200x10^8$ N/m^2, Poisson oranı $\nu_z=0,40$ ve birim kütlesi $\rho_z=1800$ kg/m^3 olarak kullanılmakta ve duvar kalınlığının 0,5m olarak dikkate alınması halinde, taban zemininin rijit ve esnek durumları için, hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 61 de verilmektedir. Bu çözümlemede esnek durum için biri sönümsüz ($\alpha_R=\beta_R=0$) ve ikisi sönümlü [sönümlü 1($\alpha_R=-0,01$; $\beta_R=0,001$) ve sönümlü 2($\alpha_R=-0,01$; $\beta_R=0,1$)] olmak üzere üç farklı durum dikkate alınmaktadır.

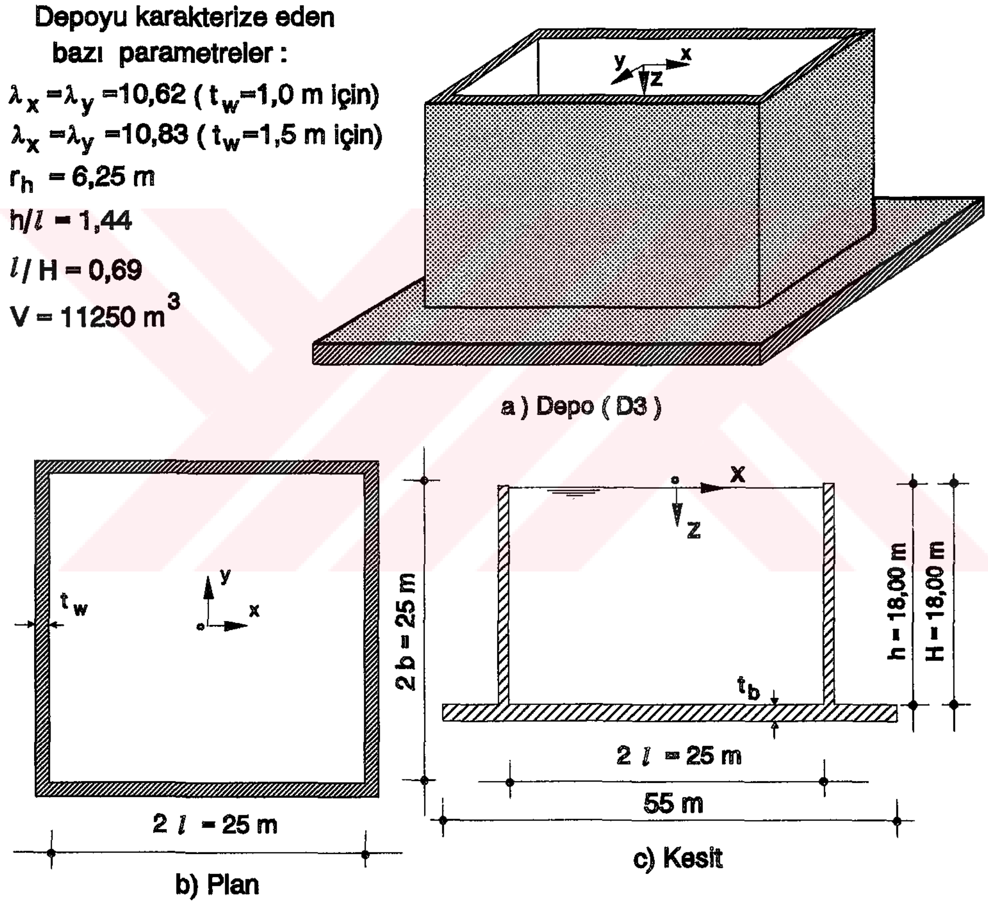


Şekil 61: Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Depo(D2) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 60 İçin).

Bu şekilden görüldüğü gibi bu uygulamaya konu olan depo duvarına etkiyen hidrodinamik basınçda zemin etkileşiminin dikkate alındığı sönümsüz durumda sözkonusu etkileşimin dikkate alınmadığı durumuna göre gözardı edilemeyecek derecede bir artış meydana gelmektedir. Ancak sönümün belirli bir değeri için sözkonusu basınç zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı durumundaki değerlere yaklaşmakta, sönümün daha büyük değerleri için giderek son derece azalmaktadır.

2.4.3. Sayısal Uygulama III

Bu uygulamada derinliği 18,00 m, enkesit boyutları, içten içe, 25 m x 25 m olan bir deponun son Erzincan depremi (13 Mart 1992) yatay (Doğu-Batı) bileşenine göre çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D3** olarak adlandırılmaktadır (Şekil 62). Bu durumda maksimum doluluk oranı $h/l=1{,}44$ değerini almakta dolayısıyla da depo, daha önce yapılmış olan tanım gereği, sığ depo sınıfına girmektedir.



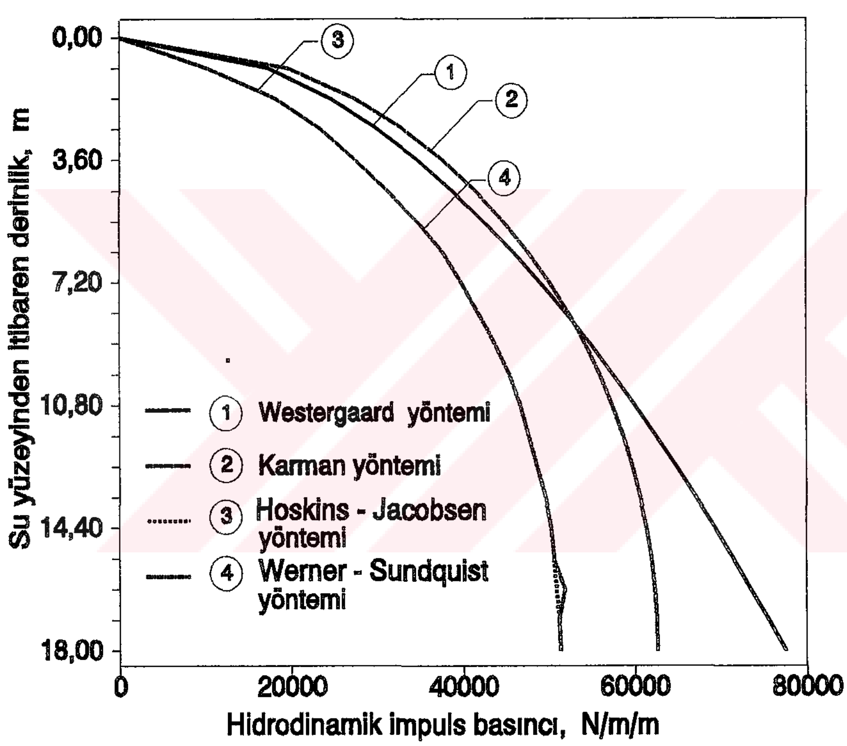
Şekil 62: Depo (D3) Plan ve Kesiti.

2.4.3.1. Rijit çözüm

Bu çözümde de, Madde 2.4.2.1 de olduğu gibi, deponun birim genişlikli modeli dikkate alınmaktadır.

2.4.3.1.1. Analitik yöntemlerle çözüm

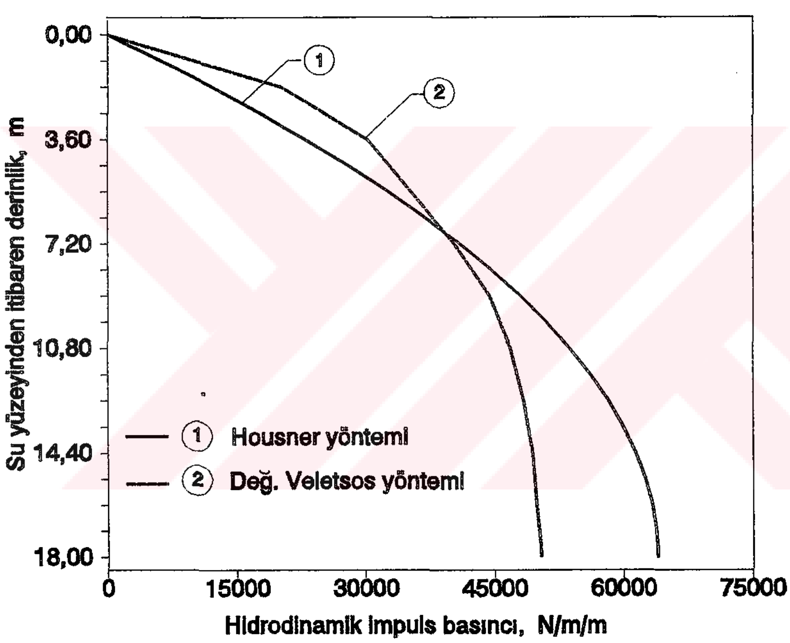
Bu sayısal uygulamaya konu olan deponun (bkz. Şekil 62) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçlarının depodaki suyun derinliği boyunca analitik olarak Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerine (bkz. Madde 2.1.2.1.1) göre hesaplanan değişimleri Şekil 63 de verilmektedir.



Şekil 63: Depo (D3) Duvarları Üzerinde Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

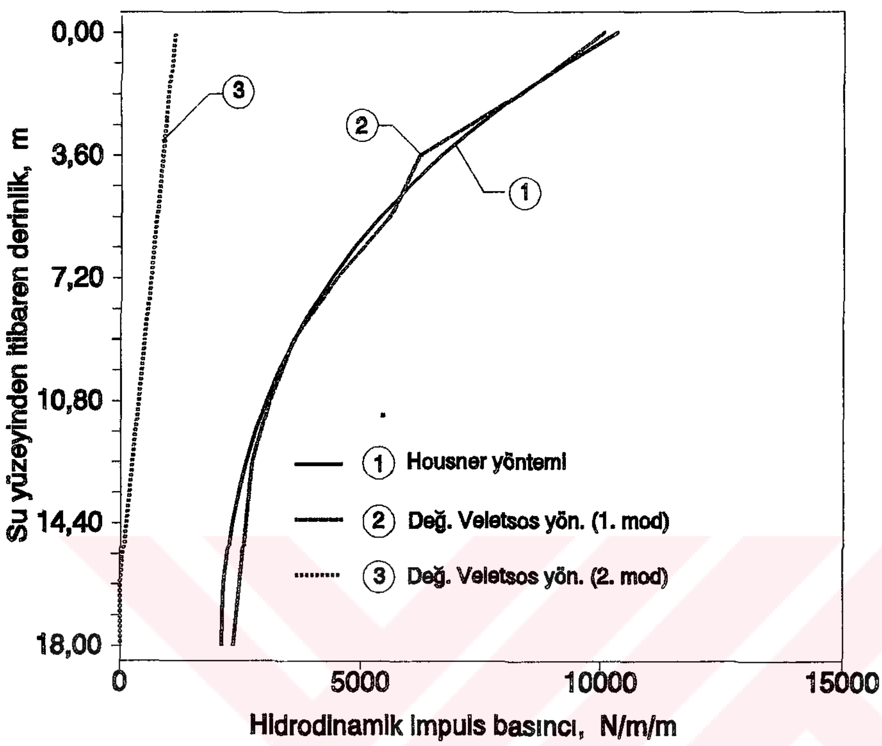
Bu şekilden, daha önce Şekil 38 için yapılan açıklamaların sadece sayısal değerler farklı olmak üzere genelde bu depo için de geçerli olduğu, sıvı tabanında Westergaard yönteminin Karman yöntemine göre %24, diğer yöntemlere göre ise % 50 daha büyük değer verdiği görülmektedir. Burada Şekil 38 deki durumun aksine, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerinin Westergaard ve Karman yöntemlerine göre sıvı derinliği boyunca çok daha küçük değerler verdiği görülmektedir. Bu sonuç sözkonusu yöntemlere ilişkin varsayımlarının farklı olmasına atfedilebilir. Zira, Westergaard ve Karman yöntemlerindekinin aksine diğerleri sıvı uzunluğunu sonlu kabul etmektedir. Gerçekten de sıvı uzunluğu arttıkça hidrodinamik basınç da artmaktadır (bkz. Şekil 4).

Salınım basıncını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.1.2) bu depo (D3) için hesaplanan impuls ve salınım basıncı dağılımları ise sırasıyla Şekil 64 ve Şekil 65 de verilmektedir.



Şekil 64: Depo (D3) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik İmpuls Basıncı Dağılımları.

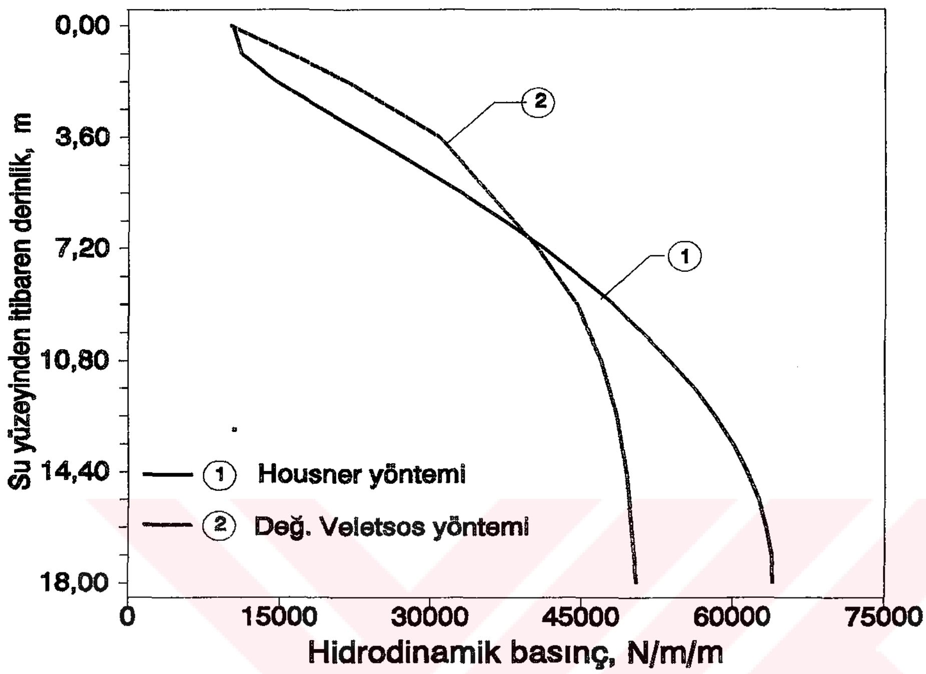
Bu şekilden görüldüğü gibi z=6,75 m derinliğine kadar Housner yöntemiyle hesaplanan hidrodinamik basınçlar değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplananlardan aradaki fark % 65 i geçmeyecek şekilde, daha küçük kalmaktadır. Bu derinlikten itibaren Housner yönteminin verdiği basınçlar daha büyük olmakta ve depo tabanı üst yüzeyinde fark %27 değerine ulaşmaktadır.



Şekil 65: Depo (D3) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Salınım Basıncı Dağılımları.

Bu şekilden, ikinci salınım moduna ilişkin salınım basıncının 15 m den sonra pratik olarak sıfır olduğu görülmektedir. Oysa, bir önceki sayısal uygulamada durum böyle değildir (bkz. Şekil 40).

Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.2) hesaplanan impuls ve salınım basınçlarının kareleri toplamının karekökünün alınması suretiyle hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları ise Şekil 66 da verilmektedir. Bu şekilden, depodaki suyun üst yüzeyine yakın bölgelerde değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplanan basınçların Housner yöntemiyle hesaplanandan daha büyük (maksimum %28), aksine tabana yakın bölgelerde Housner yöntemiyle hesaplanan basınçların değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplananlara göre daha büyük (tabanda %27) olduğu görülmektedir.



Şekil 66: Depo (D3) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu deponun (D3), taban ve duvar kalınlıklarının (t_b ve t_w) sırasıyla 1,00 m ve 1,50m olması durumunda, Housner yöntemine göre hazırlanmış olan program (bkz. EK-B) yardımıyla pratik olarak hesaplanan çeşitli büyüklüklükler de (bkz. Şekil 19) aşağıda verilmektedir:

Toplam sıvı kütlesi (m_t)..=11250000,000 kg

İmpuls kütlesi (m_i)...=7805241,000 kg

Salınım kütlesi (m_o)..=4031396,000 kg

Salınım kütleleri için rijitlik (k_I)..=4898232,000 kg

İmpuls etkisi yüksekliği (h_i)..=6,750 m

Salınım etkisi yüksekliği (h_o)...=11.566 m

Devirici moment için impuls etkisi yüksekliği (h_{id}).................................=10,722 m

Devirici moment için salınım etkisi yüksekliği (h_{od})................................ =13,205 m

Sıvı salınımının 1. modu açısal frekansı (ω_1)................................ =1.102 rad/s

Sıvı salınımının 1. modu periyotu (T_{o1})................................ =5,700 s

Maksimum dalga yüksekliği (d_{max})................................ =1,323 m

İmpuls basınç kuvveti (P_i)................................ =38401780,000 N

Salınım basınç kuvveti (P_o)................................ =3999355,000 N

Eğilme momenti (M_e)................................ =305467400,000 Nm

Devirici moment (M_d)................................ =784205100,000 Nm

Koruyucu moment (M_k)................................ =888750000,000 Nm

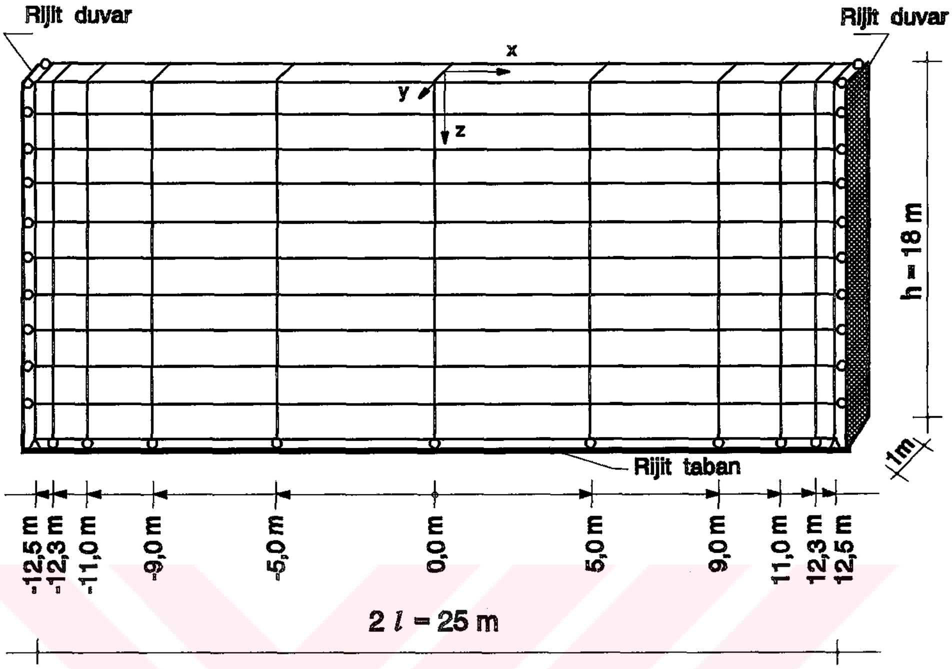
Bu sonuçlardan görüldüğü gibi impuls kütlesinin değeri salınım kütlesinin değerinden %93 daha büyük olmasına karşın, impuls basıncı bileşkesi salınım basıncınınkine göre 9,6 kat daha büyük değer almaktadır. Bu durum impuls kütlesinin depremin maksimum ivmesiyle, salınım kütlesinin ise spektrum ivmesiyle çarpılmasından kaynaklanmaktadır.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan depoda (D3) sıvı salınımın birinci moduna ilişkin periyot 5,7 s olarak hesaplanmıştır. Bir önceki sayısal uygulamada ise sözkonusu periyot 6,95 s olarak hesaplanmıştı. Bu durum doluluk oranı arttıkça sözkonusu periyodun azaldığını göstermektedir (bkz. Şekil 22).

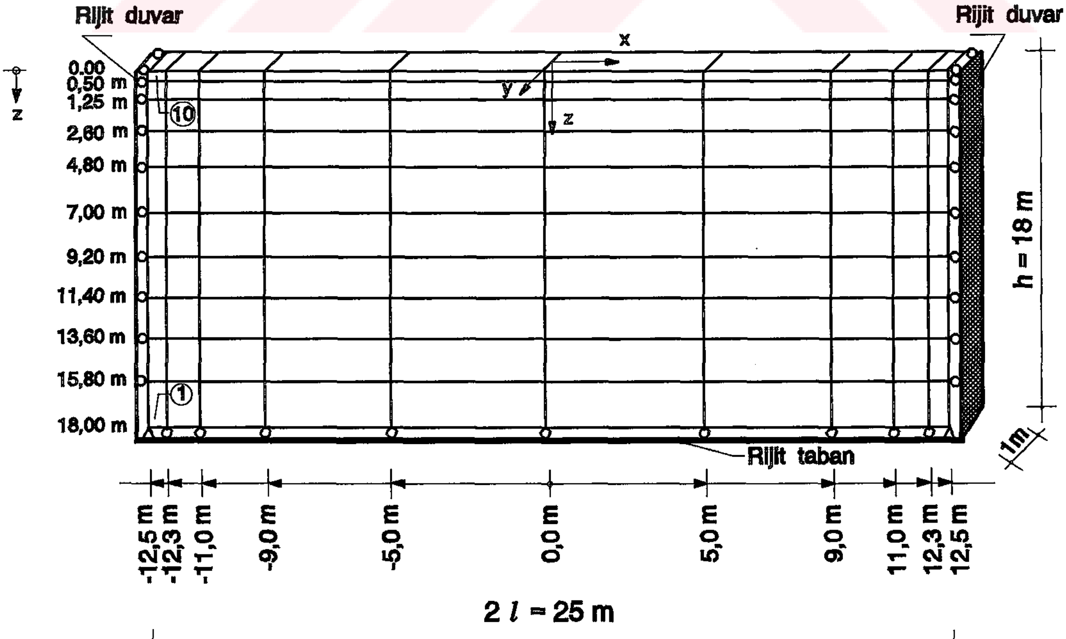
2.4.3.1.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

Bu sayısal uygulamaya konu olan deponun (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle rijit çözümlemesi için dikkate alınan eleman ağları Şekil 67 de verilmektedir. Burada da bir önceki sayısal uygulamada kullanılan (bkz. Madde 2.4.2.1.2) sınır koşulları Rayleigh sönüm katsayıları, zaman aralığı ve kısıtlama parametresi katsayıları aynen kullanılmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle, depremin (bkz. Şekil 30) Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre, hesaplanan depo (D3) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımları, Housner yöntemiyle hesaplanan impuls basıncı dağılımı ile birlikte Şekil 68 de verilmektedir.

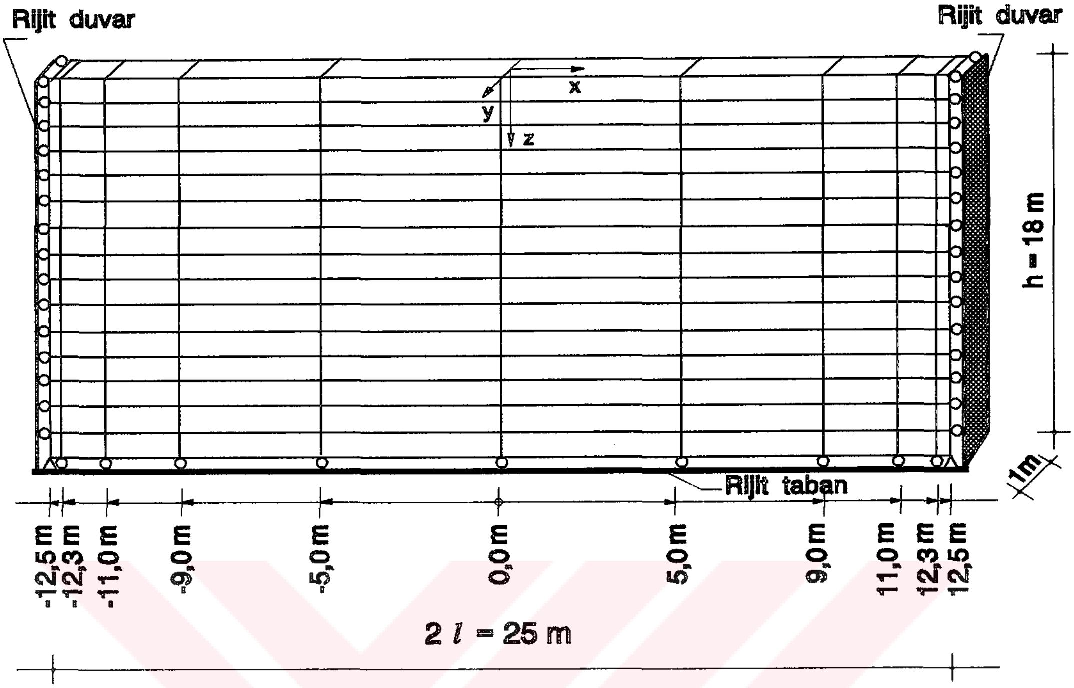


a) Model 1 (D3 için)

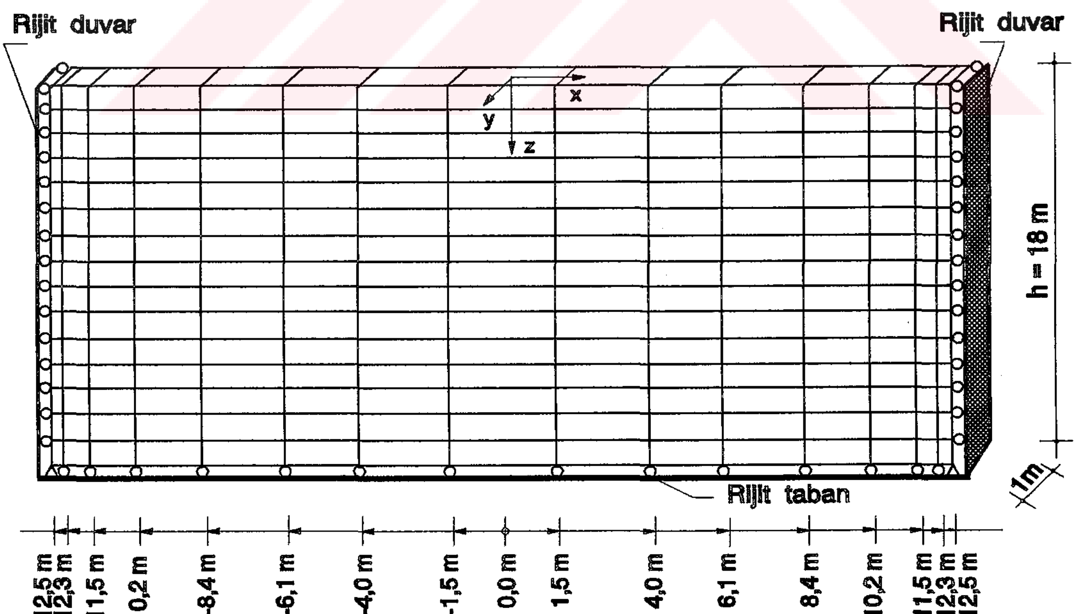


b) Model 2 (D3 için)

Modellerin devamı arka sayfadadır.

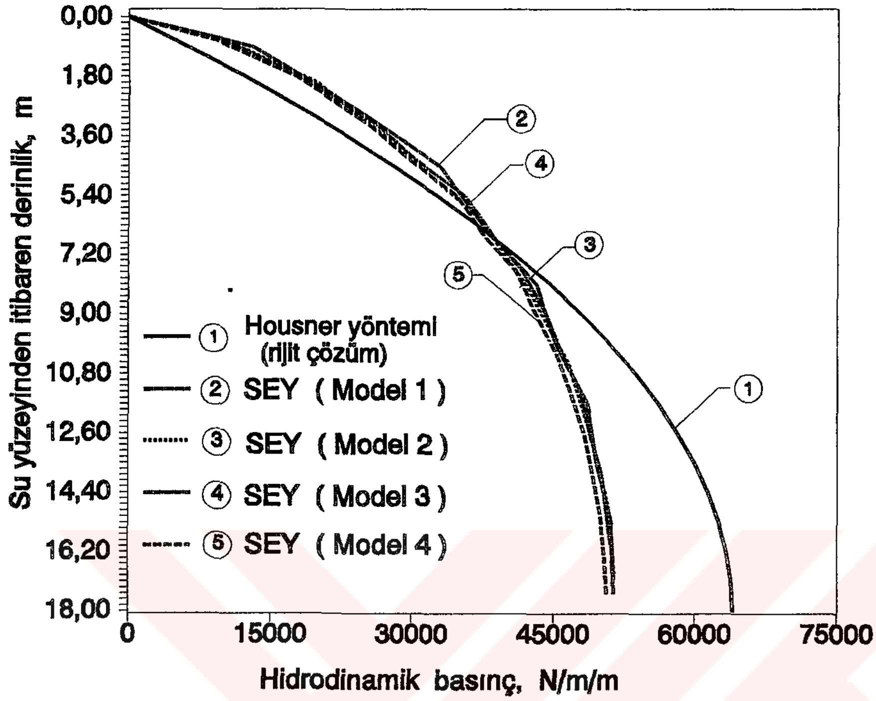


c) Model 3 (D3 için)



d) Model 4 (D3 için)

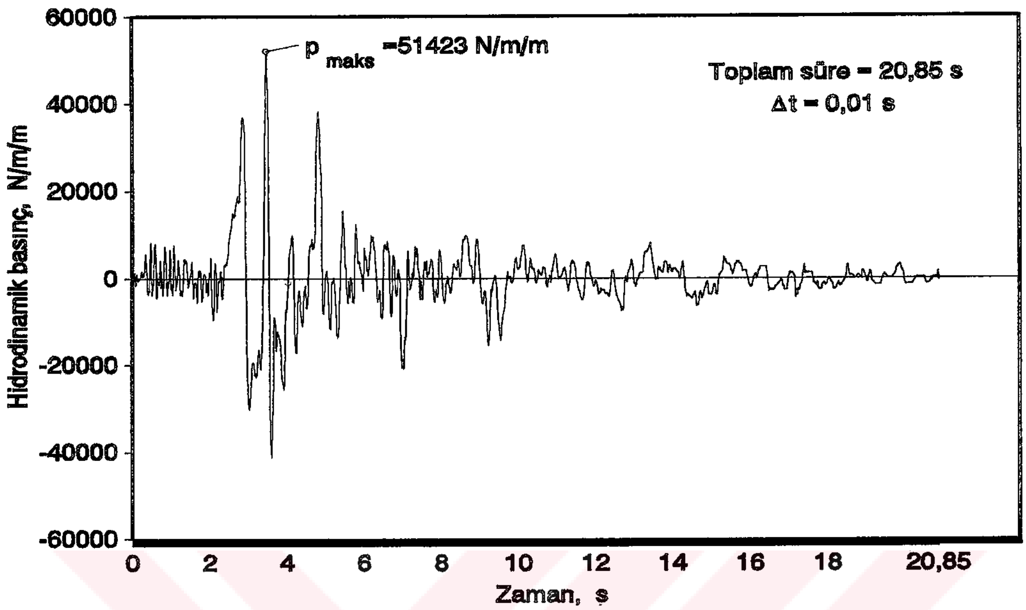
Şekil 67: Deponun (D3) Rijit Çözümlemesi İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.



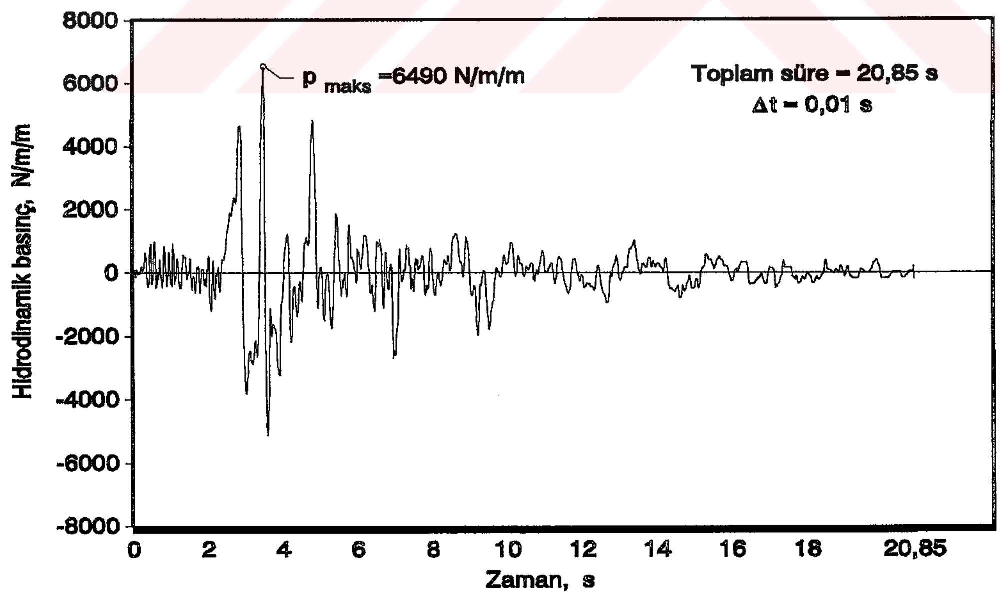
Şekil 68: Deponun (D3) Rijit çözümlemesi İçin Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basıncın Duvarlar Üzerindeki Dağılımları.

Bu şekilden görüldüğü gibi çeşitli modellerden hesaplanan basınçların su derinliği boyunca depo duvarları üzerindeki dağılımları arasındaki fark % 5 civarında olmakta ve elde edilen basınç değerleri Housner yöntemine göre hesaplanan impuls basıncı değerinden su üst yüzeyi düzeyinden itibaren 6,5 m derinliğine kadar büyük, daha sonra ise küçük değerler almaktadır. Ancak Housner yönteminde impuls basıncına ilaveten salınım basıncının da dikkate alınması halinde elde edilen hidrodinamik basınç dağılımı sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha büyük olmaktadır (bkz. Şekil 66).

Bir önceki sayısal uygulamaya konu olan deponun (D2) rijit çözümlemesinde üç elemanda deprem süresince oluşan hidrodinamik basınç değişimi verilmişti (bkz. Şekil 44, Şekil 45 ve Şekil 46). Bu şekillerde sadece sayısal değerler farklı olup şekil olarak benzer kalmışlardı. Bu nedenle bu depo (D3) için üç eleman yerine Şekil 67b deki 1 ve 10 nolu iki elemanda deprem süresince oluşan hidrodinamik basıncın değişimi, sırasıyla, Şekil 69 ve Şekil 70 de verilmektedir.



Şekil 69: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 67b, 1 Nolu Elemanda).



Şekil 70: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 67b, 10 Nolu Elemanda).

Bu son iki şekilin irdelenmesinden elde edilen sonuçlar ikinci sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 44 ve Şekil 46 nın irdelenmesinden elde edilen sonuçların aynısıdır.

2.4.3.2. Depo-Sıvı etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

Bu deponun (D3) çözümlemesinde duvar malzemesi özelikleriyle yapılan kabuller Madde 2.4.2.2 de verilenlerin aynısıdır.

2.4.3.2.1. Analitik yöntemlerle çözüm

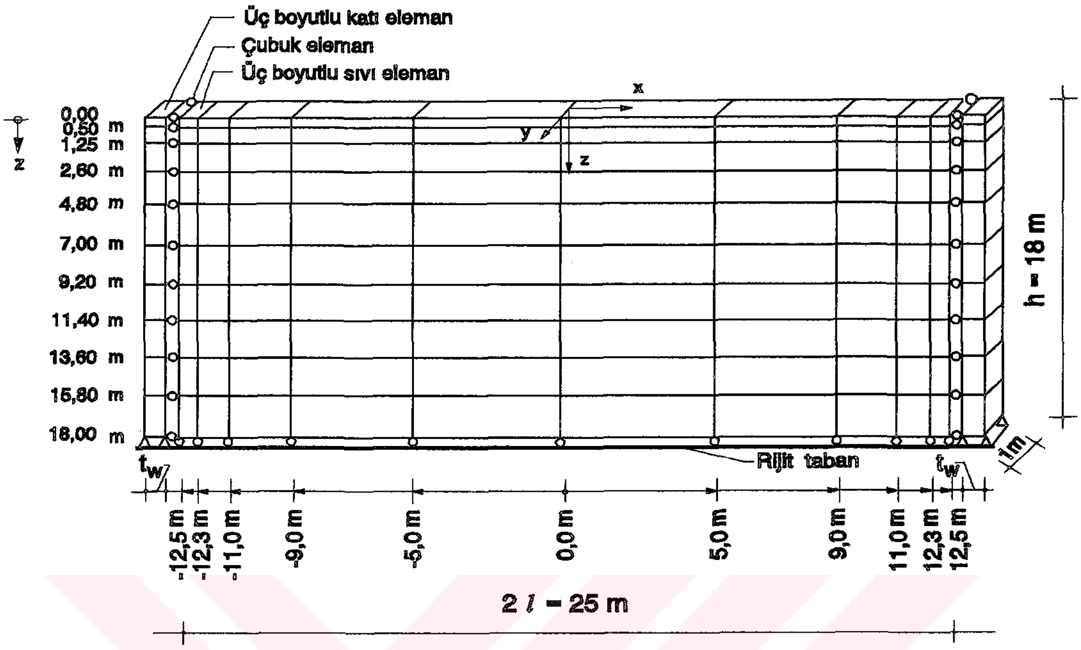
Bu deponun (D3) analitik olarak çözümlemesinde Madde 2.1.1.1.2.1. de verilen Housner yöntemi kullanılmaktadır. Bu yönteme göre depo duvarlarına etkiyen, (53) bağıntısıyla hesaplanan, basınç dağılımları $t_w=1,0$ m için Şekil 73a da, $t_w=1,5$ m için Şekil 73b de rijit depolar için Housner tarafından geliştirilen yönteme ilişkin (35) bağıntısıyla hesaplanan basınç dağılımıyla birlikte verilmektedir.

2.4.3.2.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

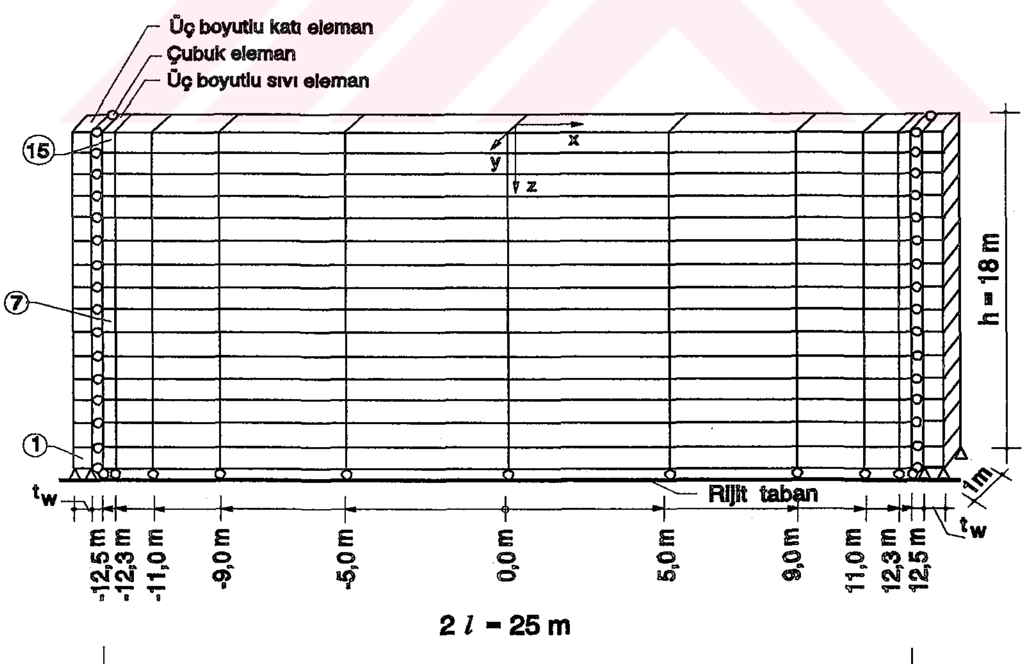
A) Deponun birim genişlikli modeli üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D3), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, birim genişlikli modeli üzerinde çözüm için dikkate alınan eleman ağları Şekil 71 de verilmektedir.

Bu depo üzerinde duvar esnekliklerinin hidrodinamik basınç ve yerdeğiştirmeler üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla, duvar kalınlığının 1,0 m ile 1,5 m ($\lambda_x=\lambda_y=10,62$ ve $\lambda_x=\lambda_y=10,83$ narinlikleri) ve deponun boş ve dolu olması durumları için bazı çözümler gerçekleştirilmiştir. Bunlardan boş depo duvar kalınlığının 1,0 m ve dolu depo duvar kalınlığının 1,0 m ve 1,5 m olması durumları için hesaplanan duvar yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 72 de verilmektedir.

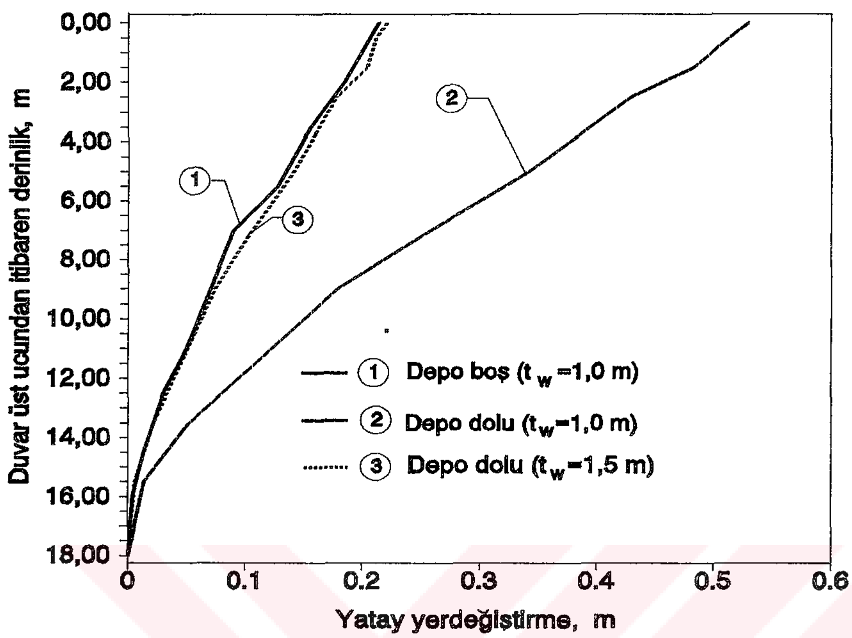


a) Model 5 (D3 için)



b) Model 6 (D3 için)

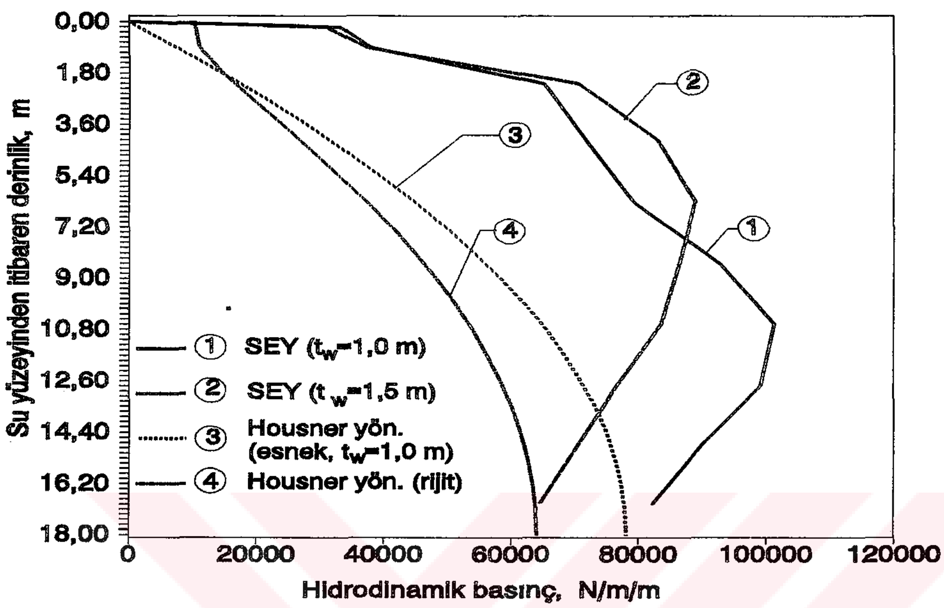
Şekil 71: Depo(D3)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Birim Genişliği İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.



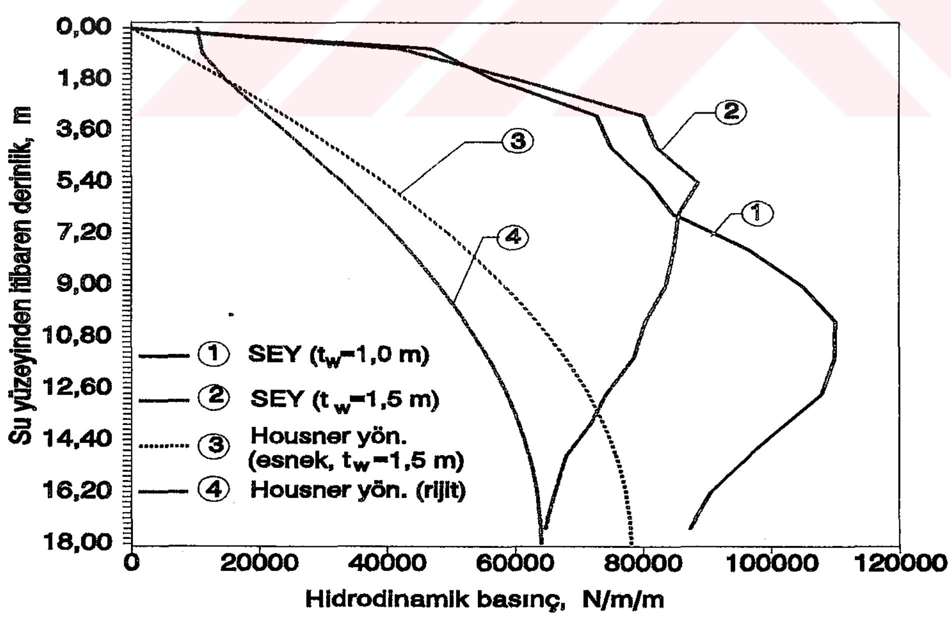
Şekil 72: Deponun (D3) Boş ve Dolu Olması Durumları İçin Kalınlıklarına Bağlı Olarak Duvarlarının Yatay Yerdeğiştirmesi (Şekil 71b İçin).

Bu şekilden görüldüğü gibi dolu depo duvar kalınlığının 1,0 m olması halinde duvarların yapmış olduğu yatay yerdeğiştirme dolu depo duvar kalınlığının 1,5 m ve boş depo duvar kalınlığının 1,0 m olması durumlarında yapmış oldukları yerdeğiştirmelerin yaklaşık iki katı daha büyük olmaktadır.

Bu depo (D3) modellerinde (bkz. Şekil 71) duvar kalınlıklarının iki farklı değer alması (t_w=1,00 m ve t_w=1,5 m) dolayısıyla da $\lambda_x=\lambda_y=10{,}62$ ve $\lambda_x=\lambda_y=10{,}83$ narinlikleri için hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 73 de verilmektedir. Bu şekilden Housner'in esnek duvarlı durum için hesaplanan basınç dağılımının rijit duvarlı depo durumuna göre, Madde 2.4.2 deki sayısal uygulamadan elde edilen sonucun aksine, daha büyük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan yine aynı şekil sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan hidrodinamik basınçların Housner yöntemine göre rijit çözümlemeden hesaplananlardan, duvar kalınlığına bağlı olmakla beraber, genellikle daha büyük olduğunu göstermektedir. Rijit ve esnek duvarlı depo sonuçları arasındaki bu fark sıvı yüzeyinden derinliğin orta bölgesine kadar hızlı artmakta, tabana yaklaştıkça ise azalmaktadır.



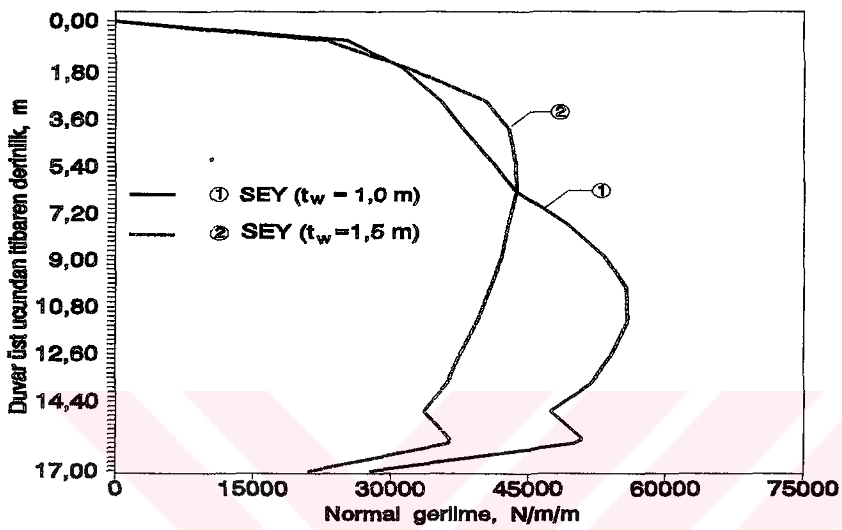
a) Şekil 71 deki Model 5 için



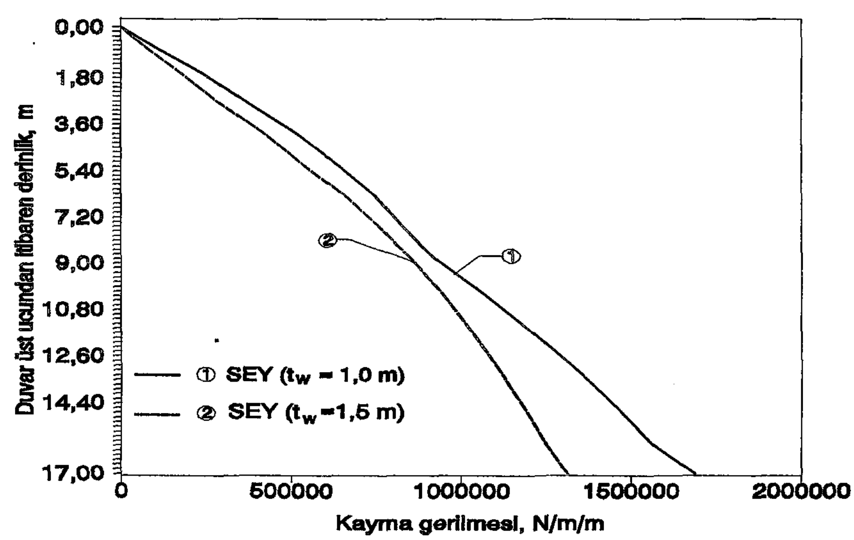
b) Sekil 71 deki Model 6 için

Şekil 73: Depo-Sıvı Etkileşimiyle Depo (D3) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 71 İçin).

Bu depoda (D3) Şekil 71b deki model için duvar yükseklikleri boyunca hesaplanan normal gerilme (σ_x) değişimi Şekli 74 de, kayma gerilmesi (τ_{zx}) değişimi ise Şekil 75 de verilmektedir.



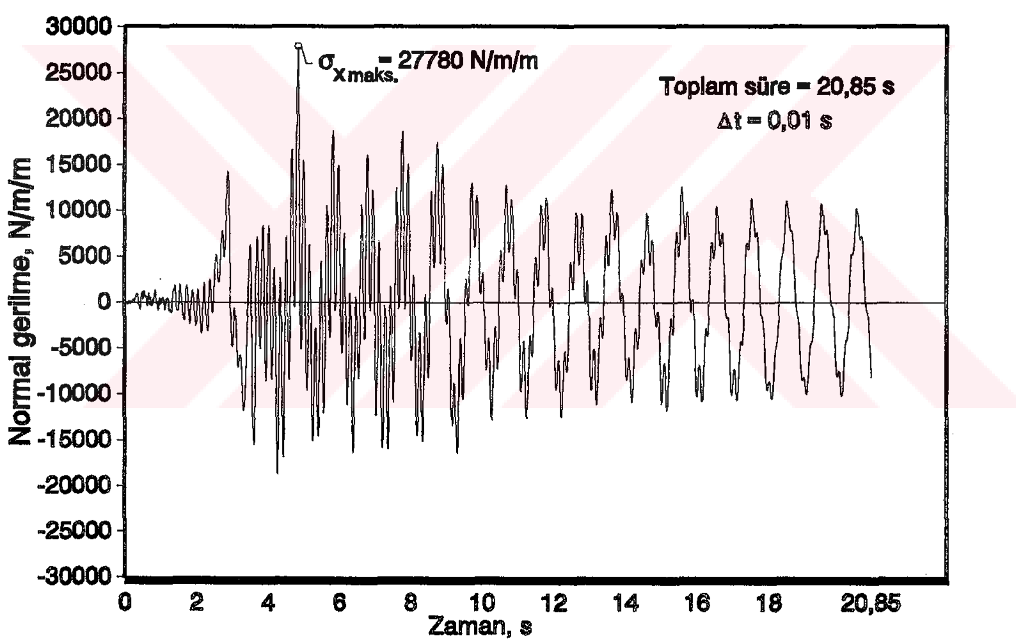
Şekil 74: Depo (D3) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Normal Gerilme (σ_x) Değişimi (Şekil 71b İçin).



Şekil 75: Depo (D3) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Kayma Gerilmesi (τ_{zx}) Değişimi (Şekil 71b İçin).

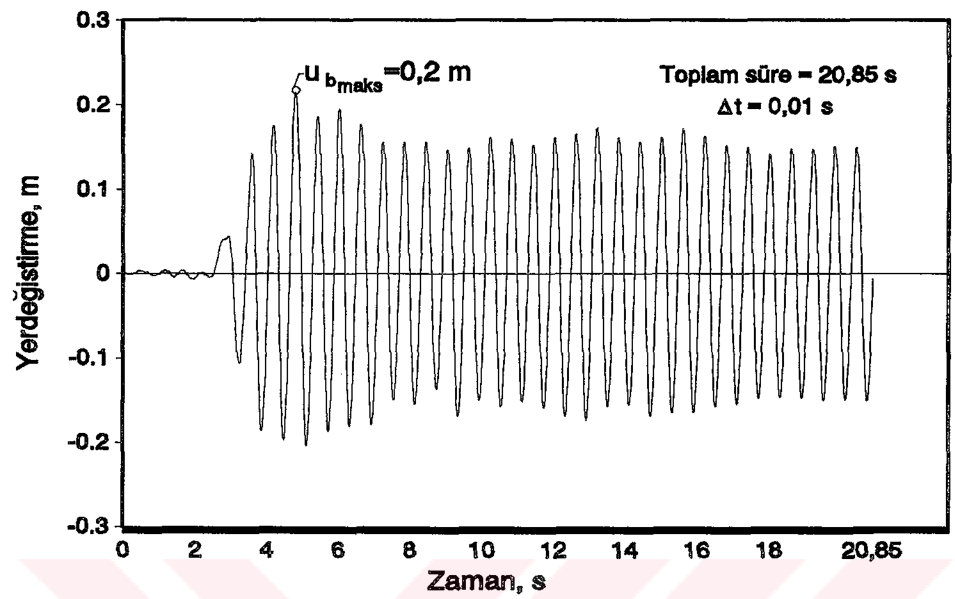
Bu şekillerden görüldüğü gibi kayma gerilmeleri (τ_{zx}) normal gerilmelerden (σ_x) daha büyüktür. Normal gerilmenin (σ_x) duvar yüksekliği üzerinde değişimi hidrodinamik basıncın değişimine benzemektedir (bkz. Şekil 71). Kayma gerilmesi (τ_{zx}) ise duvar alt ucunda maksimum üst ucunda minimum değerini almaktadır.

Deponun Şekil 71b deki modelinin 1 nolu üç boyutlu katı elemanındaki normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi Şekil 76 da verilmektedir. Buradan görüldüğü gibi normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi, bir önceki sayısal uygulamada olduğu gibi, şekil olarak deprem akselogramının degişiminden farklı olmaktadır.

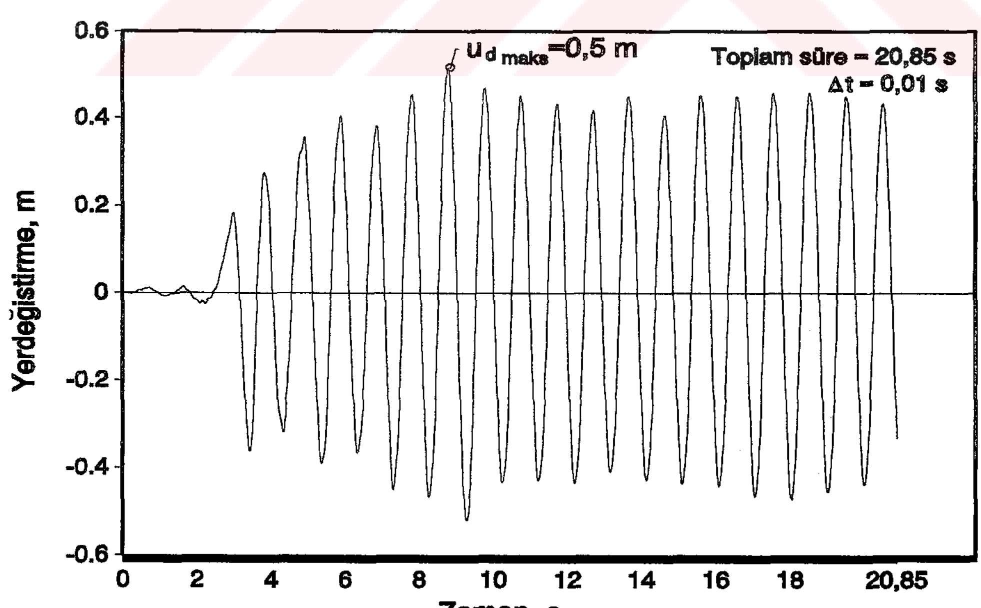


Şekil 76: Normal Gerilmenin (σ_x) Deprem Süresince Değişimi (Şekil 71b, 1 Nolu Katı Elemanda)

Bu deponun (D3) boş ve dolu, duvar kalınlığının da 1,0 m olması, durumları için duvar üst ucunun deprem süresince yapmış olduğu yatay yerdeğiştirmeler, sırasıyla, Şekil 77 ve Şekil 78 de verilmektedir.



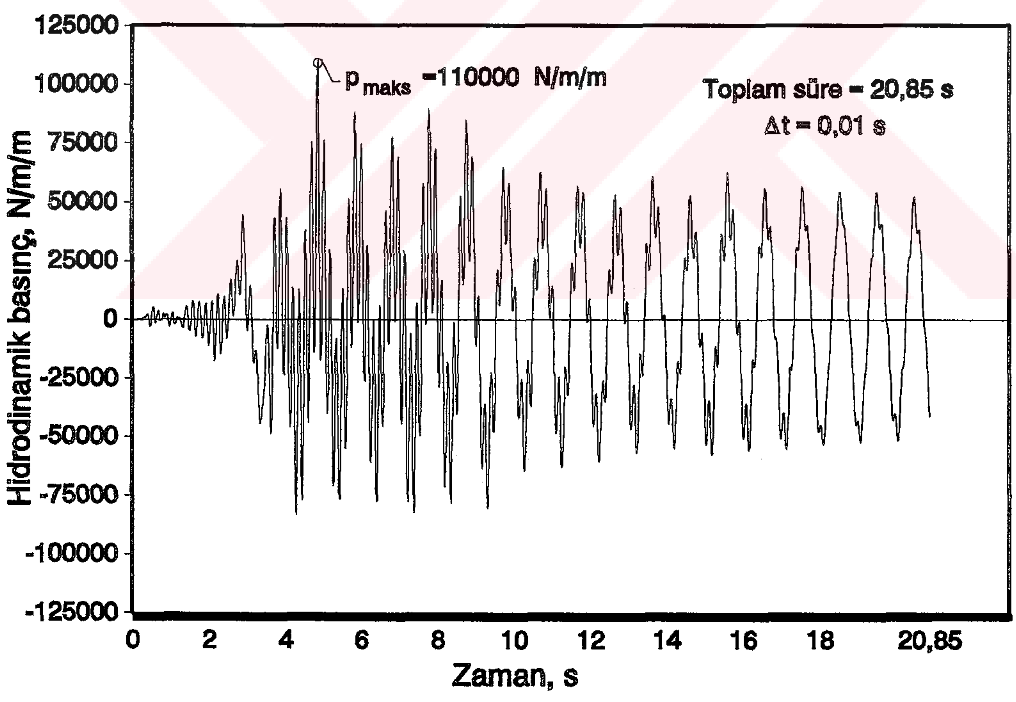
Şekil 77: Deponun (D3) Boş Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 71b İçin).



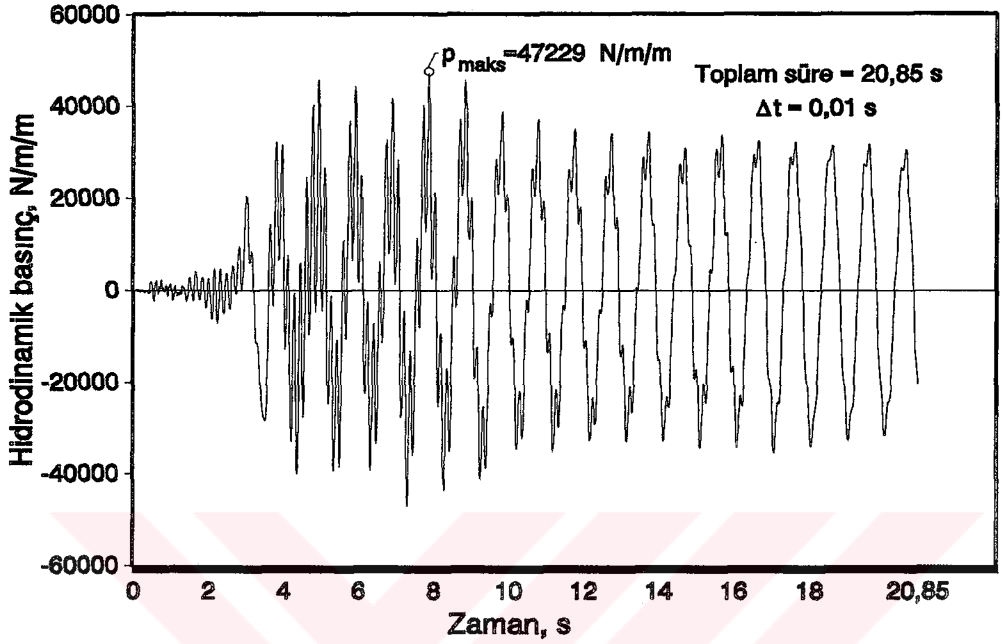
Şekil 78: Deponun (D3) Dolu Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 71b İçin).

Bu şekillerden deponun gerek boş ve gerekse dolu olması durumlarında yerdeğiştirme genliklerinin, deprem süresince değişimlerinin akselogram genliklerinden daha büyük olduğu ve bunların yatay bir simetri eksenlerinin bulunduğu görülmektedir. Oysa, bir önceki sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 53 de durum bundan farklıdır.

Bu sayısal uygulamaya konu olan deponun (D3) Şekil 71b deki modelindeki 7 ve 15 nolu sıvı elemanlarda oluşan hidrodinamik basıncın deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 79 ve Şekil 80 de verilmektedir.



Şekil 79: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 71b, 7 Nolu Sıvı Elemanda).

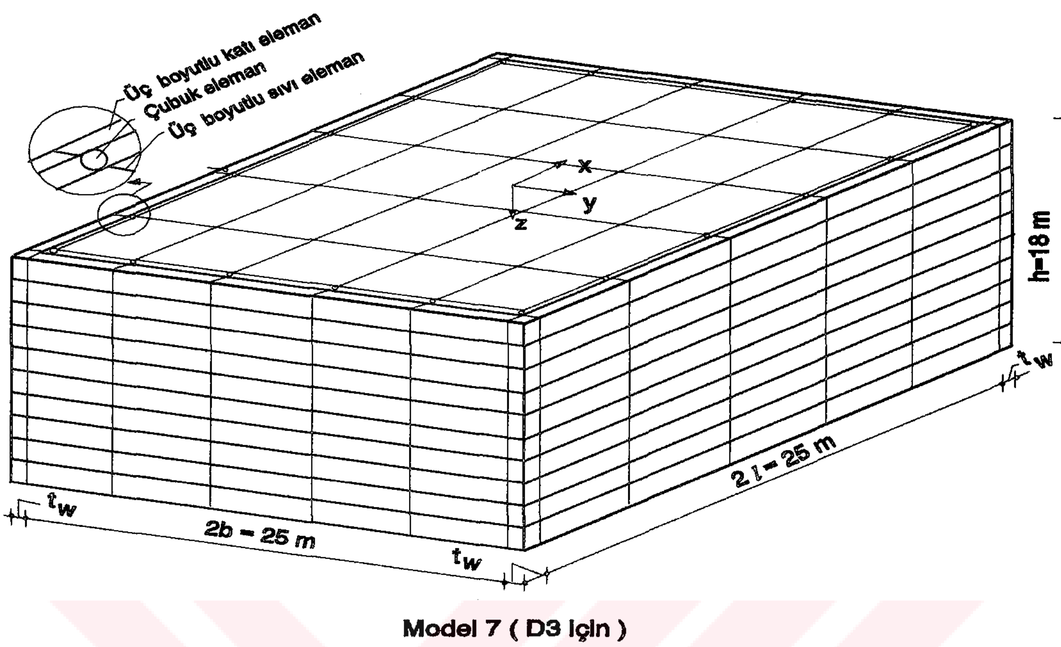


Şekil 80: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 71b, 15 Nolu Sıvı Elemanda).

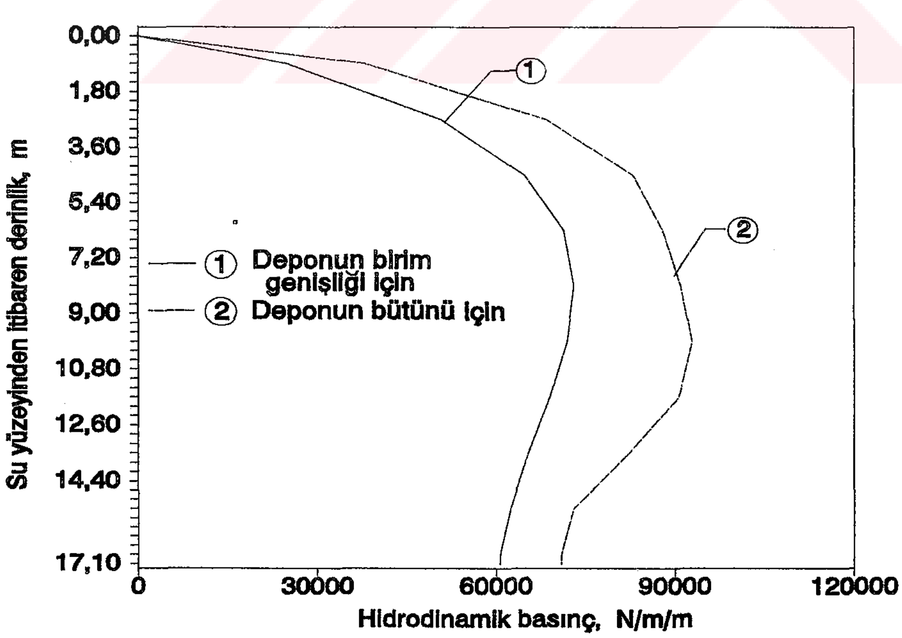
Görüldüğü gibi her iki şekildeki hidrodinamik basınç dağılımlarının rijit duvarlı depo durumu için hesaplanan basınçlardan çok farklı olmakta (bkz. Şekil 69 ve Şekil 70), ve birbirlerine genel olarak benzemekle beraber Şekil 80 de maksimum genliğe çok yakın birkaç genliğin bulunmasına rağmen Şekil 79 dakinde ise diğer genlikler maksimum genliğe göre daha küçük kalmaktadır.

B) Deponun bütününü dikkate alan model üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D3), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, bütünü için dikkate alınan eleman ağı Şekil 81 de verilmektedir. Bu şekildeki eleman boyutlarıyla deponun bütününü dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilen hidrodinamik basınçlar aynı eleman boyutlarıyla birim genişlikli modelin çözümünden elde edilenlerle birlikte Şekil 82 de verilmektedir.



Şekil 81: Depo(D3)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Bütünü İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.



Şekil 82: Depo(D3)-Sıvı Etkileşimiyle Deponun Bütünü ve Birim Genişliği İçin Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları (Şekil 81 İçin).

Bu şekilden görüldüğü gibi bu uygulamada dikkate alınan deponun (D3) bütününü dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilen hidrodinamik basınçlar birim genişlikli modelini dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilenlerden daha büyük olmaktadır.

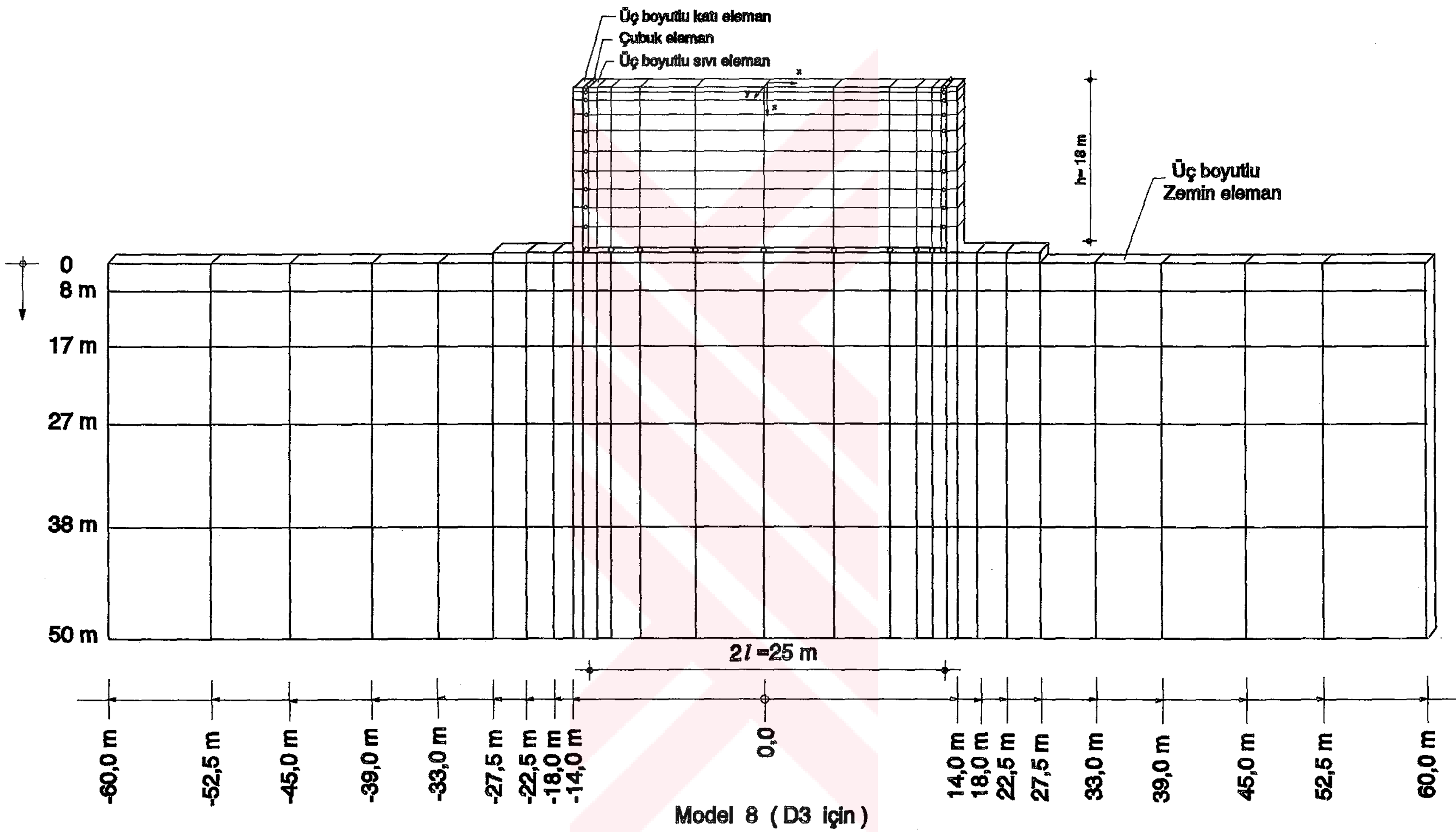
Burada sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen bu çözümlemeden, deprem süresince oluşabilecek, maksimum dalga yüksekliğinin (d_{maks}) 1,57 m olarak elde edildiğini, Housner yöntemiyle hesaplananın ise 1,3 m olduğunu (bkz. Madde 2.4.3.1.1), dolayısıyla da sonlu elemanlar yöntemiyle belirlenen maksimum dalga yüksekliğinin %20 daha büyük olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

2.4.3.3. Depo-Sıvı-Zemin etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

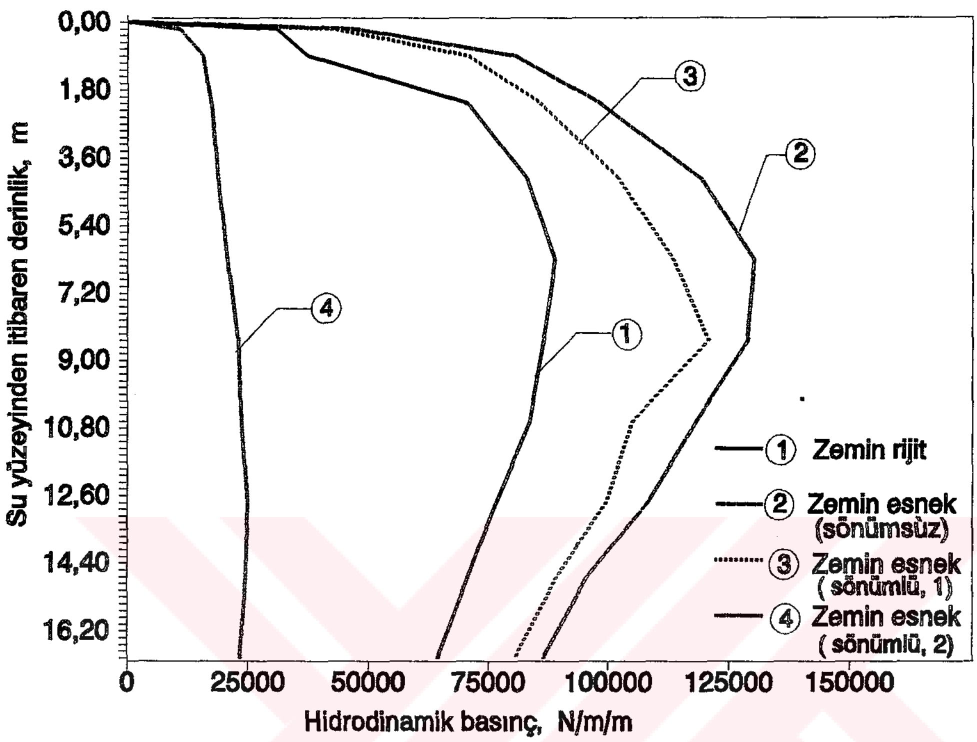
Bu uygulama için seçilen deponun (D3) yapı-sıvı-zemin etkileşiminin dikkate alınması için kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 83 de verilmektedir.

Bu depo tabanı zemini özelikleri de Madde 2.4.2.3 de verilen zemin özeliklerinin aynısıdır.

Depo duvar kalınlıklarının 1,0 m olması halinde, zeminin rijit ve esnek durumları için, hesaplanan duvarlar üzerindeki hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 84 de verilmektedir. Bu çözümlemede esnek durum için biri sönümsüz ($\alpha_R=\beta_R=0$) ve ikisi sönümlü [sönümlü 1(α_R=-0,01; β_R=0,001) ve sönümlü 2(α_R=-0,01; β_R=0,1) olmak üzere üç farklı durum dikkate alınmaktadır. Şekil 84 ün irdelenmesinden elde edilen sonuçlar da bir önceki sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 61 in irdelenmesinden elde edilen sonuçların aynısıdır.



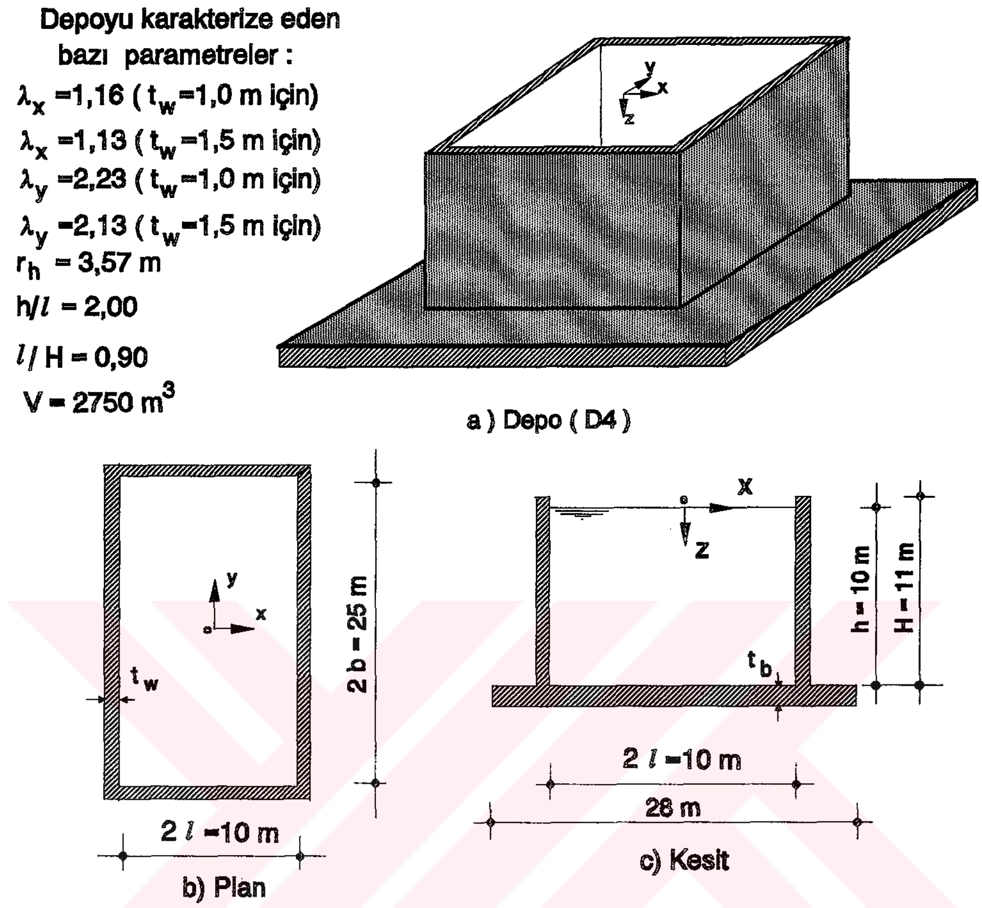
Şekil 83: Depo(D3)-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Çözüm İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.



Şekil 84: Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Depo(D3) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 83 İçin).

2.4.4. Sayısal Uygulama IV

Bu uygulamada su derinliği 10,00 m, enkesit boyutları, içten içe, 10 m x 25 m olan bir deponun, x ekseni doğrultusunda etkiyen, depremin yatay bileşenine göre çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D4** olarak adlandırılmaktadır (Şekil 85). Bu durumda maksimum doluluk oranı $h/l=2$ değerini almaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi $h/l>1,5$ olan depolar derin depo olarak adlandırıldığından dikkate alınan bu depo derin depo sınıfına girmektedir (bkz. Madde 2.2.1.1.2).



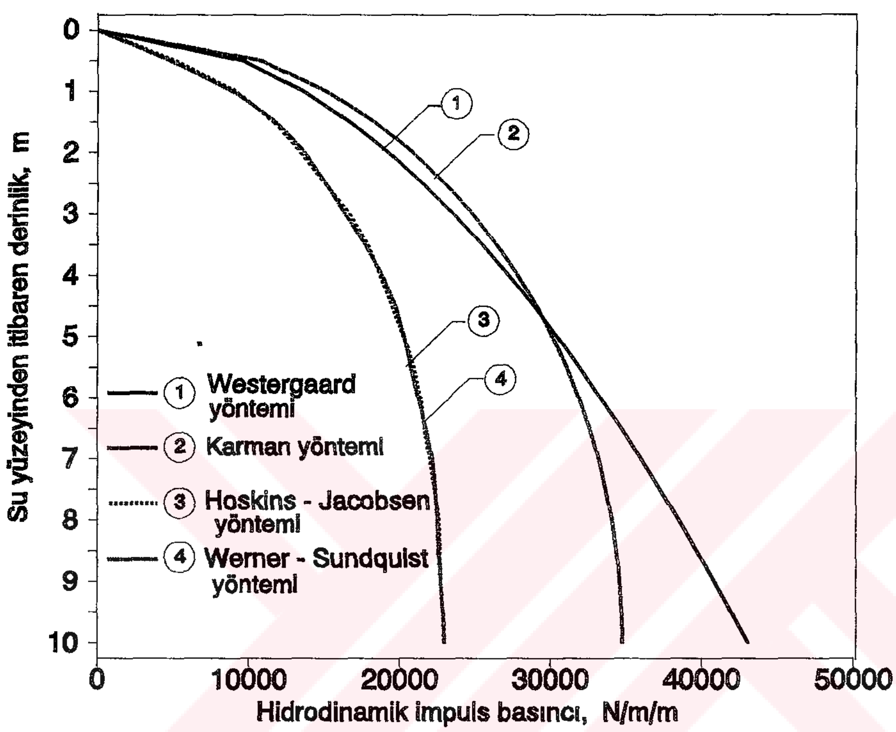
Şekil 85: Depo (D4) Plan ve Kesiti.

2.4.4.1. Rijit çözüm

Bu çözümde de, Madde 2.4.2.1 de olduğu gibi, deponun birim genişlikli modeli dikkate alınmaktadır.

2.4.4.1.1. Analitik yöntemlerle çözüm

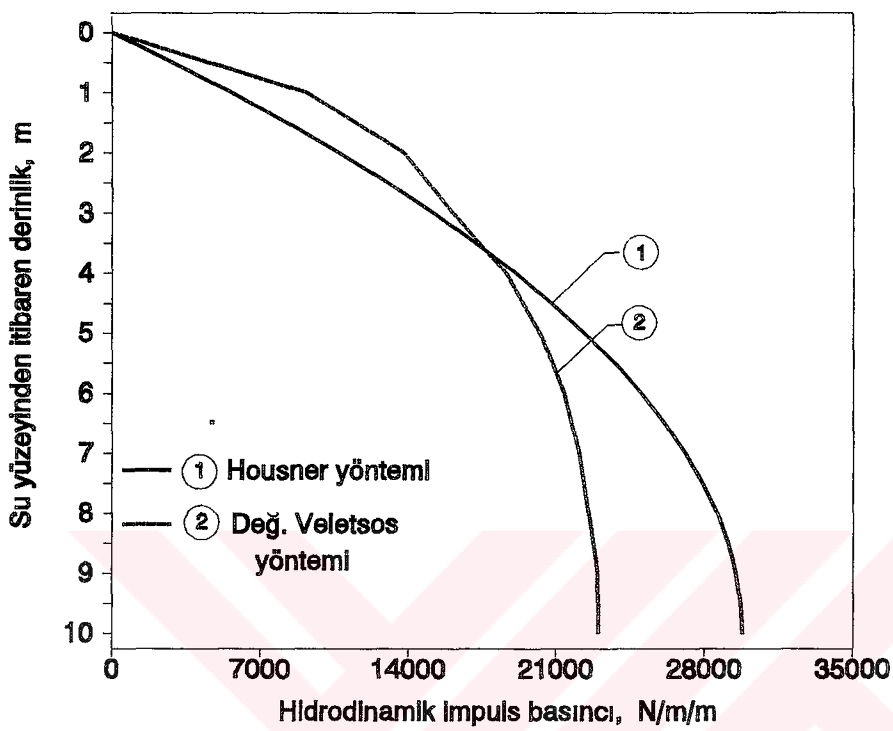
Bu sayısal uygulamaya konu olan deponun (bkz. Şekil 85) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçlarının depodaki suyun derinliği boyunca değişimleri, Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.2.1.1) hesaplanarak Şekil 86 da verilmektedir.



Şekil 86: Depo (D3) Duvarları Üzerinde Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu şekilden, daha önce Şekil 38 için yapılan açıklamaların sadece sayısal değerler farklı olmak üzere genelde bu depo için de geçerli olduğu, sıvı tabanında Westergaard yönteminin Karman yöntemine göre %24, diğer yöntemlere göre ise % 88 daha büyük değer verdiği görülmektedir. Burada bir önceki sayısal uygulamada (bkz. Şekil 63) olduğu gibi Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist yöntemlerinin Westergaard ve Karman yöntemlerine göre sıvı derinliği boyunca çok daha küçük değer verdiği görülmektedir.

Salınım basıncını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.1.2) bu depo (D4) için hesaplanan impuls ve salınım basınçları dağılımları sırasıyla Şekil 87 ve Şekil 88 de verilmektedir.

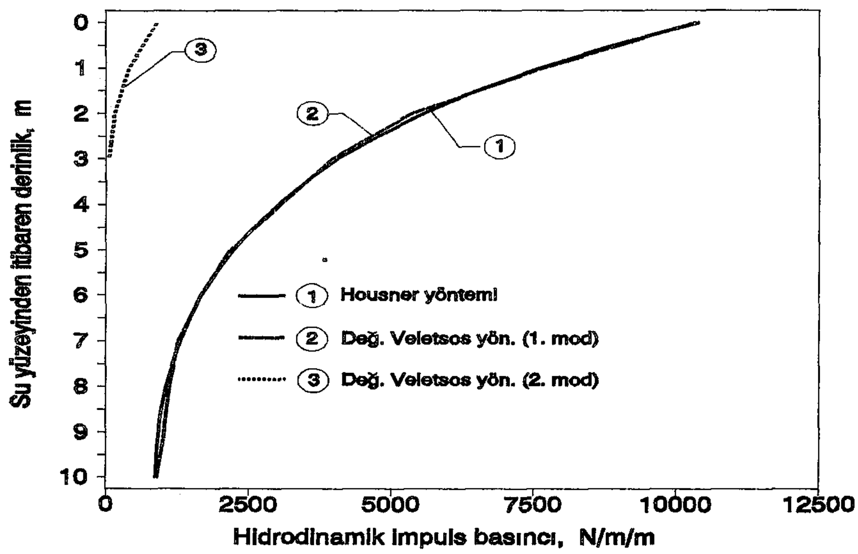


Şekil 87: Depo (D4) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik İmpuls Basıncı Dağılımları.

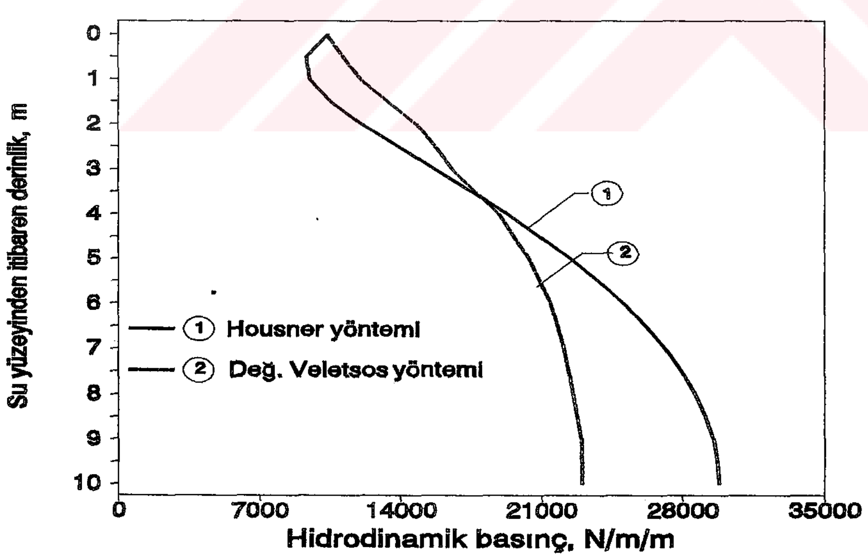
Bu şekilden görüldüğü gibi z=3,5 m derinliğine kadar Housner yöntemi değiştirilmiş Veletsos yöntemine göre, aradaki fark % 63 ü geçmeyecek şekilde, daha küçük basınç değerleri vermektedir. Bu derinlikten itibaren Housner yönteminin verdiği basınçlar daha büyük olmakta ve depo tabanı üst yüzeyinde aradaki fark %30 değerine ulaşmaktadır.

Şekil 88 den ise, bir önceki sayısal uygulamada Şekil 65 için yapılan açıklamaların genelde geçerli olduğu sadece, bu deponun (D4) doluluk oranının sayısal uygulama II ve sayısal uygulama III de dikkate alınan depoların (D2 ve D3) doluluk oranlarından büyük olduğundan, ikinci salınım moduna ilişkin salınım basıncının sıvı üst yüzeyine yakın bir derinlikten (3 m) sonra pratik olarak sıfır olduğu görülmektedir.

Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemlerine göre (bkz. Madde 2.1.1.1.2) hesaplanan impuls ve salınım basınçlarının kareleri toplamının karekökünün alınması suretiyle hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları ise Şekil 89 da verilmektedir.



Şekil 88: Depo (D4) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Salınım Basıncı Dağılımları.



Şekil 89: Depo (D4) Duvarları Üzerinde Housner ve Değiştirilmiş Veletsos Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu şekilden ise, su üst yüzeyine yakın bölgelerde değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplanan basınçların Housner yöntemiyle hesaplananlardan daha büyük (maksimum %26), aksine tabana yakın bölgelerde Housner yöntemiyle hesaplanan basınçların değiştirilmiş Veletsos yöntemiyle hesaplananlara göre daha büyük (tabanda %30) olduğu görülmektedir.

Bu deponun (D4), taban ve duvar kalınlıklarının (t_b ve t_w) sırasıyla 1,250 m ve 1,00 m olması durumunda, Housner yöntemine göre hazırlanmış olan program (bkz. EK-B) yardımıyla pratik olarak hesaplanan çeşitli büyüklükler de (bkz. Şekil 19) aşağıda verilmektedir:

Toplam sıvı kütlesi (m_t)..= 1250000,000 kg
İmpuls kütlesi (m_i)..= 665000,000 kg
Salınım kütlesi (m_o)..= 323750,000 kg
Atıl kütle (m_a)..= 312500,000 kg
Salınım kütleleri için rijitlik (k_l)..= 986461,000 N/m
İmpuls etkisi yüksekliği (h_i)..=5.313 m
Salınım etkisi yüksekliği (h_o)..= 7.375 m
Atıl etkisi yüksekliği (h_a)..= 1,250 m
Devirici moment için impuls etkisi yüksekliği (h_{id})..= 6,850 m
Devirici moment için salınım etkisi yüksekliği (h_{od})..= 7,975 m
Sıvı salınımının 1. modu açısal frekansı (ω_1)..=1.746 rad/s
Sıvı salınımının 1. modu periyotu (T_{o1})..=3,600 s
Maksimum dalga yüksekliği (d_{max})..=1,299 m
İmpuls basınç kuvveti (P_i)..= 3271800,000 N
Salınım basınç kuvveti (P_o)..= 825083,000 N
Atıl basınç kuvveti (P_a)..=1537500,000 N
Eğilme momenti (M_e)..= 25388300,000 Nm
Devirici moment (M_d)..=105605500,000 Nm
Koruyucu moment (M_k)..=110950000,000 Nm

Bu sonuçlardan görüldüğü gibi bu depo, daha önce doluluk oranına göre yapılan tanıma göre, derin depolar sınıfına girdiğinden impuls ve salınım kütlelerine ilave olarak, depo tabanıyla birlikte hareket ettiği kabul edilen, atıl kütle de hesaplanmaktadır (bkz. Şekil 19). Bu kütle impuls kütlesine göre %113, salınım kütlesine göre %4 daha küçük olarak hesaplanmıştır. İmpuls ve atıl kütlelerin toplamı ise salınım kütlesine göre 3 kat daha büyük olmaktadır.

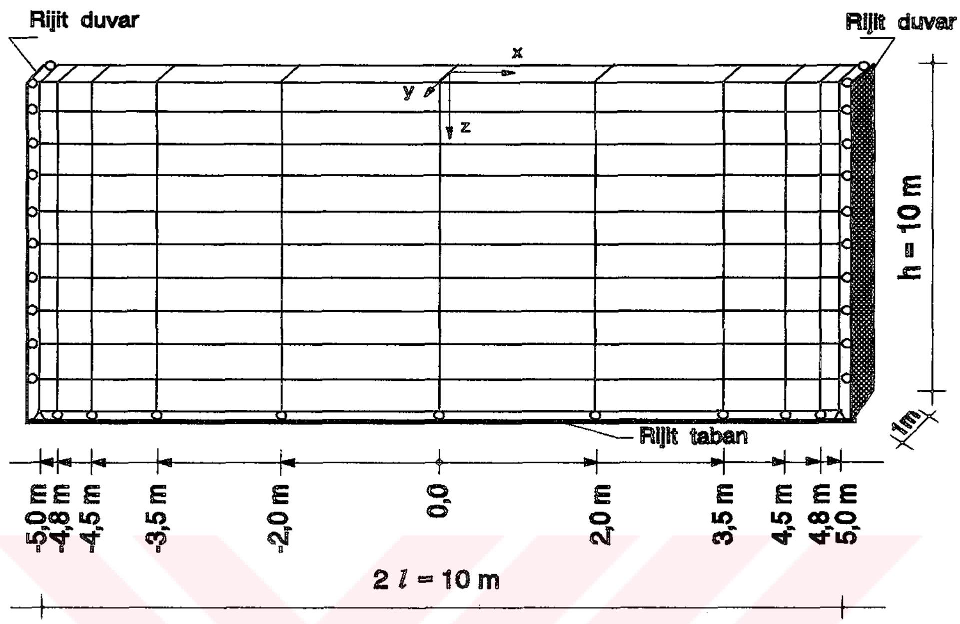
Yukarıdaki sonuçlardan görüldüğü gibi bu sayısal uygulamada dikkate alınan depoda (D4) sıvı salınımının birinci moduna ilişkin periyot 3,6 s olarak hesaplanmıştır. Bu değer daha önceki sayısal uygulama II ve sayısal uygulama III de dikkate alınan depolardan doluluk oranı 0,5 olan D2 için 6,95 s ve doluluk oranı 1,44 olan D3 için ise 5,7 s olarak hesaplandığından doluluk oranı arttıkça sözkonusu periyodun azaldığı görülmektedir (bkz. Şekil 22).

2.4.4.1.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

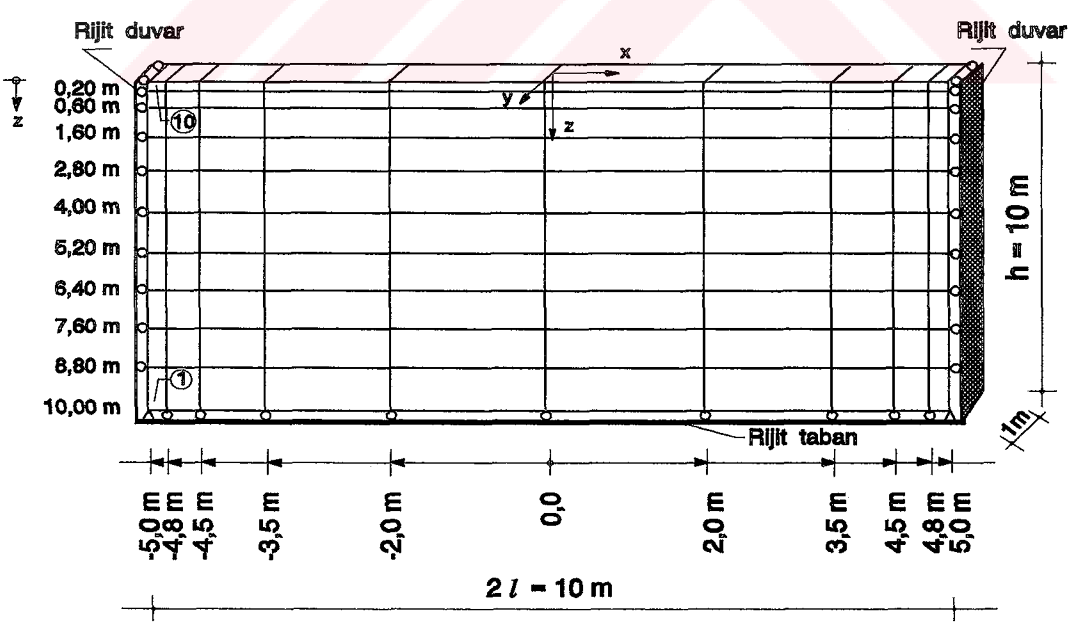
Bu uygulamaya konu olan deponun (D4) sonlu elemanlar yöntemiyle rijit çözümlemesi için dikkate alınan eleman ağları Şekil 90 da verilmektedir.

Daha önce Madde 2.4.2.1.2 deki depo (D2) için kullanılan sınır koşulları bu depo için de geçerli olup Rayleigh sönüm katsayılarının, zaman aralığının ve kısıtlama parametresi katsayılarının aynısı kullanılmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle, depremin (bkz. Şekil 30) Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre, hesaplanan depo (D4) duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımları, Housner yöntemiyle hesaplanan impuls basıncı dağılımı ile birlikte Şekil 91 de verilmektedir.

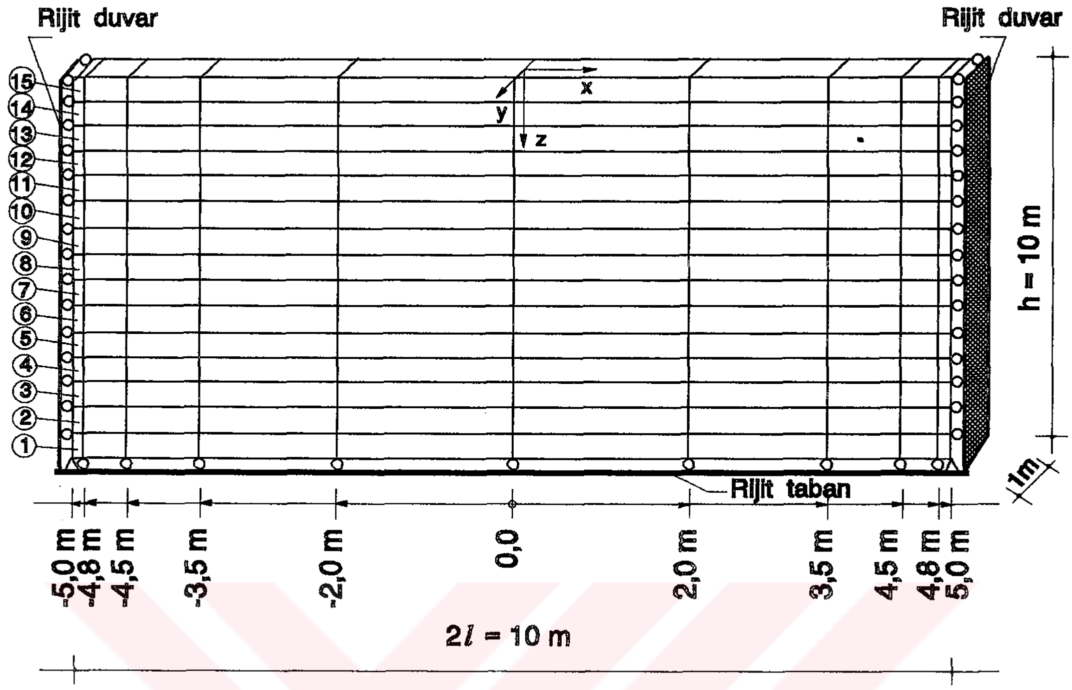


a) Model 1 (D4 için)

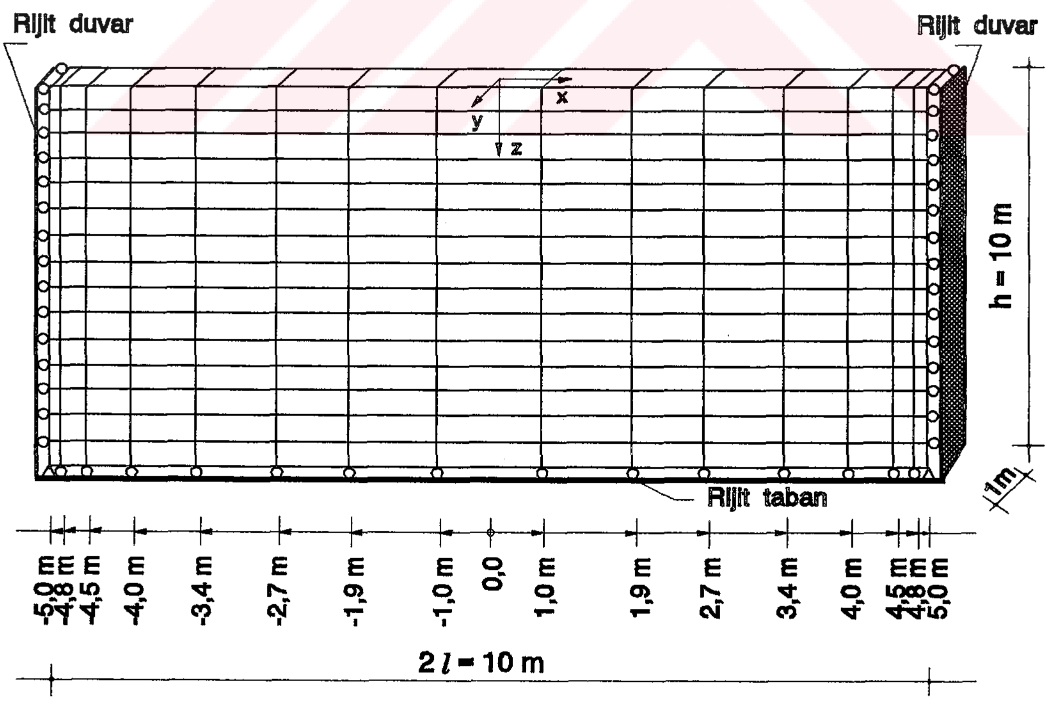


b) Model 2 (D4 için)

Modellerin devamı arka sayfadadır.

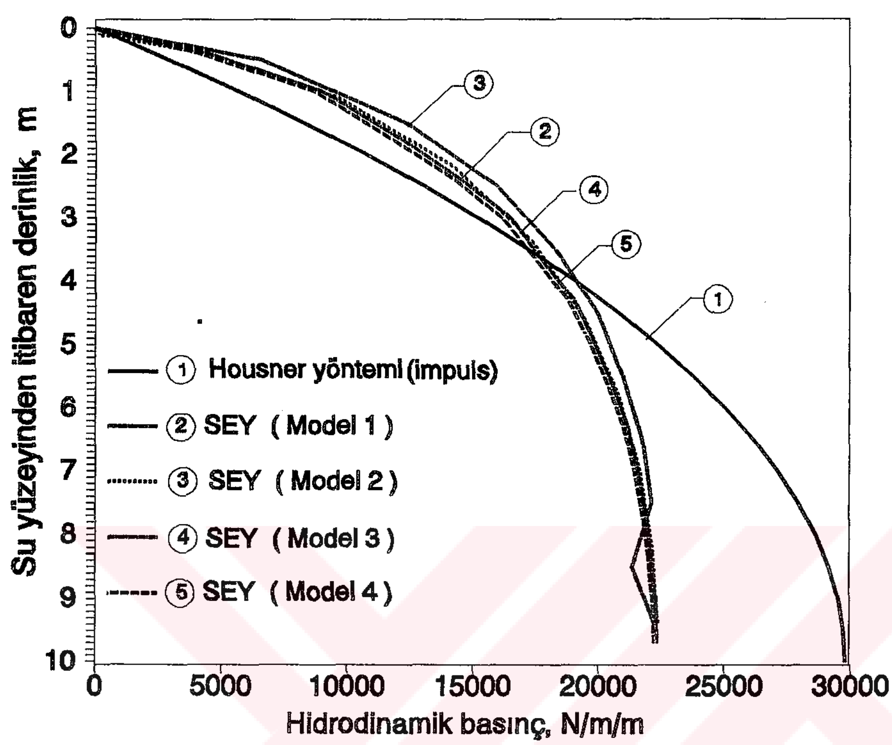


c) Model 3 (D4 için)



d) Model 4 (D4 için)

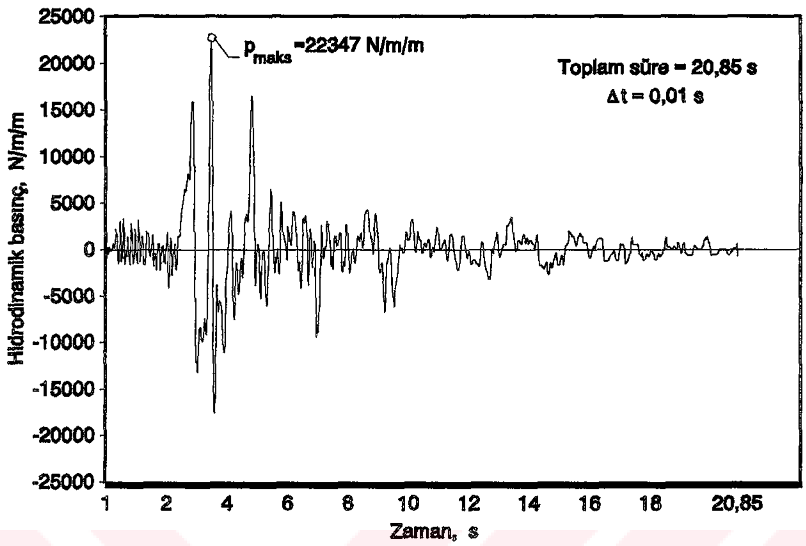
Şekil 90: Deponun (D4) Rijit Çözümlemesi İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.



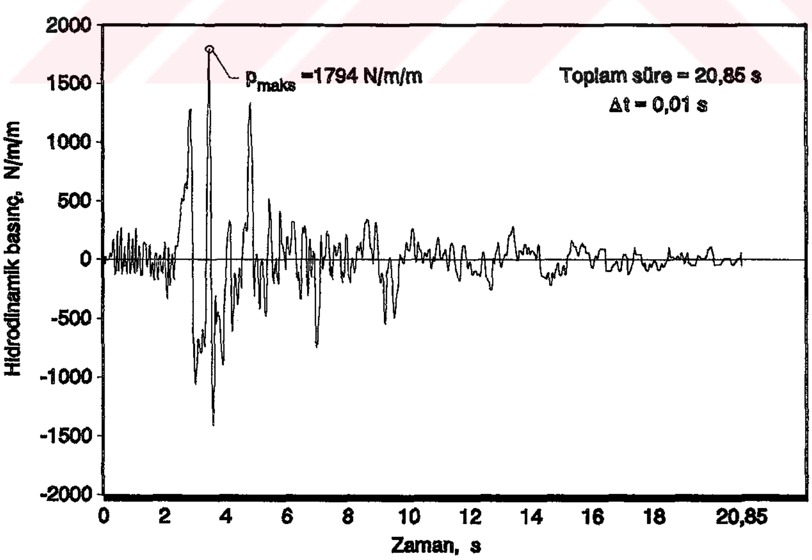
Şekil 91: Deponun (D4) Rijit Çözümlemesi İçin Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basıncın Duvarlar Üzerindeki Dağılımları.

Bu şekilden görüldüğü gibi çeşitli modellerden hesaplanan basınçların su derinliği boyunca depo duvarları üzerindeki dağılımları aralarındaki fark % 7 yi geçmemekte ve elde edilen basınç değerleri Housner yöntemine göre hesaplanan impuls basıncı değerinden su üst yüzeyinden itibaren 3,5 m derinliğine kadar büyük, daha sonra ise küçük değerler almaktadır. Ancak Housner yönteminde impuls basıncına ilaveten salınım basıncının da dikkate alınması halinde elde edilen hidrodinamik basınç dağılımı sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha büyük olmaktadır (bkz. Şekil 89).

Bu depo (D4) için Şekil 90b deki 1 ve 10 nolu elemanlarda deprem süresince oluşan hidrodinamik basıncın değişimi, sırasıyla, Şekil 92 ve Şekil 93 de verilmektedir.



Şekil 92: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi
(Şekil 90b, 1 Nolu Elemanda)



Şekil 93: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi
(Şekil 90b, 10 Nolu Elemanda)

Bu son iki şekilin irdelenmesinden elde edilen sonuçlar, üçüncü sayısal uygulamada olduğu gibi, ikinci sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 44 ve Şekil 46 nın irdelenmesinden elde edilen sonuçların aynısıdır.

2.4.4.2. Depo-Sıvı etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

Bu deponun (D4) çözümlemesinde duvar malzemesi özelikleriyle yapılan kabuller Madde 2.4.2.2 de verilenlerin aynısıdır.

2.4.4.2.1. Analitik yöntemlerle çözüm

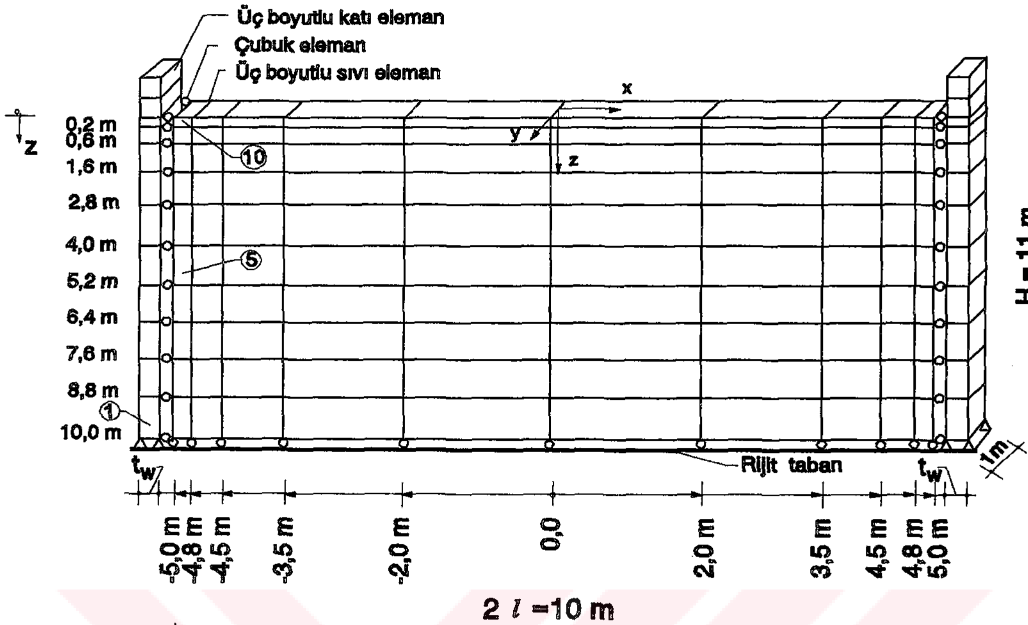
Bu deponun analitik olarak çözümlemesinde de Madde 2.1.1.1.2.1. de verilen Housner'in yaklaşık yöntemi kullanılmaktadır. Bu yönteme göre depo (D4) duvarlarına etkiyen, (53) bağıntısıyla hesaplanan, basınç dağılımları t_w=1,0 m için Şekil 96a da, t_w=1,5 m için Şekil 96b de, rijit depo kabulüyle, Housner yöntemine göre (35) bağıntısıyla hesaplanan basınç dağılımıyla birlikte verilmektedir.

2.4.4.2.2. Sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm

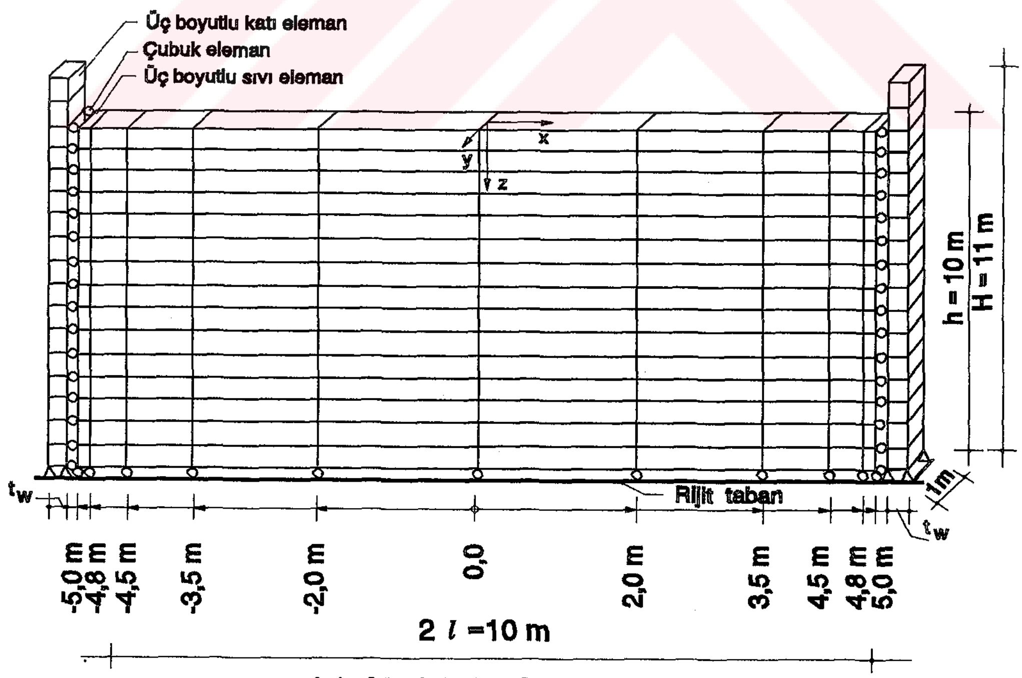
A) Deponun birim genişlikli modeli üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D4), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, birim genişlikli modeli üzerinde çözüm için dikkate alınan eleman ağları Şekil 94 de verilmektedir. Bu depo üzerinde duvar esnekliğinin hidrodinamik basınç ve yerdeğiştirmeler üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla duvar kalınlığının 1,0 m ve 1,5 m (λ_x=1,16 ve λ_x= 1,13; λ_y= 2,23 ve λ_y=2,13 narinlikleri), deponun boş ve dolu olması durumları için bazı çözümler gerçekleştirilmiştir.

Boş depo duvar kalınlığının 1,0 m ve dolu depo duvar kalınlığının 1,0 m ve 1,5 m olması durumları için hesaplanan duvar yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 95 de verilmektedir.

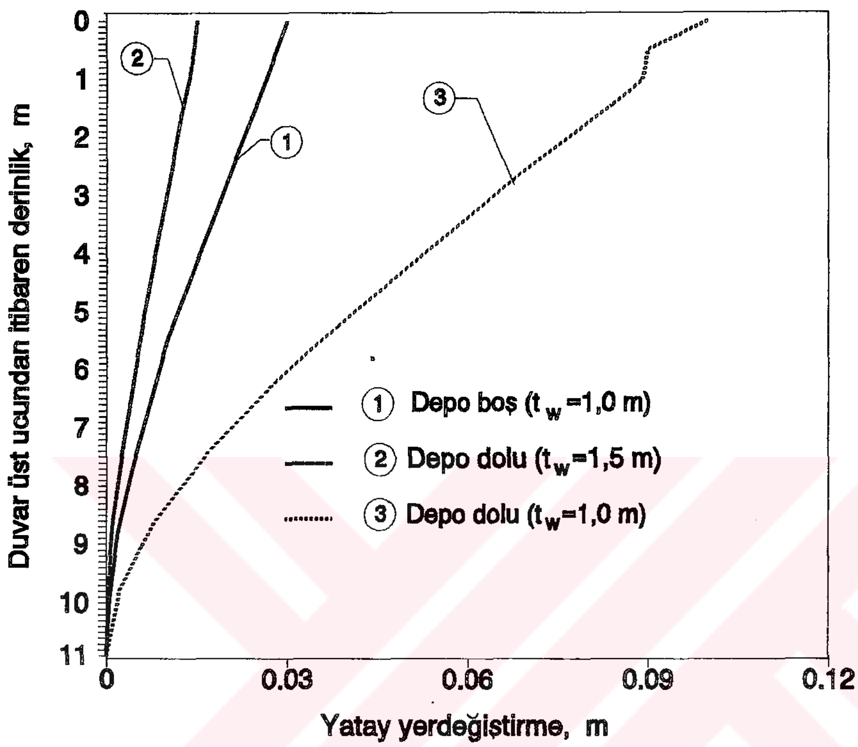


a) Model 5 (D4 için)



b) Model 6 (D4 için)

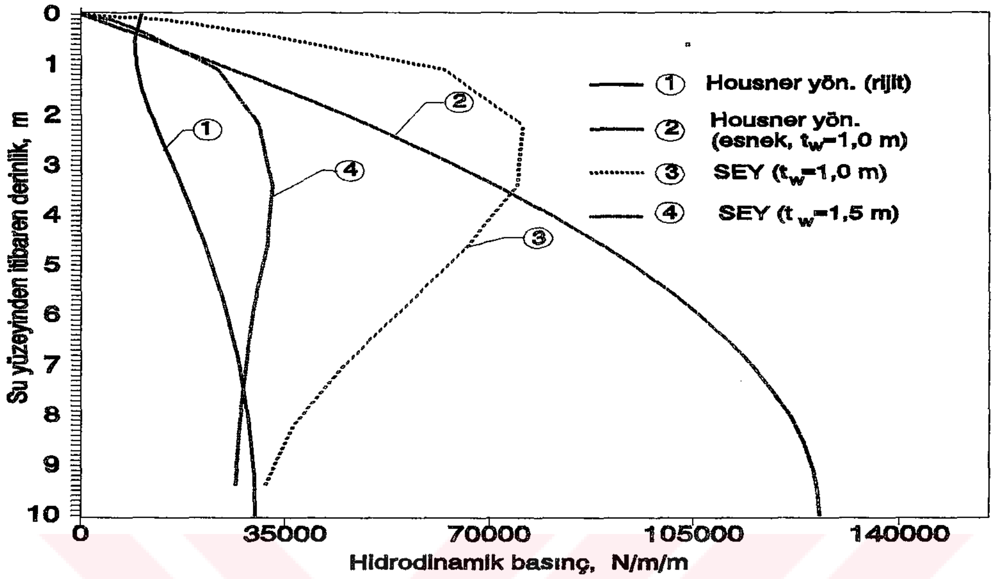
Şekil 94: Depo(D4)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Birim Genişliği İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağları.



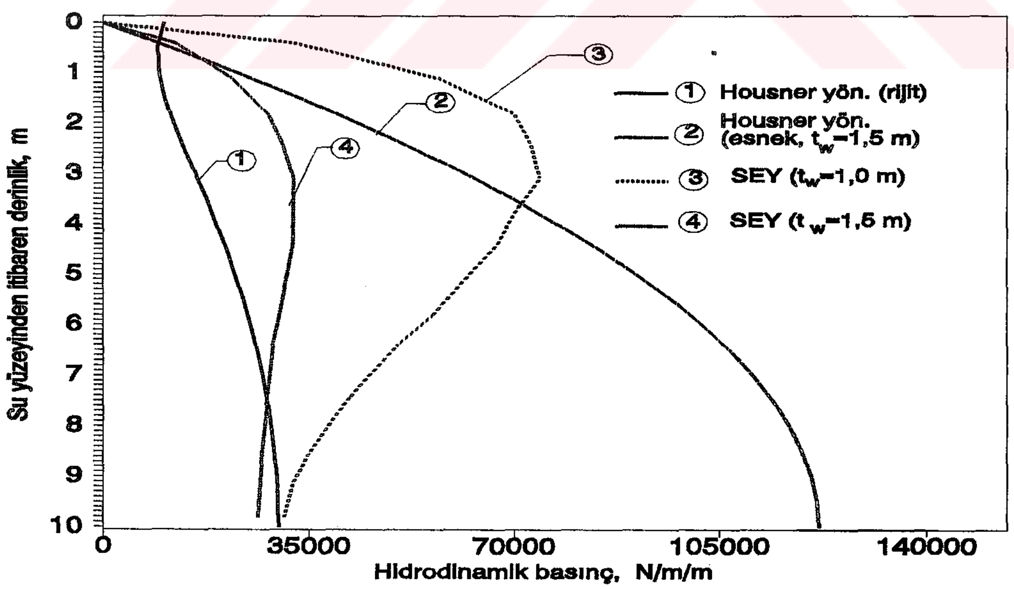
Şekil 95: Deponun (D4) Boş ve Dolu Olması Durumları İçin Kalınlıklarına Bağlı Olarak Duvarlarının Yatay Yerdeğiştirmesi (Şekil 94a İçin).

Bu şekilden görüldüğü gibi duvar kalınlığının 1,0 m olması ve dolu depo durumunda yapmış olduğu yatay yerdeğiştirme boş durumdakinden yaklaşık üç kat, dolu depo duvar kalınlığının 1,5 m olması durumundakinden ise yaklaşık altı kat daha büyük olmaktadır.

Bu depo modellerinde (bkz. Şekil 71) duvar kalınlıklarının iki farklı değer alması (t_w=1,00 m ve t_w=1,50 m) dolayısıyla da λ_x=1,16, λ_x= 1,13 ve λ_y= 2,23, λ_y=2,13 narinlikleri için hesaplanan depo duvarları üzerindeki hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 96 da verilmektedir.



a) Şekil 94 deki Model 5 için

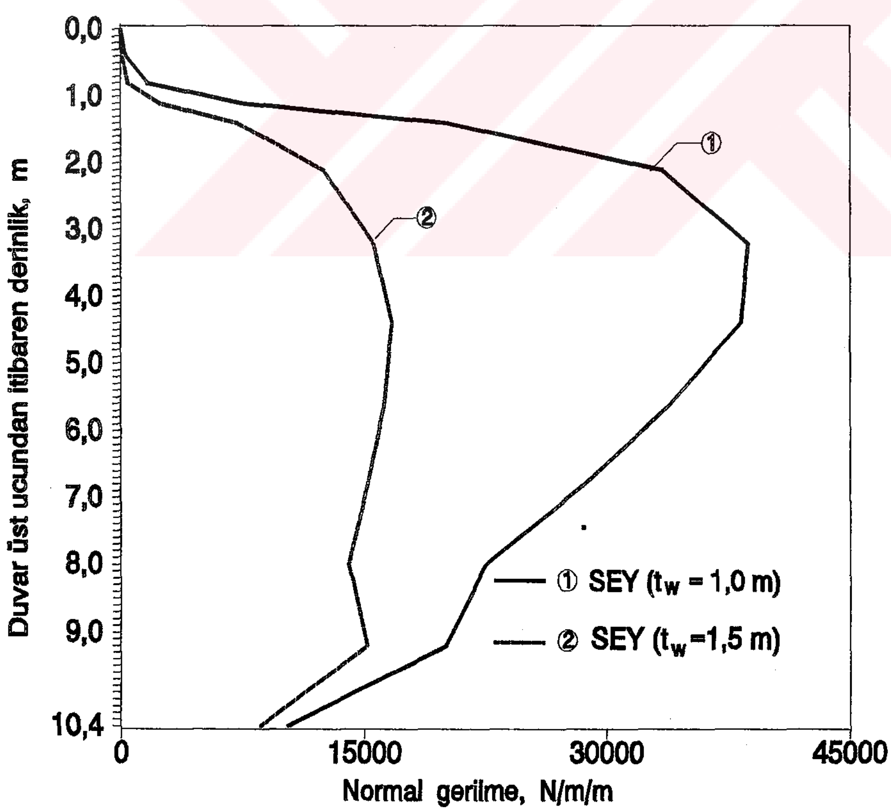


b) Şekil 94 deki Model 6 için

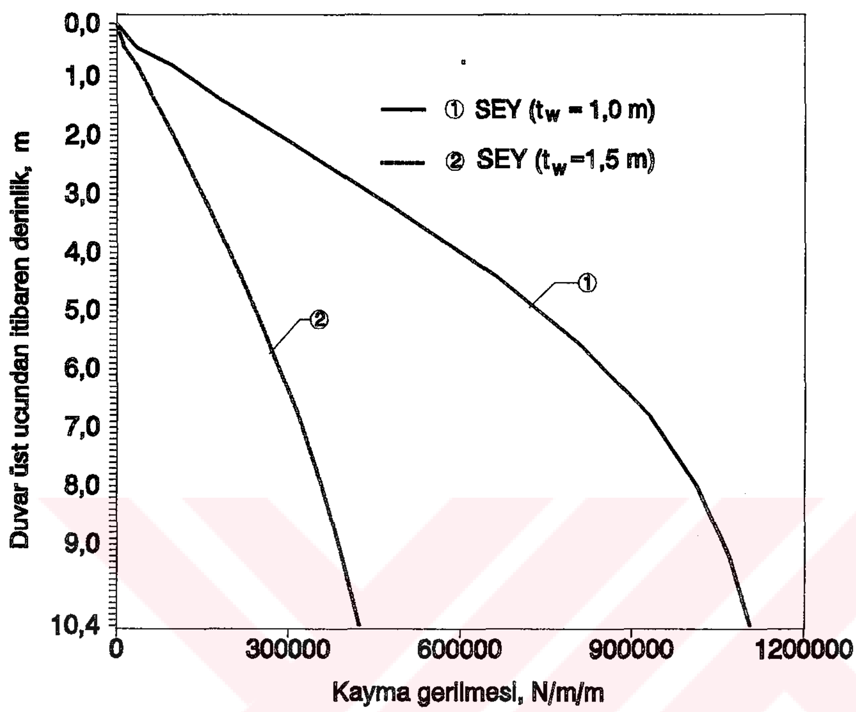
Şekil 96: Depo-Sıvı Etkileşimiyle Depo (D4) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar ve Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 94 İçin)

Bu şekilden Housner'in esnek duvarlı durum için hesaplanan basınç dağılımının rijit duvarlı depo durumuna göre genellikle daha büyük olduğu görülmektedir. Ancak Madde 2.4.2 deki Şekil 49 da durum bundan farklıdır. Diğer taraftan aynı şekil; esnek duvarlı depolarda sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan hidrodinamik basınçların Housner yöntemiyle rijit çözümlemeden hesaplananlardan, duvar kalınlığına bağlı olmakla beraber, genellikle daha büyük olduğunu göstermektedir. Bu çözümlemede sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan hidrodinamik basınçların maksimum değerleri, diğer uygulamalardan farklı olarak sıvı derinliğinin daha üst kısımlarında meydana gelmektedir (bkz. Şekil 49 ve Şekil 73).

Bu depoda (D4) Şekil 94a daki model için duvar yükseklikleri boyunca hesaplanan normal gerilme (σ_x) değişimi Şekli 97 de, kayma gerilmesi (τ_{zx}) değişimi ise Şekil 98 de verilmektedir.



Şekil 97: Depo (D4) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Normal Gerilme (σ_x) Değişimi (Şekil 94a İçin).

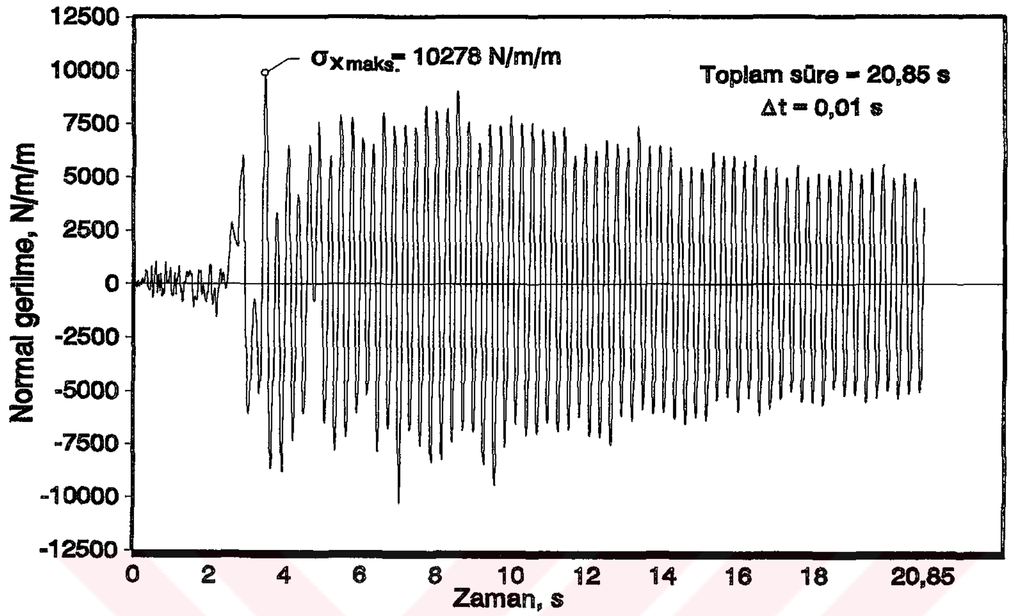


Şekil 98: Depo (D4) Duvarlarında Yükseklik Boyunca Kayma Gerilmesi (τ_{zx}) Değişimi (Şekil 94a İçin)

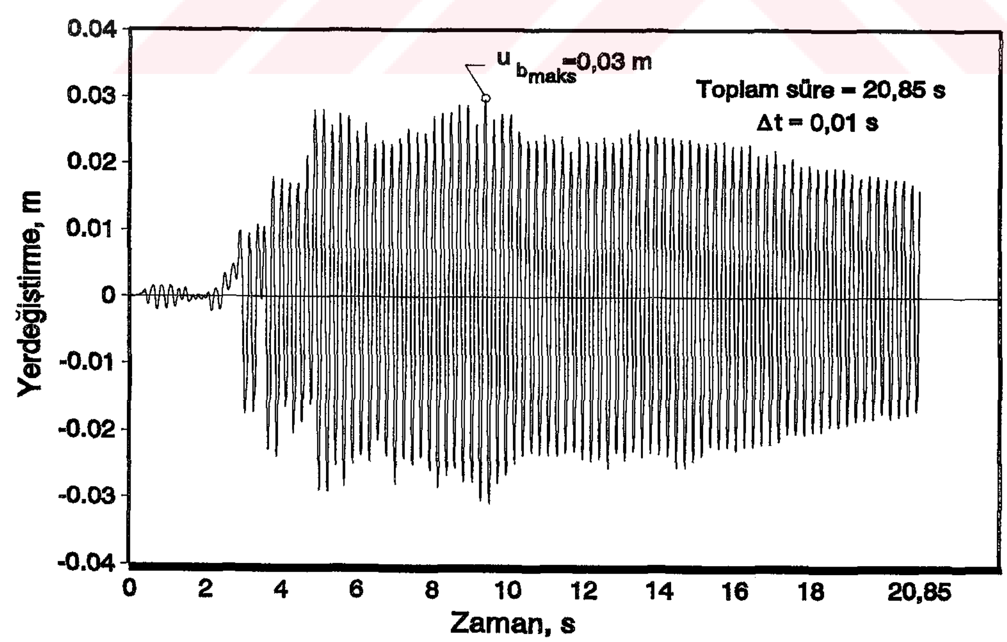
Bu şekillerden görüldüğü gibi, daha önce sayısal uygulama II ve sayısal uygulama III de elde edildiği gibi, kayma gerilmesi (τ_{zx}) normal gerilmeden (σ_x) daha büyük olmaktadır (bkz. Şekil 50 ve 51, Şekil 74 ve 75). Normal gerilmenin (σ_x) duvar yüksekliği üzerinde değişimi hidrodinamik basıncın değişimine benzemektedir (bkz. Şekil 96). Kayma gerilmesi (τ_{zx}) ise duvar alt ucunda maksimum üst ucunda minimum değerini almaktadır.

Deponun Şekil 94a daki modelinin 1 nolu üç boyutlu katı elemandaki normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi Şekil 99 da verilmektedir. Buradan görüldüğü gibi normal gerilmenin (σ_x) deprem süresince değişimi şekil olarak deprem akselogramının değişiminden farklı olmaktadır.

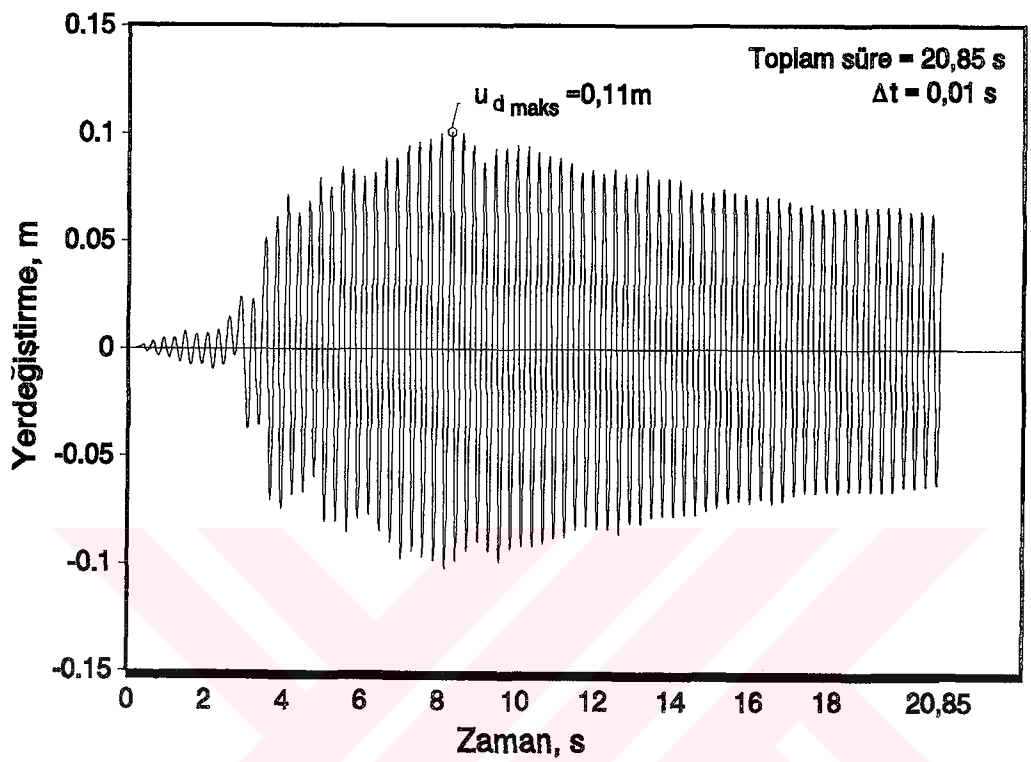
Bu deponun boş ve dolu, duvar kalınlığının da 1,0 m, olması durumları için duvar üst ucunun deprem süresince yapmış olduğu yatay yerdeğiştirmeler, sırasıyla, Şekil 100 ve Şekil 101 de verilmektedir.



Şekil 99: Normal Gerilmenin (σ_x) Deprem Süresince Değişimi (Şekil 94a, 1 Nolu Katı Elemanda).



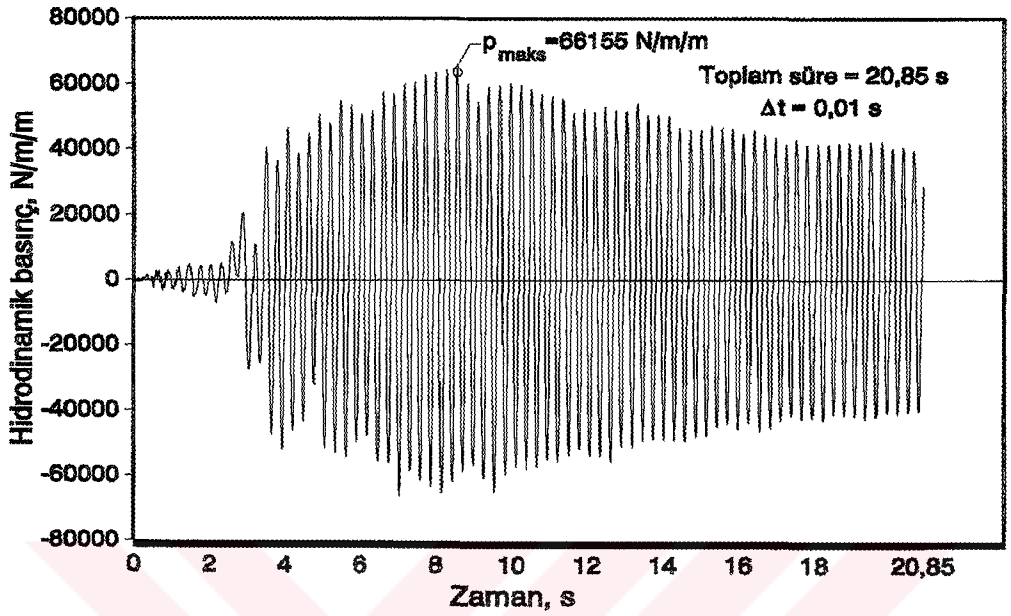
Şekil 100: Deponun (D4) Boş Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 94a İçin).



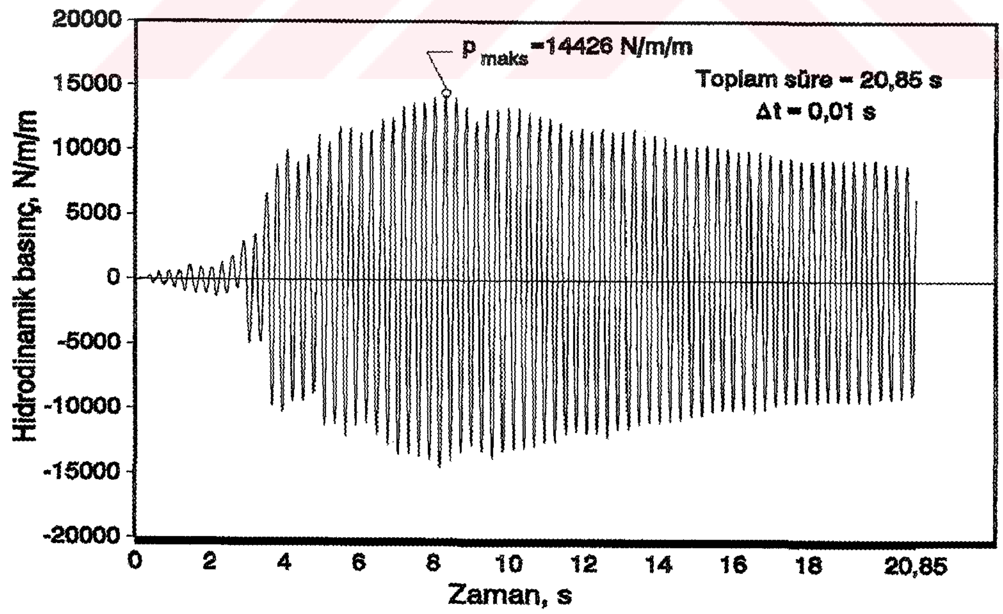
Şekil 101: Deponun (D4) Dolu Olması Durumunda Duvar Üst Uçlarının Yatay Yerdeğiştirmesinin Deprem Süresince Değişimi (Şekil 94a İçin).

Bu şekillerin irdelenmesinden elde edilen sonuçlar bir önceki sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 77 ve Şekil 78 in irdelenmesinden elde edilen sonuçların aynısıdır.

Şekil 94a daki 5 ve 10 nolu sıvı elemanlarda oluşan hidrodinamik basıncın deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 102 ve Şekil 103 de verilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi her iki şekildeki hidrodinamik basınç dağılımlarının rijit duvarlı depo durumu için hesaplanan basınç dağılımlarından çok farklı olmakta (bkz. Şekil 92 ve Şekil 93) ve maksimum genlik değerine ulaşılması depremin başlangıcından itibaren, daha önceki sayısal uygulama II ve sayısal uygulama III de dikkate alınan depoların çözümünden elde edilen sonuçlardan farklı olarak, uzun süre almaktadır (bkz. Şekil 55, Şekil 56 ,Şekil 79 ve Şekil 80).



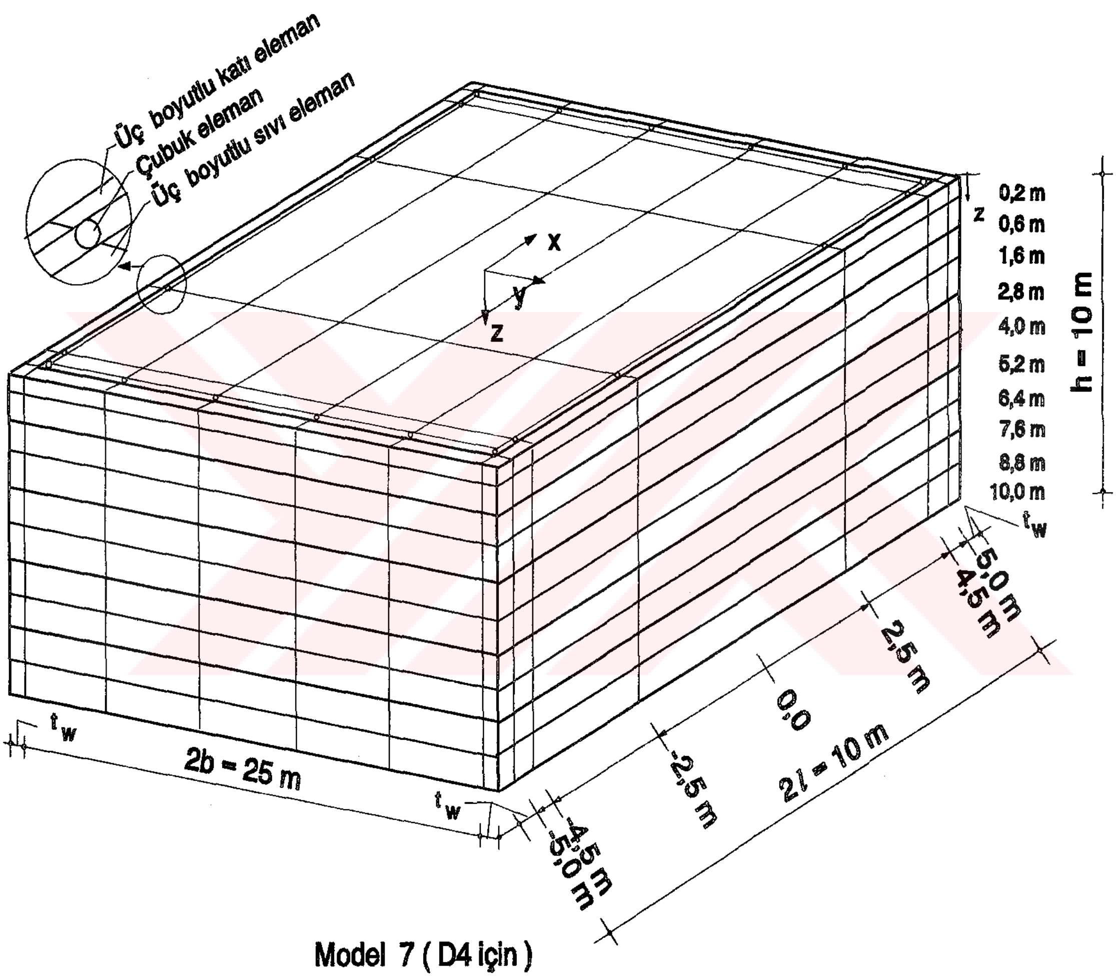
Şekil 102: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 94a, 5 Nolu Sıvı Elemanda).



Şekil 103: Hidrodinamik Basıncın Deprem Süresince Değişimi (Şekil 94a, 10 Nolu Sıvı Elemanda).

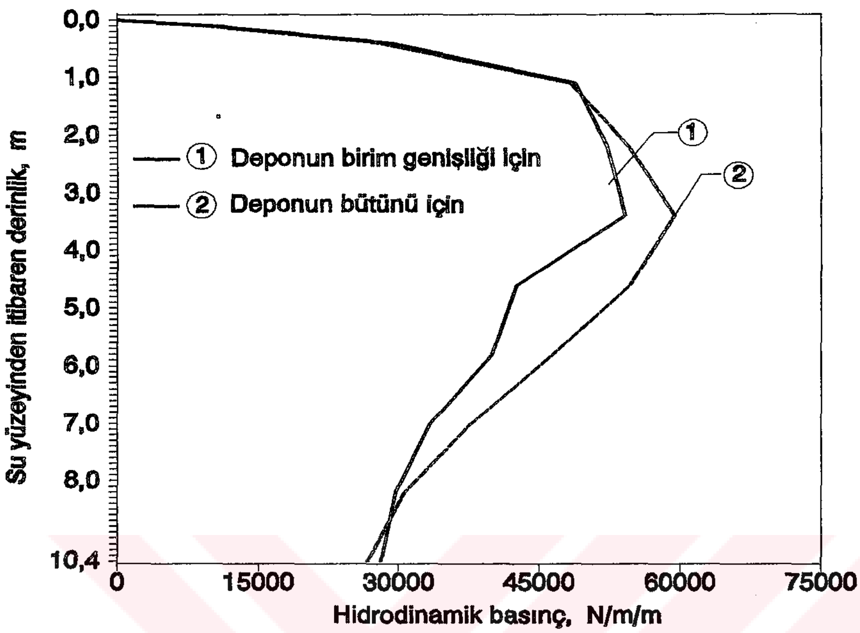
B) Deponun bütününü dikkate alan model üzerinde

Sonlu elemanlar yöntemine göre deponun (D4), duvarlarının esnek olduğu kabulüyle, bütünü için dikkate alınan eleman ağı Şekil 104 de verilmektedir.



Şekil 104: Depo(D4)-Sıvı Etkileşimiyle Çözümde Deponun Bütünü İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.

Bu şekildeki eleman boyutlarıyla deponun bütününü dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilen hidrodinamik basınçlar aynı eleman boyutlarıyla birim genişlikli modelin çözümünden elde edilenlerle birlikte Şekil 105 de verilmektedir.



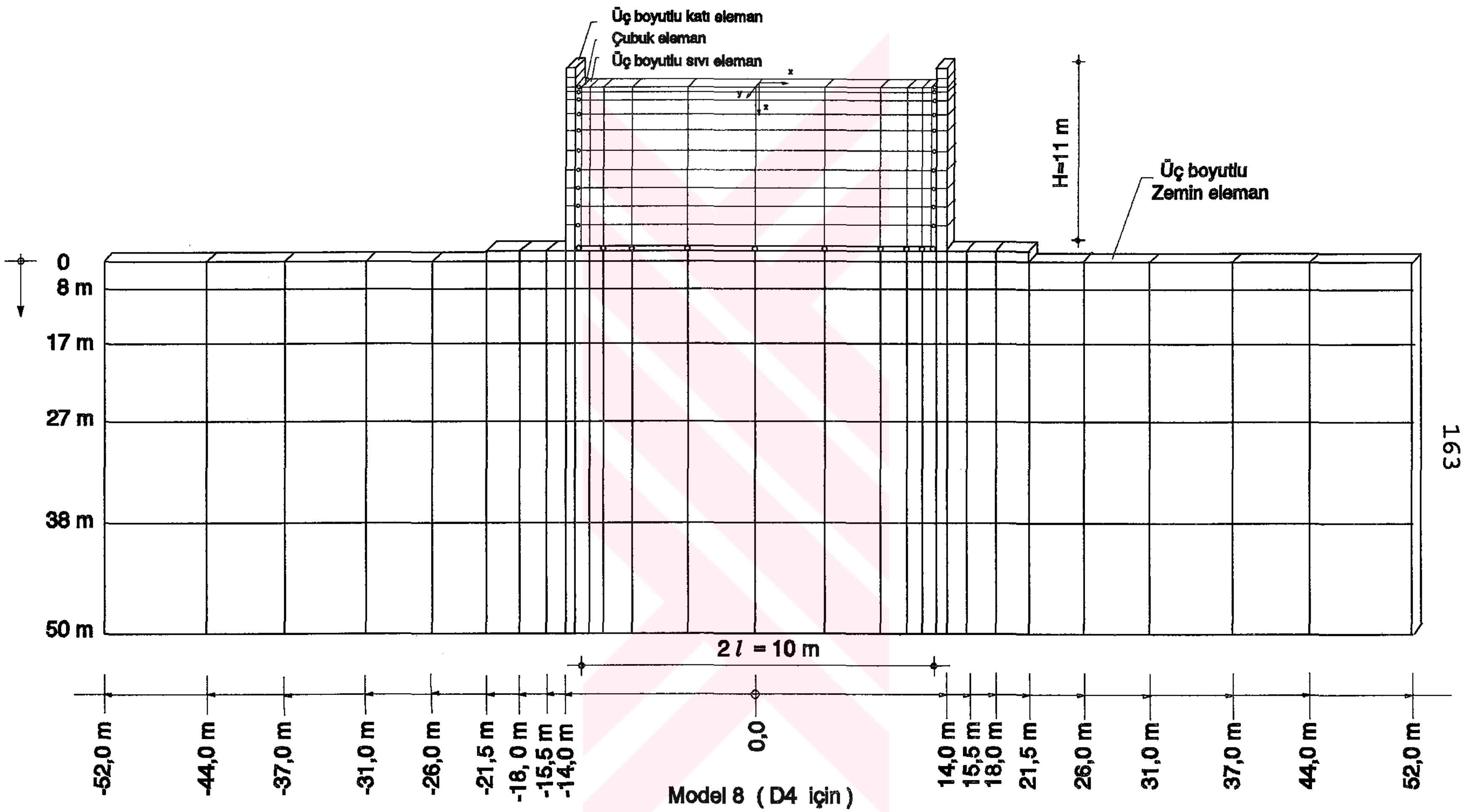
Şekil 105: Depo (D4)-Sıvı Etkileşimiyle Deponun Bütünü ve Birim Genişliği İçin Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları(Şekil 104 İçin)

Bu şekilden görüldüğü gibi bu uygulamada dikkate alınan deponun (D4) bütününü dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilen hidrodinamik basınçlar birim genişlikli modelini dikkate alarak gerçekleştirilen çözümden elde edilenlerden daha büyük olmaktadır. Bir önceki sayısal uygulamaya ilişkin Şekil 82 de de, benzer çözümleme için, aynı durum sözkonusudur.

Burada sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen bu çözümlemeden, deprem süresince oluşabilecek, maksimum dalga yüksekliğinin (d_{maks}) 1,7 m olarak elde edildiğini, Housner yöntemiyle hesaplananın ise 1,3 m olduğunu (bkz. Madde 2.4.4.1.1), dolayısıyla da sonlu elemanlar yöntemiyle belirlenen maksimum dalga yüksekliğinin %30 daha büyük olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

5.4.3. Depo-Sıvı-Zemin etkileşiminin dikkate alınması suretiyle çözüm

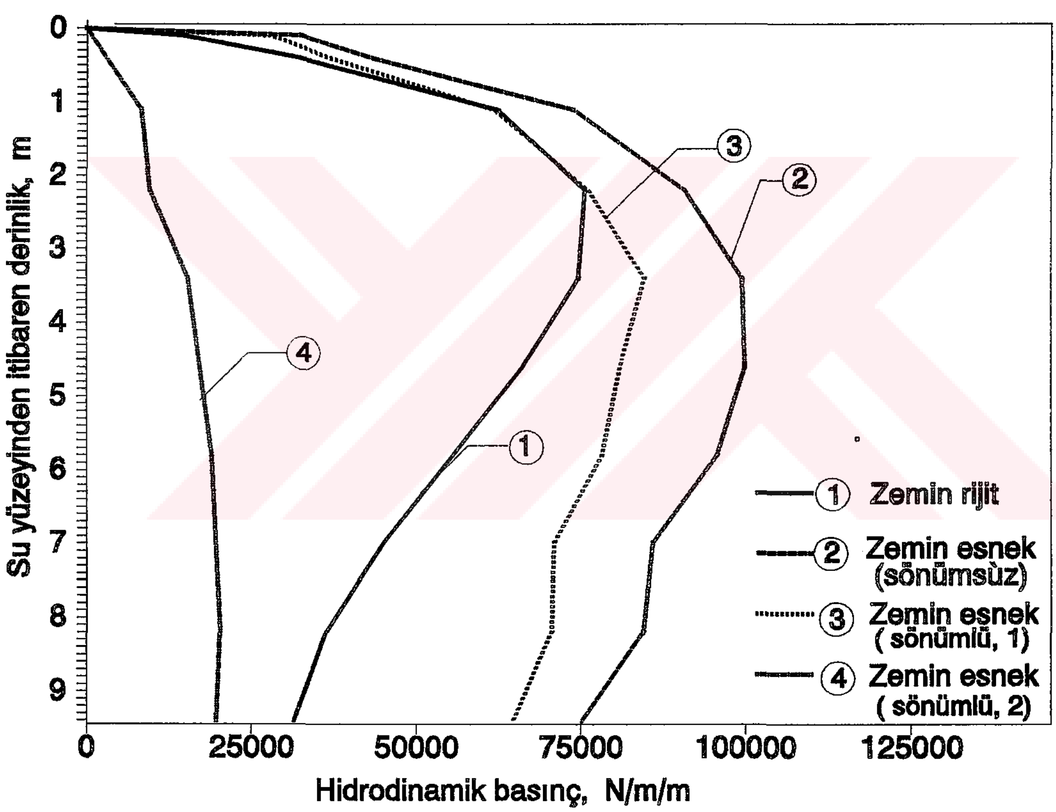
Uygulama için seçilen deponun (D4) yapı-sıvı-zemin etkileşiminin dikkate alınması için kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 106 da verilmektedir.



Şekil 106: Depo(D4)-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Çözüm İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.

Bu depo tabanı zemini özelikleri de Madde 2.4.2.3 de verilen zemin özeliklerinin aynısıdır.

Depo duvar kalınlıklarının 1,0 m olması halinde, zeminin rijit ve esnek durumları için, hesaplanan duvarlar üzerindeki hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 107 de verilmektedir. Bu çözümlemede esnek durum için biri sönümsüz ($\alpha_R=\beta_R=0$) ve ikisi sönümlü [sönümlü 1($\alpha_R=-0,01$; $\beta_R=0,001$) ve sönümlü 2($\alpha_R=-0,01$; $\beta_R=0,1$)] olmak üzere üç farklı durum dikkate alınmaktadır.

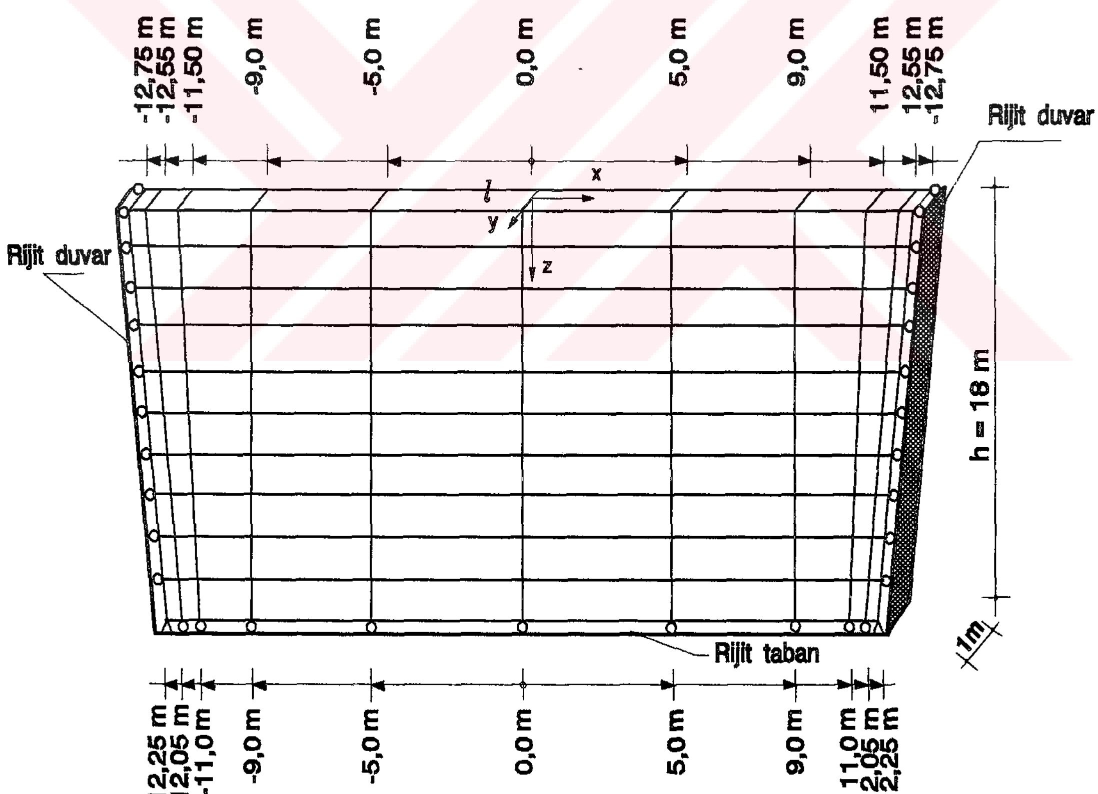


Şekil 107: Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimiyle Depo(D3) Duvarlarına Etkiyen Hidrodinamik Basınçların Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Hesaplanan Dağılımları (Şekil 106 İçin).

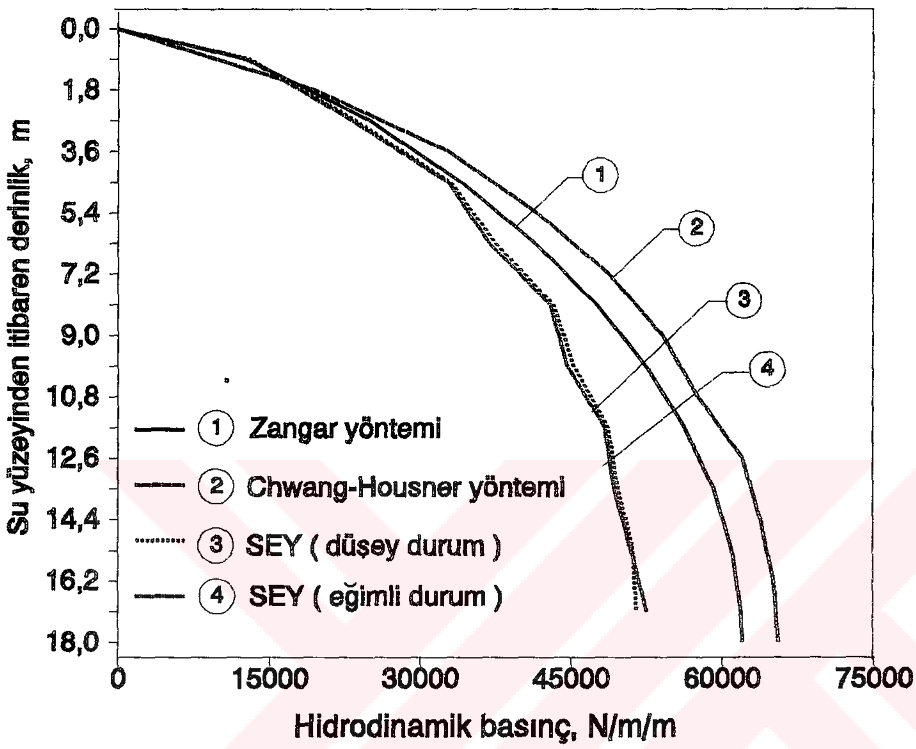
Bu şeklin irdelenmesinden elde edilen sonuçlar da daha önceki sayısal uygulamalara ilişkin Şekil 61 ve Şekil 84 ün irdelenmesinden elde edilen sonuçların benzeridir.

2.4.5. Sayısal Uygulama V

Bu uygulamada Madde 2.4.3 de verilen ve sayısal uygulama III'e konu olan deponun, hacmi sabit kalmak koşuluyla, duvar kalınlıklarının değişken olması (eğim yaklaşık %3) durumu için 13 Mart 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşenine göre çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D5** olarak adlandırılmaktadır. Bu çözümlemede dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 108 de, sonlu elemanlar, Zangar ve Chwang-Housner yöntemlerine göre gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları ise Şekil 109 da verilmektedir.



Şekil 108: Duvar Kalınlıkları Değişken Olan Deponun (D5) Çözümlemesinde Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.



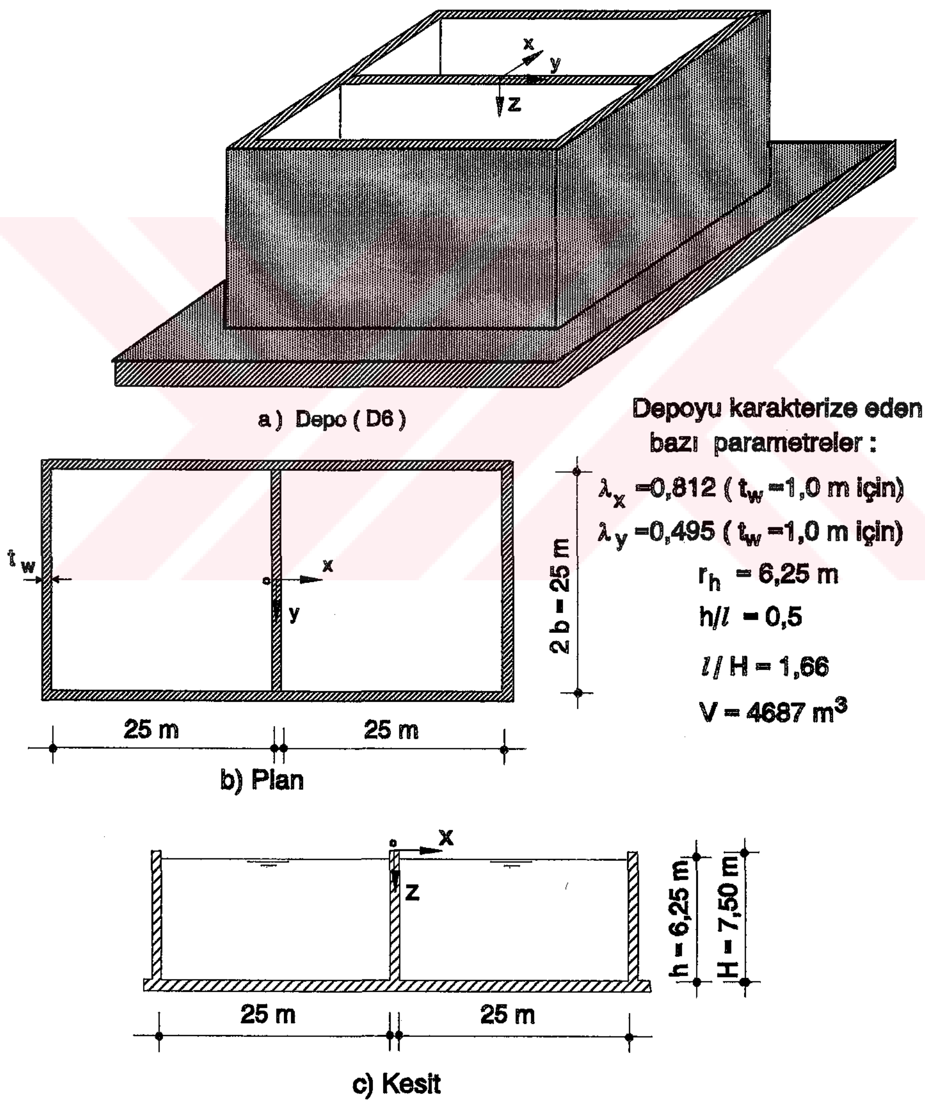
Şekil 109: Deponun (D5) Rijit Çözümlemesi İçin Sonlu Elemanlar Zangar ve Chwang-Housner Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınçların Duvarlar Üzerindeki Dağılımları.

Bu şekilden;

- depo duvarlarının eğimli yüzeye sahip olması durumunda elde edilen basınç değerlerinde düşey olması durumuna göre çok küçük bir azalmanın (yaklaşık %1) olduğu,
- Chwang-Housner yönteminin Zangar ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre genelde daha büyük değerler verdiği görülmektedir. Bu sonuçlar da Lagrange yaklaşımıyla seçilen ve yapısal çözümleme programına (SAPIV) uyarlanan sıvı elemanın etkinliğine işaret etmektedir.

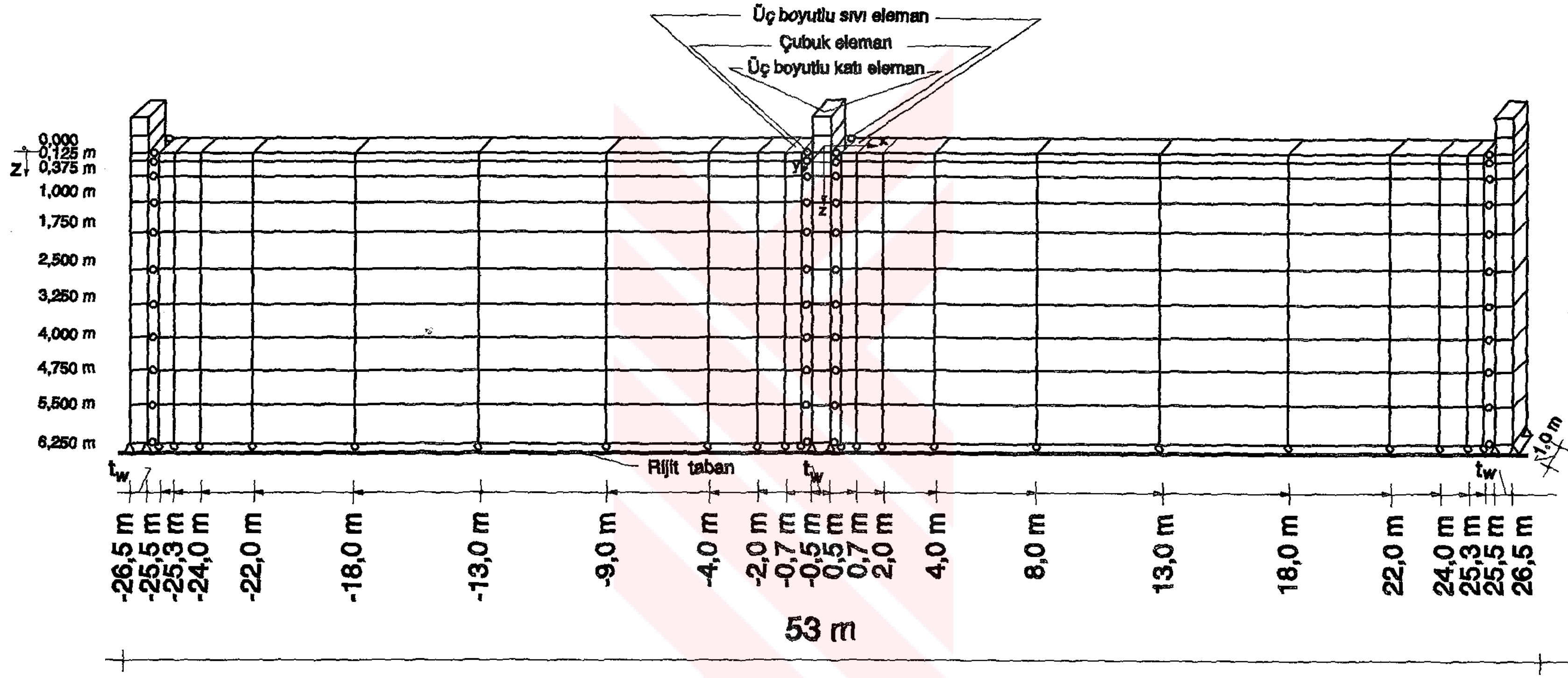
2.4.6. Sayısal Uygulama VI

Bu uygulamada su derinliği 6,25 m, gözlerin herbirinin enkesit boyutları içten içe, 25 m x 25 m olan iki gözlü bir deponun 13 Mart 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşenine göre çözümlemesi yapılmakta ve bu depo **D6** olarak adlandırılmaktadır (Şekil 110). Deponun inşasında kullanılan malzeme bundan önceki sayısal uygulamalara konu olan depolarda kullanılan malzemenin aynısıdır.



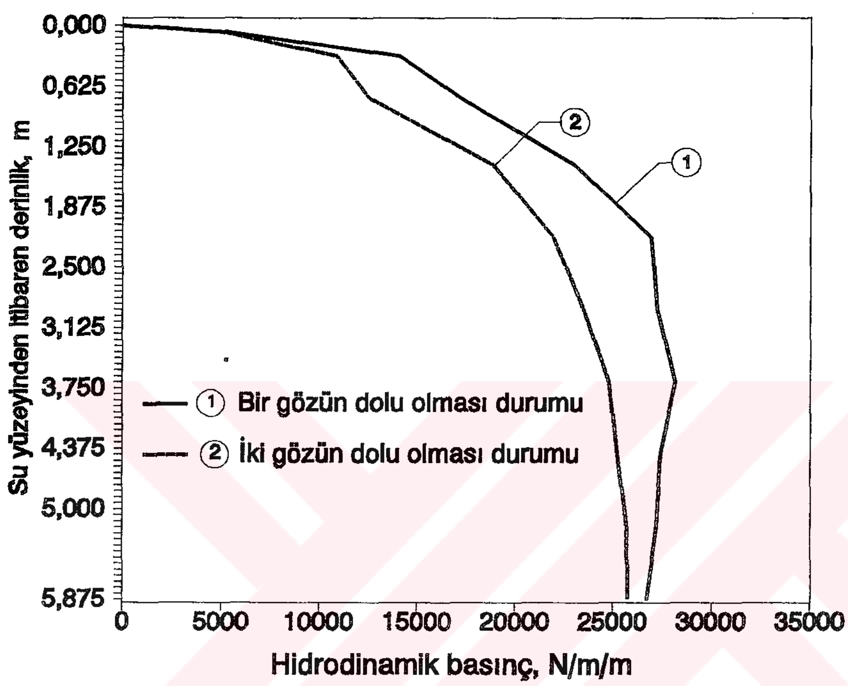
Şekil 110: Depo (D6) Plan ve Kesiti.

Bu deponun sonlu elemanlar yöntemine göre birim genişlikli modeli üzerinde çözüm için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 111 de verilmektedir.



Şekil 111: İki Gözlü Deponun (D6) Birim Genişlikli Modeli İçin Dikkate Alınan Sonlu Eleman Ağı.

Gözlerden sadece birinin ya da her ikisinin dolu olması durumları için depoda hesaplanan duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 112 de verilmektedir.



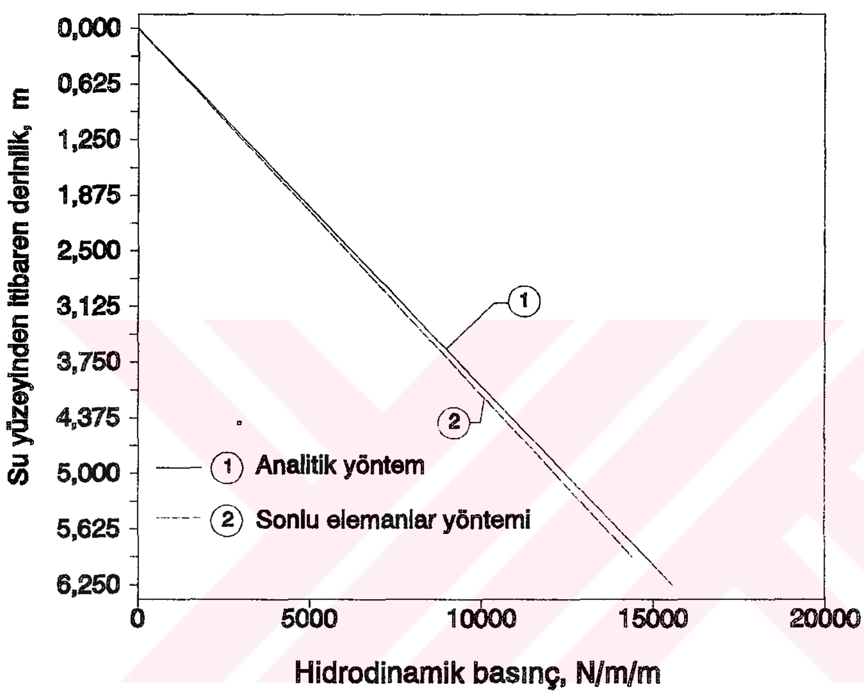
Şekil 112: Deponun (D6) Bir Gözünün Dolu Diğerinin Boş Yada Her İkisinin Dolu Olması Durumlarında Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

Bu şekilden görüldüğü gibi depo gözlerinden birinin dolu diğerinin boş olması durumu için ortak duvar üzerine etkiyen hidrodinamik basınçlar her iki gözün de dolu olması durumu için hesaplananlardan genellikle daha büyük olmaktadır.

2.4.7. Sayısal Uygulama VII

Bu uygulama Madde 2.4.3 de sayısal uygulama III'e konu olan deponun, 13 Mart 1992 Erzincan depreminin düşey bileşeni (bkz. Şekil 32) etkisindeki davranışlarının incelenmesi için gerçekleştirilmektedir.

Analitik [218] ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre depo duvarlarına, sözkonusu depremin düşey bileşeninden dolayı, yatay doğrultuda etkiyen hidrodinamik basınç dağılımları Şekil 113 de verilmektedir.

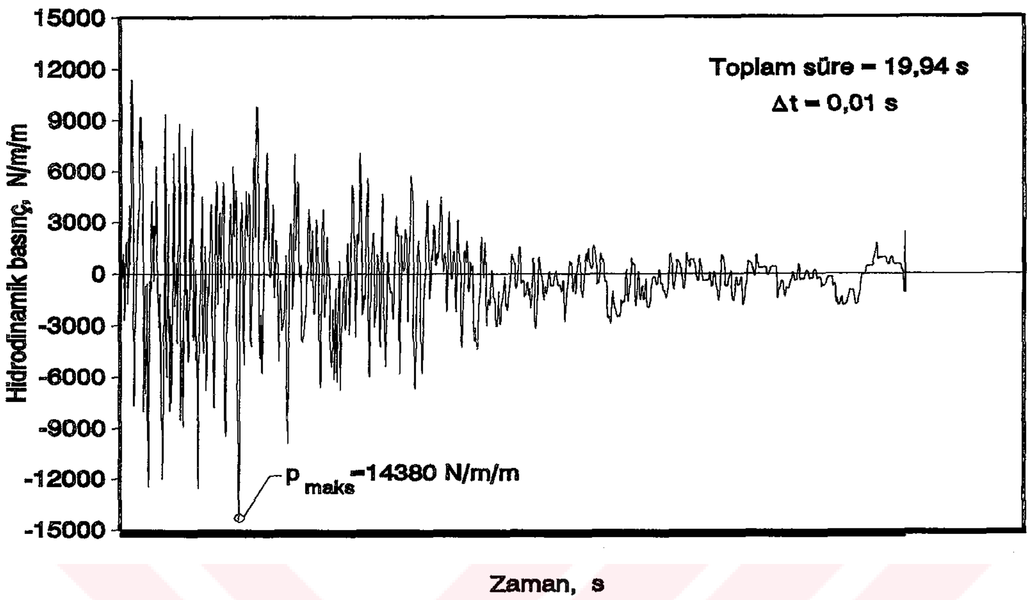


Şekil 113: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Düşey Bileşeninden Dolayı Analitik [218] ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerine Göre Hesaplanan Hidrodinamik Basınç Dağılımları.

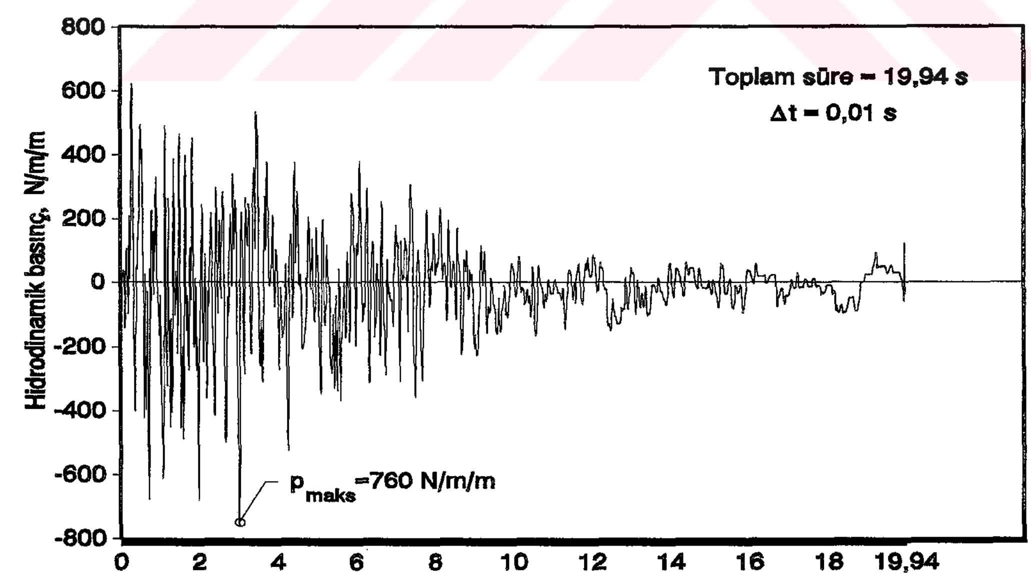
Bu şekilden;

- sonlu elemanlar ve analitik yöntem sonuçlarının birbirine çok yakın olduğu (maksimum fark %2),
- depo duvarları üzerindeki hidrodinamik basınçların su derinliği boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmektedir.

Bu sayısal uygulamadan Şekil 42b ye ilişkin 1 ve 10 nolu elemanlarda deprem süresince oluşan hidrodinamik basınç değişimleri sırasıyla Şekil 114 ve Şekil 115 de verilmektedir.



Şekil 114: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Düşey Bileşeninden Dolayı Oluşan Hidrodinamik Basınçların Deprem Süresince Değişimi (Şekil 42b, 1 Nolu Elemanda).



Şekil 115: Erzincan Depreminin (13 Mart 1992) Düşey Bileşeninden Dolayı Oluşan Hidrodinamik Basınçların Deprem Süresince Değişimi (Şekil 42b, 10 Nolu Elemanda).

Bu şekillerden görüldüğü gibi hidrodinamik basıncın deprem süresince değişimi, daha önce depremin yatay doğrultudaki bileşeni için hesaplanan basınçlarda olduğu gibi, depremin düşey doğrultudaki akselogramının ters işaretlisine benzemektedir (bkz. Şekil 32).

Burada sonlu elemanlar yöntemiyle Şekil 67a da verilen depo modelinin çözümlemesinden elde edilen maksimum dalga yüksekliği (d_{maks}) $2x10^{-5}$ m olarak elde edildiği, dolayısıyla da bunun ihmal edilebilecek düzeyde olduğunu belirtmek uygun olmaktadır

3. İRDELEME

Bu başlık altında formülasyonu Madde 2.1, 2.2 ve 2.3 de verilmiş olan analitik ve sonlu elemanlar yöntemlerini kullanarak Madde 2.4 de gerçekleştirilmiş olan sayısal uygulamalardan elde edilen sonuçlar üzerinde Lagrange yaklaşımıyla seçilmiş olan üç boyutlu sıvı elemanın etkinliği irdelenmektedir.

3.1. Statik Çözümleme

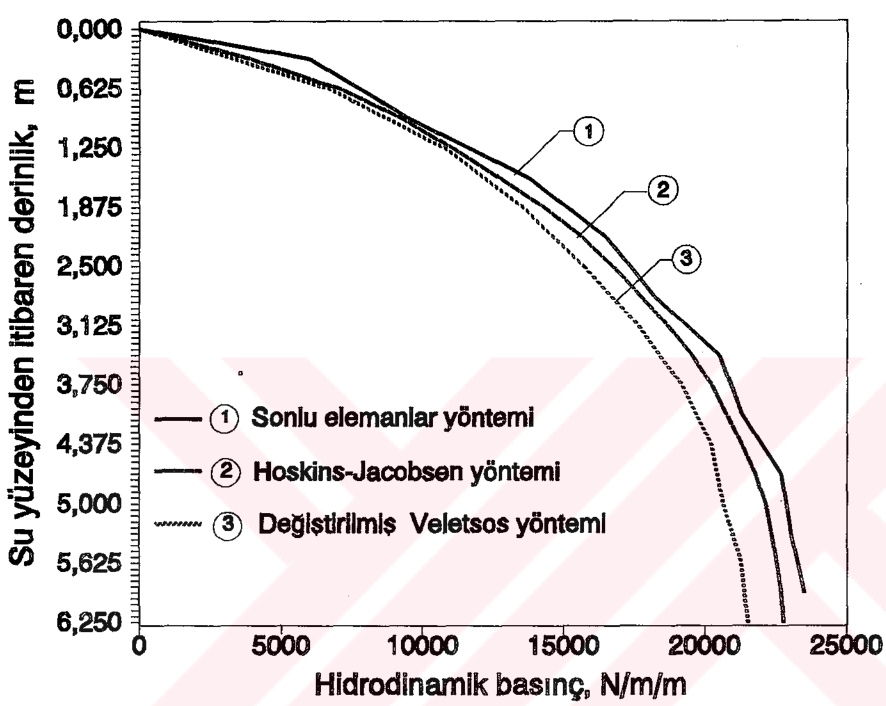
Birinci sayısal uygulamaya (bkz. Madde 2.4.1) konu olan deponun (D1), Lagrange yaklaşımıyla seçilen üç boyutlu sıvı elemanın kullanılması suretiyle, sonlu elemanlar ve analitik yöntemlerle belirlenen durgun haldeki suyun kendi ağırlığı altında yaptığı düşey yerdeğiştirmeler ve hidrostatik basınç değerleri birbirine eşit olmuştur (bkz. Tablo 3). Bu da Lagrange yaklaşımıyla seçilen ve yapısal çözümleme programına (SAPIV) uyarlanan sıvı elemanın depoların statik çözümlemesinde başarıyla kullanılabileceğine diğer bir deyişle yeterli etkinliğe sahip olduğuna işaret etmektedir.

3.2. Depreme Göre Rijit Çözümleme

İkinci sayısal uygulamaya (bkz. Madde 2.4.2) konu olan deponun (D2) sadece impuls basıncını dikkate alan Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist ile salınım basınçlarını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen ve depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçların su derinliği boyunca değişimleri şekillerle verilmiş ve kendi aralarında karşılaştırılmışlardır (bkz. Madde 2.4.2.1, Şekil 38, Şekil 39, Şekil 40 ve Şekil 41).

Bu deponun duvarlarına etkiyen ve sonlu elemanlar yöntemiyle dört farklı modele göre hesaplanan hidrodinamik basınç dağılımları ise Housner yöntemiyle hesaplananla birlikte verilmiştir (bkz. Şekil 43).

Diğer taraftan yine bu deponun, su uzunluğunun sonlu kabul edildiği, Hoskins-Jacobsen, değiştirilmiş Veletsos ve sonlu elemanlar yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları da aşağıdaki Şekil 116 da verilmektedir.



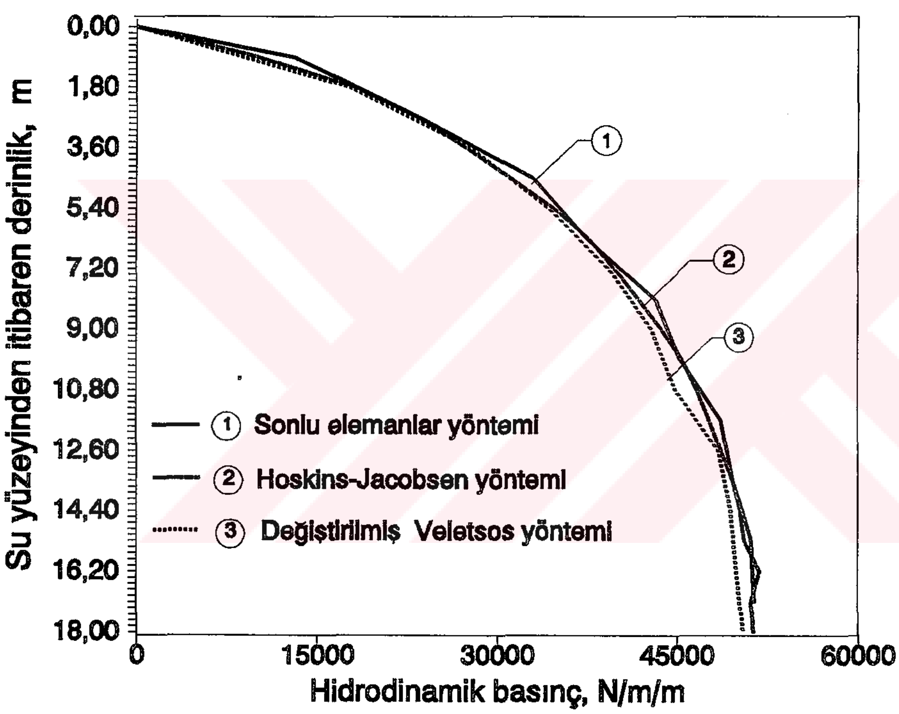
Şekil 116: Deponun (D2) Hoskins-Jacobsen, Değ. Veletsos ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerine Göre Rijit Çözümlemesinden Elde Edilen Hidrodinamik Basınçların Duvarlar Üzerindeki Dağılımları

Bu şekilden görüldüğü gibi sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan hidrodinamik basınçlar, depo tabanında Hoskins-Jacobsen yöntemine göre hesaplanandan %3, değiştirilmiş Veletsos yöntemine göre hesaplanandan ise %8 daha büyük olup her üç yönteme göre hesaplanan basınçların su derinliği boyunca değişimleri benzer kalmaktadır.

Üçüncü sayısal uygulamaya (bkz. Madde 2.4.3) konu olan deponun (D3) sadece impuls basıncını dikkate alan Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist ile salınım basınçlarını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen ve depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçların su derinliği boyunca değişimleri şekillerle verilmiş ve kendi aralarında karşılaştırılmışlardır (bkz. Madde 2.4.3.1, Şekil 63, Şekil 64, Şekil 65 ve Şekil 66).

Bu deponun duvarlarına etkiyen ve sonlu elemanlar yöntemiyle dört farklı modele göre hesaplanan hidrodinamik basınçların dağılımları Housner yöntemiyle hesaplananla birlikte verilmiştir (bkz. Şekil 68).

Diğer taraftan yine bu deponun, su uzunluğunun sonlu kabul edildiği, Hoskins-Jacobsen, değiştirilmiş Veletsos ve sonlu elemanlar yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları da aşağıdaki Şekil 117 de verilmektedir.



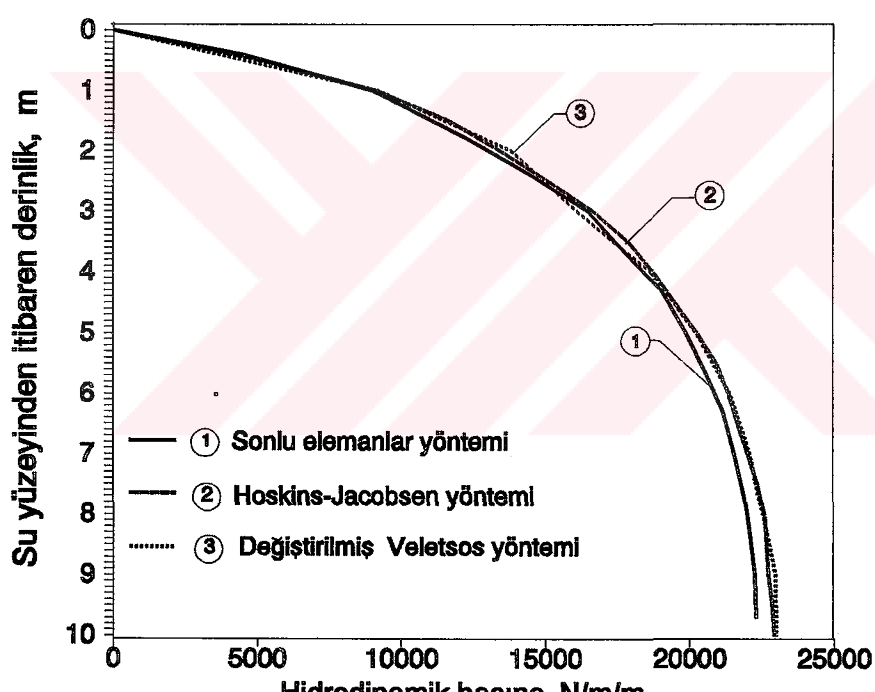
Şekil 117: Deponun (D3) Hoskins-Jacobsen, Değ. Veletsos ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerine Göre Rijit Çözümlemesinden Elde Edilen Hidrodinamik Basınçların Duvarlar Üzerindeki Dağılımları

Bu şekilden görüldüğü gibi her üç yöntemden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları birbirlerine son derece yakın olup aralarındaki fark hiç bir zaman %2 yi geçmemektedir.

Dördüncü sayısal uygulamaya (bkz. Madde 2.4.4) konu olan deponun (D4) sadece impuls basıncını dikkate alan Westergaard, Karman, Hoskins-Jacobsen ve Werner-Sundquist ile salınım basınçlarını da dikkate alan Housner ve değiştirilmiş Veletsos yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen ve depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçların su derinliği boyunca değişimleri şekillerle verilmiş ve kendi aralarında karşılaştırılmışlardır (bkz. Madde 2.4.4.1, Şekil 86, Şekil 87, Şekil 88 ve Şekil 89).

Bu deponun duvarlarına etkiyen ve sonlu elemanlar yöntemiyle dört farklı modele göre hesaplanan hidrodinamik basınçların dağılımları Housner yöntemiyle hesaplananla birlikte verilmiştir (bkz. Şekil 91).

Diğer taraftan yine bu deponun, su uzunluğunun sonlu kabul edildiği, Hoskins-Jacobsen, değiştirilmiş Veletsos ve sonlu elemanlar yöntemleriyle rijit çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları da aşağıdaki Şekil 118 de verilmektedir.



Şekil 118: Deponun (D4) Hoskins-Jacobsen, Değ. Veletsos ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerine Göre Rijit Çözümlemesinden Elde Edilen Hidrodinamik Basıncın Duvarlar Üzerindeki Dağılımları.

Bu şekilden görüldüğü gibi her üç yönteme göre hesaplanan hidrodinamik basınçlar su yüzeyinden itibaren 5 m derinliğe kadar yaklaşık olarak aynı kalmakta, bu derinlikten sonra sonlu elemanlar yöntemine göre hesaplanan basınçlar diğer yöntemlere göre hesaplananlardan daha küçük olmakta ve bu fark tabanda ancak %2 ye ulaşmaktadır.

Beşinci ve altıncı sayısal uygulamalara (bkz. Madde 2.4.5 ve Madde 2.4.6) konu olan değişken duvar kalınlıklı ve iki gözlü su depolarının (D5 ve D6) 13 Mart 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı doğrultusundaki bileşenine göre sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen rijit çözümlemelerinden elde edilen sonuçlar da analitik yöntemlerden elde edilenlerle uyum içersindedirler (bkz. Şekil 109 ve Şekil 112).

Diğer taraftan yedinci sayısal uygulamada sözkonusu depremin düşey bileşenine göre sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen sonuçlar da analitik yöntemden elde edilenlere son derece yakındır (bkz. Şekil 113).

Bu çalışmada birbirinden farklı yedi su deposunun, rijit kabulüyle, gerçekleştirilmiş olan yedi sayısal uygulamasından elde edilen sonuçlar aynı koşullarda bu çalışmaya konu olan analitik yöntemlerden elde edilenlere son derece yakın olması Lagrange yaklaşımıyla seçilmiş olan üç boyutlu sıvı elemanın analitik yöntem sonuçlarına göre yeterli etkinliğe sahip olduğunu göstermektedir.

Burada rijit çözümlemelerde Lagrange yaklaşımında kullanılan kısıtlama parametrelerinin sonuçlar üzerindeki etkisinin pratik uygulamalar için ihmal edilebilecek düzeyde olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

3.3. Depreme Göre Esnek Çözümleme

İkinci, üçüncü ve dördüncü sayısal uygulamalara konu olan depolar (D2, D3 ve D4) için yapı-sıvı etkileşimini dikkate alarak esnek çözümlemeden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları daha önce verilmiştir (bkz. Şekil 49, Şekil 73 ve Şekil 96).

Bu şekillerden görüldüğü gibi esnek duvarlı depolarda duvarlara uygulanan hidrodinamik basınç rijit duvarlı depodakine göre genellikle daha büyük olmaktadır. Rijit ve esnek duvarlı depo çözümlemelerinden elde edilen hidrodinamik basınçlar arasındaki fark sıvı serbest yüzeyi düzeyinden itibaren derinliğin ortasına kadar hızlı artmakta, daha sonra azalmaktadır. Bu sonuç teknik literatürde esnek gövdeli barajlar, esnek dikdörtgen ve silindirik depolar için verilen analitik yöntemlerden ve deneylerden elde edilen sonuçlarla paralellik arzetmektedir. Bu da sonlu elemanlar yöntemine göre Lagrange yaklaşımını kullanarak gerçekleştirilen sayısal çözümlemelerden elde edilen sonuçların gerçekten çok uzak olmadığına işaret etmektedir.

Daha önce depoların rijit çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımlarının kısıtlama parametrelerinden pratik olarak bağımsız olduğu belirtilmişti. Ancak depoların esnek çözümlemesinde durum aynı olmamaktadır. Aşağıdaki Tablo 4 de verilen sonuçlar kısıtlama parametresi katsayılarının dördüncü sayısal uygulamaya (bkz. Madde 5.4) konu olan deponun (D4), esnek (t_w=1,00 m) çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınçlar üzerindeki etkilerine bir örnek teşkil etmektedir.

Tablo 4 : Kısıtlama Parametresi Katsayılarının Dördüncü Sayısal Uygulamaya Konu Olan Deponun (D4) Esnek Çözümlemesinden Elde Edilen Hidrodinamik Basınçlar Üzerindeki Etkisi.

Eleman numarası	Hidrodinamik basınç (N/m/m)			
	$\psi_x=\psi_y=\psi_z=10$	$\psi_x=\psi_y=\psi_z=100$	$\psi_x=\psi_y=\psi_z=1000$	Maks. fark (%)
1	31248	30859	31351	1,5
2	32849	32430	32961	1,6
3	35695	35221	35822	1,7
4	40011	39454	40161	1,8
5	44990	44335	45166	1,8
6	50877	50106	51085	1,9
7	56889	55998	57130	2,0
8	62642	61633	62916	2,1
9	68234	67108	68569	2,1
10	72142	70434	72952	3,5
11	76268	74476	77128	3,5
12	74698	72958	75546	3,5
13	71477	69836	72291	3,5
14	58347	57026	59015	3,4
15	33741	32993	34128	3,4

Bu tablodan görüldüğü gibi kısıtlama parametresi katsayılarının 10,100 ve 1000 değerlerini alması durumlarında bile hidrodinamik basınçlar arasındaki maksimum fark %3,5 u geçmemektedir.

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı, dikdörtgen kesitli su depolarının, Lagrange'cı yaklaşımla seçilen sıvı elemanı kullanan, sonlu elemanlar yöntemiyle depo-sıvı-zemin etkileşimlerini de dikkate alarak analitik yöntemlerle karşılaştırılmalı olarak deprem etkisi altındaki davranışlarını incelemekti.

Bu amaçla birinci bölümde sıvı depoları konusunda giriş bilgilerinden sonra bu konuda bugüne kadar yapılmış olan çalışmalar üzerinde durulmuş, çalışmanın amaç ve kapsamı da bu bölümde verilmiştir.

İkinci bölümde birinci aşamada, depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik basınçların hesabı konusunda bir sentez çalışması verilmiş ve bu çalışmaya bağlı olarak geliştirilmiş olan bilgisayar programları üzerinde durulmuştur. İkinci aşamada, ilk olarak depo duvarlarına etkiyen hidrodinamik kuvvetlerin pratik hesabı için Graham-Rodriguez, Housner ve Hunt-Priestley yöntemleri temel bağıntılarıyla birlikte verilerek çeşitli depo karakteristikleri için sözkonusu yöntemlerden elde edilen sonuçlar irdelenmiş ve titreşim periyotlarıyla dalga yüksekliğinin pratik hesabına ilişkin bilgiler verilmiştir. Üçüncü aşamada, sonlu elemanlar yöntemi için bazı bilgilerin verilmesinden sonra, depoların bu yöntemle depo-sıvı etkileşimini de dikkate almak suretiyle deprem hesabı için kullanılan Westergaard'ın kütle ekleme yöntemiyle birlikte, Euler ve Lagrange yaklaşımları verilerek depo-zemin etkileşimini de dikkate alan çözümlerin bilgisayarla gerçekleştirilmesi üzerinde durulmuştur. Dördüncü aşamada, geliştirilmiş olan programlar yardımıyla, analitik yöntemlerle gerçekleştirilen sayısal uygulamalardan elde edilen sonuçlar kendi aralarında ve aynı depolara uygulanan sonlu elemanlar yönteminden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Üçüncü bölümde ise Lagrange yaklaşımıyla seçilmiş olan sıvı elemanın çeşitli özeliklere sahip depolar üzerinde ikinci bölümde analitik ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre gerçekleştirilmiş olan sayısal uygulamalardan elde edilen sonuçlara göre etkinliği incelenmiştir.

Gerçekleştirilmiş olan bu çalışmanın tümünden çıkartılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir:

- Birinci sayısal uygulamaya konu olan deponun (bkz. Madde 2.4.1), Lagrange'cı yaklaşımla seçilen üç boyutlu sıvı elemanın kullanılması suretiyle, sonlu elemanlar ve analitik yöntemlerle belirlenen durgun haldeki suyun kendi ağırlığı altında yapmış olduğu düşey yerdeğiştirmeler ve duvarlar üzerinde meydana getirdiği hidrostatik basınç değerleri birbirine eşit olmuştur (bkz. Tablo 3). Bu da Lagrange'cı yaklaşımla seçilmiş olan ve yapısal çözümleme programına (SAPIV) uyarlanmış olan sıvı elemanın depoların statik çözümlemesinde başarıyla kullanılabileceğine işaret etmektedir.

- İkinci, üçüncü ve dördüncü sayısal uygulamalara konu olan depoların (bkz. Madde 2.4.2, Madde 2.4.3 ve Madde 2.4.4) 13 Mart 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşenine göre sonlu elemanlar yöntemiyle rijit çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları analitik yöntemlerden elde edilenlere göre yakın olmuş (bkz. Şekil 43, Şekil 68 ve Şekil 91) ya da pratik olarak üstüste düşmüştür (bkz. Şekil 116, Şekil 117 ve Şekil 118). Bu durumda Lagrange'cı yaklaşımla seçilmiş olan sıvı elemanı kullanan sonlu elemanlar yönteminin depoların rijit çözümlemesinde analitik yöntemler kadar etkin bir şekilde kullanılabileceğini göstermektedir.

- İkinci, üçüncü ve dördüncü sayısal uygulamalara konu olan depolarda (bkz. Madde 2.4.2, Madde 2.4.3 ve Madde 2.4.4) esnek duvarlı durumda duvarlara uygulanan hidrodinamik basınç rijit duvarlı depodakine göre genellikle daha büyük olmuştur (bkz. Şekil 49, Şekil 73 ve Şekil 96). Rijit ve esnek duvarlı depo çözümlemelerinden elde edilen hidrodinamik basınçlar arasındaki fark su serbest yüzeyi düzeyinden itibaren derinliğin ortasına kadar hızlı artmış, daha sonra azalmıştır. Bu sonuç teknik literatürde esnek gövdeli barajlar, esnek dikdörtgen ve silindirik depolar için verilen analitik yöntemlerden ve deneylerden elde edilen sonuçlarla paralellik arzetmektedir. Bu da sonlu elemanlar yöntemine göre, Lagrange yaklaşımını kullanarak, gerçekleştirilen sayısal çözümlemelerden elde edilen sonuçların gerçekçi olabileceğine işaret etmektedir.

- Bu çalışmanın sayısal uygulamalarına konu olan depoların (bkz. Madde 2.4) statik ve depreme göre rijit çözümlemelerinde, Lagrange yaklaşımında kullanılan, kısıtlama parametrelerinin sonuçlar üzerindeki etkisi pratik uygulamalar için ihmal edilebilecek düzeydedir. Ancak depoların esnek çözümlemelerinde durum farklı olmaktadır (bkz. Bölüm 3, Tablo 4).

- Yedinci sayısal uygulamaya konu olan deponun (bkz. Madde 2.4.7) 13 Mart 1992 Erzincan depreminin düşey bileşenine göre analitik ve sonlu elemanlar yöntemleriyle yapılan çözümlemesinden elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları su üst yüzeyinden depo tabanına kadar doğrusal olarak değişmiş ve sözkonusu yöntemlerin verdikleri sonuçlar arasındaki fark %2 yi geçmemiştir.

Diğer taraftan bu uygulamada depremin düşey bileşeni etkisi altında sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan maksimum dalga yüksekliği $d_{maks}=2x10^{-5}$ m olarak hesaplanmıştır.

Bu maddede verilen sonuçlar da teknik literatürde mevcut sonuçları desteklemektedir.

- Beşinci sayısal uygulamaya konu olan eğimli (eğim yaklaşık %3) duvarlara sahip deponun 13 Mart 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşenine göre analitik ve sonlu elemanlar yöntemleriyle yapılan deprem hesabından elde edilen hidrodinamik basınç dağılımları arasındaki maksimum fark % 18 olmaktadır (bkz. Madde 2.4.5, Şekil 108 ve Şekil 109). Bu sonuçlar da kullanılan sonlu elemanlar yönteminin etkinliğine işaret etmektedir.

- İkinci sayısal uygulamaya konu olan çok sığ deponun bütün olarak çözümünden elde edilen hidrodinamik basınçlar birim genişliği üzerinde elde edilenlerden daha küçük kalmıştır (bkz. Madde 2.4.2, Şekil 58 ve Şekil 59). Sığ ve derin depolarda ise durum bundan çok farklı olmuştur (bkz. Madde 2.4.3, Şekil 81, Şekil 82 ve Madde 2.4.4, Şekil 104, Şekil 105). Bu da birim genişlikli depo çözümüne göre boyutlandırılan çok sığ depoların, bütün çözümlemeye göre daha emniyetli, sığ ve derin depoların ise emniyetsiz tarafta kalacağını göstermektedir. Ancak bu bağlamda çok sığ, sığ ve derin depo sınırlarının hassas bir şekilde belirlenebilmesi için daha çok sayıda sayısal çözümlemenin gerçekleştirilmesi kaçınılmaz olmaktadır.

- Sıvı uzunluğunu yarı sonsuz kabul ederek gerçekleştirilmiş olan yöntemler doluluk oranının (h/*l*) > 0,5 olması durumunda, sıvı uzunluğunu sonlu kabul edenlere göre daha büyük değerler vermekte dolayısıyla da projelendirilmelerde kullanılması durumunda ekonomik olmayan boyutlandırılmalara neden olmaktadırlar.

- Teknik literatürde farklı yöntemler olarak takdim edilen, dikdörtgen kesitli sıvı depolarının dinamik çözümlemelerine ilişkin Hunt-Priestley yöntemi Graham-Rodriguez yöntemiyle, Haroun yöntemi de Hoskins-Jacobsen yöntemiyle impuls basınçları yönünden birbirine eşdeğer olmaktadır.

● Su depolarının depreme göre, rijit kabulüyle, yapılan çözümlemelerinde sonlu eleman boyutlarının sonuçlar üzerindeki etkisi esnek depo kabulüyle gerçekleştirilen çözümlerden elde edilenlerden daha az olmaktadır.

● Bu çalışmanın sayısal uygulamalarına konu olan depoların birinci salınım moduna ilişkin periyot 5 s civarinda olduğundan hepsi de uzun periyotlu yapılar sınıfına girmektedir.

● Housner'in yarı sonsuz sıvı kabulüyle esnek duvarlı durum için önermiş olduğu bağıntılar (bkz. Madde 2.1.1.1.2.1) dikdörtgen kesitli depoların depreme göre hesabında, depoyu karakterize eden parametrelere karşı hassas olduğundan, ihtiyatla kullanılması gerekmektedir.

● Bu çalışmaya konu olan analitik yöntemler için geliştirilmiş olan programlarını depoların depreme göre projelendirilmesinde de kullanmak mümkündür.

● İkinci, üçüncü ve dördüncü sayısal uygulamalara konu olan depoların (bkz. Madde 2.4.2, Madde 2.4.3 ve Madde 2.4.4) duvarlarına etkiyen ikinci salınım moduna ilişkin salınım basıncı birinci moda ait olana göre ihmal edilebilecek düzeydedir (bkz. Şekil 40, Şekil 65 ve Şekil 88).

● Sıvıya ilaveten zeminin de depoyla etkileşiminin dikkate alındığı sönümsüz durumda elde edilen hidrodinamik basınçlar, zemin etkileşimin dikkate alinmaması durumunda elde edilenlerden daha büyük olmaktadır. Ancak sönüm arttıkça hidrodinamik basınçlar azalmakta ve sönümün belirli bir değerinden sonra zemin etkileşiminin dikkate alınmaması suretiyle hesaplanmış olan hidrodinamik basınçlardan daha küçük değerler almaktadır (bkz. Madde 2.4, Şekil 61, Şekil 84 ve Şekil 107). Bu husus daha önce gerçekleştirilmiş olan çalışmalardan elde edilen sonuçları teyit etmektedir (bkz. Madde 2.3.3).

● Deponun bütününü dikkate alan modeller üzerinde, bugün için, sonlu elemanlar yöntemiyle adım adım integrasyon tekniğini kullanmak suretiyle, gerçekleştirilen çözümler ihtiyaç duyulan geçici kütükler nedeniyle çok fazla bilgisayar bellek kapasitesi ve zamanı kullanmayı gerektirmektedir. Bu bakımdan depo-zemin etkileşiminin gerçekçi bir şekilde dikkate alınması gerekli hesap zamanı, yazılım ve donanımı kullanmayı daha da artırmaktadır.

Özetle, gerçekleştirilen bu çalışma, Lagrange yaklaşımıyla seçilen üç boyutlu sıvı elemanının, depoların sıvı ve zeminle etkileşimlerini de dikkate almak suretiyle, dikdörtgen kesitli su depolarının statik ve dinamik hesaplarında, bu konudaki mevcut analitik yöntemlerle karşılaştırıldığında, başarıyla kullanılabileceğini göstermektedir.

Ancak, elde edilen sonuçlar hiç bir zaman depoyu karakterize eden parametrelerden bağımsız olmadığından, bu sonuçların çalışmanın sayısal uygulamalarına konu olan depolar için geçerli olduğunu, bunları tüm depolara genelleyebilmek için model ve gerçek depolar üzerinde daha çok sayıda, depo-sıvı etkileşimini de dikkate alan, teorik ve deneysel çalışmaların yapılmasının ve elde edilen sonuçların birlikte değerlendirilmesinin yararlı olacağını belirtmek uygun olmaktadır.

5. KAYNAKLAR

1. Doğangün, A., Betonarme Sıvı Depoları ve Projelendirme İlkeleri, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 1989.

2. Kays, W. B., Construction of Linings for Reservoirs, Tanks and Pollution Control Facilities, John Wiley & Sons, New York, 1977.

3. Perkins, P.H., Concrete Structures Repair, Waterproofing ve Protection, Applied Science Publishers, London, 1978.

4. Lufsky, K., Yapılarda Su İzolasyonu, Seyaş Yayınları, İstanbul, 1980.

5. Grieve, R., Deterioration of Concrete Water Tanks in Cold Climates, Environment Treatment & Control, (1989) 51-54.

6. Muslu, Y., Su Temini ve Çevre Sağlığı, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul, 1978.

7. İ.B.T.Ş., Şehir ve Kasaba İçmesuyu Projelerinin Hazırlanmasına ait Yönetmelik, İller Bankası, Ankara, 1985.

8. Manning, G. P., Concrete Reservoirs and Tanks, Concrete Publications, London, 1967.

9. Guerrin, A., Traité de Béton Armé, Tom:2, Dunod, Paris, 1968.

10. Charon, P., Le Calcul Et La Vérification Des Ouvrages en Béton Armé, Eyrolles, Paris, 1976.

11. Chali, A., Circular Storage Tanks and Silos, John Wiley & Sons, New York, 1979.

12. Celasun, H., Betonarme Yapılar, İDMMA Yayınları, 156, İstanbul, 1980.

13. Anchor, R.D., Design of Liquid-Retaining Concrete Structures, Surrey University Press, 1981.

14. Wasti, T. ve Utku, M., Dairesel Kesitli Silindirik Su Tankları, Su Yapıları Semineri, ODTÜ-DSİ, 28-30 Haziran 1988, Samsun, DSİ Basım ve Foto-Film İşletme Müdürlüğü Matbaası 1987, 26-54.

15. Demir, H., Altan, M. ve Güler, K., Betonarme Depolar, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul, 1988.

16. Chau, K.W. ve Lee, S.T., Computer Aided Design Package RCTANG for the Analysis and Design of Reinforced Concrete Tanks, Computers & Structures, 41, (1991) 789-799.

17. Hüsem, M., Dikdörtgen Kesitli Betonarme Sıvı Depolarının Projelendirilmesinde Kullanılan Çeşitli Yöntemlerin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 1990.

18. Durmuş, A. ve Hüsem, M., Betonarme Sıvı Depolarına ait Bazı Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye İnşaat Mühendisliği XI. Teknik Kongresi, 8-11 Ekim 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 66-83.

19. Hüsem, M. ve Durmuş, A., Hidrostatik Basınç Etkisindeki Betonarme Plakların Plastik Mafsal Çizgileri Teorisine Göre Hesabı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye İnşaat Mühendisliği XI. Teknik Kongresi, 8-11 Ekim 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 83-96.

20. Pernot, P., Le Béton Armé, J.B., Baillére et Fils Editeurs, Paris, 1954.

21. Wang, R.S.C. ve Gould, P.L., Continuously Supported Cylindrical Conical Tanks, Journal of the Structural Engineering Division, 100, (1974) 2037-2052.

22. Gould, P.L., Sen, K.S., Wang, R.S.C., Suryoutomo, H. ve Lowrey, R.D., Column Supported Cylindrical Conical Tanks, Journal of the Structural Engineering Division, 102, (1976) 429-447.

23. Gambhir, M.L., Reinforced Concrete Water Tanks With Vertical Walls Subjected to

Compression, Indian Concrete Journal, (1986) 103-108.

24. Ostenfeld, ve Kalhauge, E., Réservoirs et Silos en Béton Précontraint, Extrait de Travaux, (1956) 1-15.

25. Priestley, M.J.N., Analysis and Design of Circular Prestressed Storage Tanks, Journal of Prestressed Concrete Institute, 30, (1985) 64-85.

26. Çıtıpıtıoğlu, E. ve Akın, C., 50000 m³ lük Küresel Kubbeli, Sonradan Germe Betonlu Silindirik Su Deposu Tasarımı, TMMOB Türkiye İnşaat Mühendisliği 8. Teknik Kongresi, 1985, Ankara, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 131-140.

27. Çıtıpıtıoğlu, E., Betonarme ve Sonradan Germe Beton Silindirik Su Depoları, Su Yapıları Semineri, 28-30 Haziran 1988, Samsun, DSİ Basım ve Foto-Film İşletme Müdürlüğü Matbaası, 262-290.

28. Anon, Precasting and Lifting of Reinforced Concrete Water Tanks, Bombay, Indian Concrete Journal, (1987) 37-39.

29. DSİ, Su Tutucu Betonarme Yapıların Projelendirmesine Ait Genel Teknik Şartname, DSİ Basım ve Foto Film İşletme Müdürlüğü, Ankara, 1987.

30. BS 5337., Code of Practise for the Structural Use of Concrete for Retaining Adequeous Liquids, British Standard Institution, London, 1982.

31. TS 3599., Su Depoları ve Yüzme Havuzlarının sızdırma Yalıtımı, Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara, 1981.

32. Steinbrugge, K.V. ve Flores, R., The Chilean Earthquakes of May 1960: A Structural Engineering Viewpoint, Bulletin of the Seismological Society of America, 5 3 , 2 (1963) 225-307.

33. Rinne, J.E., Oil Storage Tanks, The Prince Willam Sound Alaska Earthquake of 1964 and Aftershocks, US Department of Commerce ESSA, Coast and Geodetic Survey, Vol II, Washington, 1967, 245-252.

34. Jennings, P.E.,(Ed), Engineering Features of the San Fernando Earthquake, EERI-71-02, California Institute of Technolgy, Pasedene, 1971.

35. Hanson, R.D., Behavior of Liquid Storage Tanks, in the Great Alaska Earthquake of 1964, National Academy of Sciences, 7, (1973) 331-339.

36. Kowano, K., Oda, T., Yoshida, K., Yamamoto, S., Shibuva, T. ve Yamada, S., Damages of Oil Storage Tanks for off Miyagi Prefecture Earthquake of June 12, 1978, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, 507-510.

37. Haroun,M.A., Behaviour of Unanchored Oil Storage Tanks: Imperial Valley Earhquake, Journal of Engineering Mechanics, 109, (1983) 23-40.

38. Manos, G.C. ve Clough, R.W., Tank Damage During The May 1983 Coalinga Earthquake, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 13, (1985) 449-466.

39. Manos, G.C., Earthquake Tank Wall Stability of Unanchored Tanks, Journal of Structural Engineering, 112, (1986) 1863-1879.

40. Nielsen, R. ve Kiremidjian, A.S., Damage to Oil Refineries From Major Earthquakes, Journal of Structural Engineering, 112, (1986) 1481-1491.

41. Berz, G., List of Major Natural Disasters, 1960-1987, Natural Hazards, 1, (1988) 97-99.

42. Priestley, M.J.N., Davidson,B.J., Honey, G.D., Hopkins, D.C., Martin, R.J., Ramsey, G., Vessey, J.V. ve Wood, J.H., Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, New Zealand, 1986.

43. Seed, H.B. ve Whitman, R.W., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE, Specialty Conference Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 1970, 147-193.

44. Erdik, M., Deprem Mühendisliği Raporu, Türkiye İnşaat Mühendisliği IX Teknik Kongresi, 16-20 Kasım 1987, Ankara, Bildiriler Kitabı, Cilt I, XIX-XXIII.

45. Hamada, M., Izumi, H. ve Omori, K., Behaviour of Underground Tanks During Earthquakes, The 5 th. European Conference on Earthquake Engineering, 1975, İstanbul, 1-5.

46. Iwatate, T., Kokusho,T. ve Oooku, S., Seismic Stability of Embedded Tank, 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, 173-180.

47. Goto, Y. ve Shirasuna, T., Studies on Earthquake Response of Grouped Underground Tanks in Soft Ground, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, 331-334.

48. Goto, Y. ve Shirasuna, T., Studies on Earthquake-Resistant Design of Grouped Underground Tanks in Soft Ground, The 8 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco, 405-412.

49. Shirasuna, T. ve Goto, Y., Response Behavior of Large-Scale Underground Tanks, The 8 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco, 413-420.

50. Ouchi, H. ve Toshikazu, T., Analytical Study of Ultimate Behavior of Underground LNG Storage Tanks Subjected to Both Thermal and Seismic Earth Pressure Load, Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Seminar Proceedings, May 21-24, 1985, Tokyo, 645-655.

51. Bayülke, N., 100 Metreküplük Bir Yüksek Su Haznesinin Deprem Analizi, Deprem Araştırma Bülteni, 12, (1976) 27-35.

52. Bayülke, N., Silindirik Kabuk Ayaklı Yüksek Su Haznesinin Deprem Hesabı, Deprem Araştırma Bülteni, 33, (1981) 69-85.

53. Durmuş, A. ve Doğangün, A., Türkiye'de Tip Proje olarak Uygulanan Ayaklı Betonarme Sıvı Depolarının Deprem Emniyeti, Deprem Araştırma Bülteni, 65, (1989), 69-82; Prefabrik Birliği Yayın Organı, 22, (1992) 17-24.

54. Durmuş, A. ve Doğangün, A., Türkiye'de Tip Proje (T.P.4/2) olarak Uygulanan Ayaklı Betonarme Su Depolarının Depreme Karşı Güvenliklerinin İncelenmesi, Uludağ Üniversitesi Balıkesir Mühendislik Fakültesi II. Balıkesir Mühendislik Sempozyumu, 30-31 Mayıs 1991, Balıkesir, Bildiriler Kitabı, İnşaat Gurubu, 221-220.

55. Sonobe,Y. ve Nishikawa, T., Study of the Earthquake Proof Design of Elevated Water Tanks, The 4th. World Conference on Earthquake Engineering, 1969, Santiago, Vol IV, 11-24.

56. Shepherd, R., Two Mass Representation of a Water Tower Structure, Journal of Sound and Vibrations, 24, (1972).

57. Haroun, M.A. ve Ellaitthy, H.M., Seismically Induced Fluid Forces on Elevated Tanks, Journal of Technical Topics in Civil Engineering, 111, 1 (1985) 1-15.

58. Housner, G.W., The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, 53, 2 (1963) 403-417.

59. Resheidat, M.R. ve Sunna, H., Behavior of Elevated Storage Tanks During Earthquakes, Proceedings of the Third U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, 2143-2154.

60. Celep, Z. ve Güler, K., Harmonic and Seismic Responses of a Plate-Column System on a Tensionless Foundation, The 9 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1990, Moscow, Vol VII, 13-22.

61. Dieterman, H.A., Dynamics of Tower, Liquid-Structure-Foundation Interaction, Ph. D. Thesis, TU Delft, Netherland, 1988.

62. Jacobsen, L.S. ve Ayre, R.S., Hydrodynamic Experiments With Rijit Cylindrical Tanks Subjected to Transient Motions, Bulletin of the Seismological Society of America, 41, (1951) 313-346.

63. Rammerstorfer, F.G., Scharf, K. ve Fischer, F.D., Storage Tanks Under Earthquake Loading, Journal of Applied Mechanics Reviews, 43, (1990) 261-281.

64. Guthrie, F., On Stationary Liquid Waves, Philosophical Magazine, 50, 4 (1875) 290-337.

65. Rayleigh, L., On Waves, Philosophical Magazine, 1, (1876) 257-279.

66. Rayleigh, L., On the Vibrations of a Cylindrical Vessel Containing Liquid, Philosophical Magazine, 15, (1883) 385-389.

67. Nikolai, E.L., On the Vibrations of a Thin-Walled Cylinder, Zhurnal Russkogo Fiziko-khimicheskogo Obshchestra, 11, 1 (1909).

68. Uluç, A.F., Dynamic Analysis of Liquid-Filled Circular Cylindrical Shells, Master Thesis, O.D.T.Ü., Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Ankara, 1973.

69. Karadeniz, H., Dönel İnce Kabuk-Sıvı Ortak Sisteminin Dinamik Hesabı, Deprem Araştırma Bülteni, 19, (1976) 17-44.

70. Veletsos, A.S. ve Yang, J.Y., Dynamics of Fixed-Base Liquid Storage Tanks, Proceedings of USA-Japan Seminar for Earthquake Engineering Research With Emphasis on Lifeline Systems, 1976, Tokyo, 317-341.

71. Fischer, F.D., Dynamic Fluid Effects in Liquid-Filled Flexible Cylindrical Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 7, (1979) 587-601.

72. Housner, G.W. ve Horoun, M.A., Dynamic Analysis of Liquid Storage Tanks, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, Vol VIII, 431-438.

73. Fujita, K., A Seismic Response Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tanks, Bulletin of JSME, 24, (1981) 1029-1036.

74. Balendra, T., Ang, K.K., Paramasivam, P. ve Lee, S.L., Seismic Design of Flexible Cylindrical Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10, (1982) 477-496.

75. Haroun,M.A. ve Housner, G.W., Dynamic Characteristics of Liquid Storage Tanks, Journal of Engineering Mechanics, 108, (1982) 783-800.

76. Haroun, M.A. ve Housner, G.W., Complications in Free Vibration Analysis of Tanks, Journal of Engineering Mechanics, 108, (1982) 801-818.

77. Gyoten, Y., Mizuhata, K., Fukusumi, T., Nozoe, H. ve Katabuki, A., Dynamic

Analysis of Cylindrical Shells and Liquid Storage Tanks, Memoirs of the Faculty of Engineering Kobe University, 30, (1983) 1-17.

78. Fukusumi, T., Gyoten, Y., Mizuhata, K. ve Nozoe, H., Vibration Analysis of Liquid Storage Thin Cylindrical Shells, Reprinted from Theoretical and Applied Mechanics, Vol:32, University of Tokyo Press, 1984, 143-152.

79. Gupta, R.K. ve Hutchinson, G.L., Free Vibration Analysis of Liquid Storage Tanks, Journal of Sound and Vibration, 122, 3 (1988) 491-506.

80. Liu, W.K. ve Uras, R.A., Transient Failure Analysis of Liquid-Filled Shells Part 1 :Theory, Nuclear Engineering And Design, 117, (1989) 107-140.

81. Liu, W.K. ve Uras, R.A., Transient Failure Analysis of Liquid-Filled Shells Part 2: Applications, Nuclear Engineering And Design, 117, (1989) 141-157.

82. Fujita, K., A Seismic Response Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tanks on an Elastic Foundation, Bulletin of JSME, 25, (1982) 1977-1984.

83. Zaman, M.M. ve Mahmood, I.E., Analysis of Cylindrical Storage Tank-Foundation Interaction Using Finite Element Method, Indian Geotechnical Journal, 18, 4 (1988) 354-384.

84. Natsiavas, S. ve Babcock, C.D., Behavior of Unanchored Fluid-Filled Tank Subjected to Ground Excitation, Journal of Applied Mechanics, 110, (1988) 648-653.

85. Seeber, R., Fischer, F.D. ve Rammerstorfer, F.G., Analysis of a Three-Dimensional-Tank-Liquid- Soil Interaction Problem, Journal of Pressure Vessel Technology, 112, (1990) 28-33.

86. Veletsos, A.S. ve Tang, Y., Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 19, (1990) 473-496.

87. Aslam, M. ve Godden, W.G., Earthquake Sloshing in Annular and Cylindrical Tanks, Journal of Engineering Mechanics Division, 105, (1979) 371-379.

88. Kobayashi, N., Impulsive Pressure Acting on the Tank Roofs Caused by Sloshing Liquid, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, Vol V, 315-322.

89. Fujita, K., A Seismic Response Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tanks Including the Effects of Sloshing, Bulletin of JSME, 24, (1981) 1634-1641.

90. Kobayashi, N., Mieda, T., Shibata, H. ve Shinozaki, Y., A Study of the Liquid Slosh Response in Horizontal Cylindrical Tanks, Journal of The Pressure Vessel Technolgy, 111, (1989) 32-38.

91. Ishida, K., Rocking Behavior of Cylindrical Liquid Storage Tanks, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, Vol V, 475-478.

92. Haroun,M.A. ve Ellaithy, H.M., Model for Flexible Tanks Undergoing Rocking, Journal of Engineering Mechanics, 111, (1985) 143-157.

93. Dorninger, K., Fischer, F.D., Rammerstorfer, F.G. ve Seeber, R., Progress in the Analysis of Earthquake Loaded Tanks, The 8 th. European Conference on Earthquake Engineering, 1986, Lisbon, Vol VI, 73-79.

94. Leon, G.S. ve Kausel, E.A.M., Seismic Analysis of Fluid Storage Tanks, Journal of Structural Engineering, 112, (1986), 1-18.

95. Veletsos, A.S. ve Tang, N., Rocking Response of Liquid Storage Tanks, Journal of the Engineering Mechanics, 113, (1987) 1774-1792.

96. Ishida, K. ve Kobayashi, N., An Effective Method of Analyzing Rocking Motion for Unanchored Cylindrical Tanks Including Uplift, Journal of The Pressure Vessel Technolgy, 110, (1988) 76-87.

97. Peek, R., Analysis of Unanchored Liquid Storage Tanks Under Lateral Loads, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16, (1988) 1087-1100.

98. Peek, R. ve Jennings, P.C., Simplified Analysis of Unanchored Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16, (1988) 1073-1085.

99. Peek, R., Jennings, P.C. ve Babcock, C.D., Preuplift Method to "Anchor" Liquid Storage Tanks, Journal of Structural Engineering, 114, (1988) 475-486.

100. Natsiavas, S. An Analtical Model for Unanchored Fluid-Filled Tank Under Base Excitation, Journal of Applied Mechanics, 110, (1988) 648-653.

101. Natsiavas, S., Analysis for the Seismic Response of Liquid Containers, Research and Practise Proceedings, Structures Congress 89, , May 1-15, 1989, San Francisco, 458-464.

102. Niwa, A. ve Clough, R.W., Buckling of Cylindrical Liquid- Storage Tanks Under Earthquake Loading, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10, (1982) 107-122.

103. Fischer, F.D. ve Rammerstorfer, F.G., Stability of Liquid Storage Tanks Under Earthquake Excitation, The 8 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco, 215-222.

104. Natsiavas, S. ve Babcock, C.D., Buckling at the Top of a Fuid-Filled Tank During Base Excitation, Journal of Pressure Vessel Technology, 109, (1987) 374-380.

105. Uras, R.A. ve Liu, W.K., Dynamic Buckling of Liquid-Filled Shells Under Horizontal Excitation, Journal of Sound and Vibration, 141, 3 (1990) 389-408.

106. Kana, D.D ve Dodge, F.T., Design Support Modeling of Liquid Slosh in Storage Tanks Subject to Seismic Excitation, Proc. of ASCE Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, Decembre 1975, Vol IA, 307-337.

107. Marchaj, T.J., Importance of Vertical Accelaration in the Design of Liquid Containing Tanks, Proceedings of the 2 nd. U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Aug. 22-24 1979, Stanford, 146-155.

108. Veletsos, A.S. ve Kumar,A., Dynamic Response of Vertically Excited Liquid Storage Tanks, The 8 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco, Vol VII, 453-460

109. Haroun, M.A. ve Tayel, M.A., Axisymmetrical Vibrations of Tanks-Numerical, Journal of Engineering Mechanics Division, 111, (1985) 329-345.

110. Haroun, M.A. ve Tayel,, M.A., Axisymmetrical Vibrations of Tanks-Analitical, Journal of Engineering Mechanics Division, 111, (1985) 346-358.

111. Haroun, M.A. ve Tayel,, M.A., Response of Tanks to Vertical Seismic Excitations, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 13, (1985) 583-595.

112. Fischer, F.D. ve Seeber, R., Dynamic Response of Vertically Excited Liquid Storage Tanks Considering Liquid-Soil Interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16, (1988) 329-342.

113. Fukusumi, T., Kusakabe, K. ve Nozoe, H., Vertical Vibration of Cylindrical Tank With Deformable Bottom Plate, The 8 th. Japan Earthquake Engineering Symposium, 1990, Tokyo, 1341-1346.

114. Fischer, F.D., Rammerstorfer, F.G. ve Scharf, K., Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks Under Three Dimensional Earthquake Excitation, Structural Dynamics-Recent Advances, Ed.: G.I. Schuellor, Springer Verlag, 1991, 317-371.

115. Clough, R.W., Niwa,A. ve Clough, D.P., Experimental Seismic Study of Cylindrical Tanks, Journal of the Structural Division, 105, (1979) 2565-2590.

116. Minowa, C., Dynamic Analysis of Rectangular Tanks, The 7 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1980, İstanbul, 447-450.

117. Haroun, M.A., Vibration Studies and Test of Liquid storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 11, (1983) 179-206.

118. Minowa, C., Experimental Studies of Aseismic Properties of Various Type Water Tanks, The 8 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco 945-952.

119. Rammerstorfer, F.G., Scharf, K.,Fischer, F.D. ve Seeber, R., Collapse of Earthquake Excited Tanks, Res Mechanica Journal, 25, (1988) 129-143.

120. Manos, G.C., Correlation of Cylindrical Tank Wall Buckling With an Earthquake Motion Recorded at a Small Distance From the Tank, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 18, (1989) 169-184.

121. Chalhoub, M.S. ve Kelly, J.M., Shake Table Test of Cylindrical Water Tanks in Base Isolated Structure, Journal of the Engineering Mechanics, 116, (1990) 1451-1472.

122. Hoskins, L.M. ve Jacobsen, L.S., Water Pressure in a Tank Caused by Simulated Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, 24, (1934) 1-32.

123. Housner, G.W., Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers, Bulletin of the Seismological Society of America, 47, (1957) 15-35.

124. Hunt, B. ve Priestley, N., Seismic Water Waves in a Storage Tank, Bulletin of the Seismological Society of America, 68, (1978) 487-499.

125. Graham, E.W. ve Rodriquez, A.M., Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics, Journal of Applied Mechanics, 19, (1952) 381-388.

126. Housner, G.W., Dynamic Behavior of Water Tanks, Bulletin of the Seismological Society of America, 53, (1963) 381-387.

127. Newmark, N.M. ve Rosenblueth, E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, New York, 1971.

128. Wood, J.H., Earthquake Stresses in Concrete Reservoirs, NZPI AGM and Technical Conference, November 1975, Wairakei, 1-41.

129. Epstein, H.I., Seismic Design of Liquid-Storage Tanks, Journal of Structural Division, 102, (1976) 1659-1673.

130. Dong, R.G. ve Tokarz, F.J., Seismic Analysis of Large Pools, Report no:UCRL-52167, Lawrance Livermore Laboratories, November 17, 1976.

131. Aydın, A., Su Depolarının Titreşimi ve Bu Depolarda Dinamik Basıncın

Hesaplanması, TMMOB Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı:288-289, (1979) 11-18.

132. Davidovici, V. et Haddadi, A., Calcul Pratique de Réservoirs en Zone Sismique, Annales de l'ITBTP, 409, (1982) 1-59.

133. Barros, R.C., Dynamic Analysis of Liquid Storage Tanks, The 8 th. European Conference on Earthquake Engineering, 1986, Lisbon, Vol VI, 81-88.

134. Doğangün, A. ve Durmuş,A., Dikdörtgen Depoların Deprem Etkileri Altında Davranışlarının Çeşitli Yöntemlerle İncelenmesi, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı III. Sempozyumu, 15-18 Haziran 1992, İstanbul, Cilt I, 68-76.

135. ERDA TID 7024., Nuclear Reactors and Earthquakes, United States Atomic Energy Commission, 1963.

136. Blume, J.A., ve Associates, Summary of Current Seismic Design Practise For Nuclear Reactor Facilities (TID 25021), United States Atomic Energy Commission-Division of Technical Information, 1967.

137. Bauer, H.F., Hsu, T.M. ve Wang, J.T.S., Interaction of a Sloshing Liquid with Elastic Container, Journal of Basic Engineering, 90, (1968) 373-377.

138. Bauer, H.F., Hydroelastic Vibration in a Rectangular Container, International Journal of Solids and Structures, 17, (1981) 227-260.

139. Gündüz, A.N., Duvarları Elastik Sonsuz Uzun Sıvı Haznelerinin Bağlaşık Titreşimleri, V. Ulusal Mekanik Kongresi, Eylül 1987, Kirazlıyayla, Bildiriler Kitabı, 522-533.

140. Gündüz, A.N., Rijit Zemine Oturan Dikdörtgen Sıvı Haznelerinin Titreşimi, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı II Sempozyumu, 1990, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 55-67.

141. Abramson, H.N., Dynamic Behavior of Liquids in Moving Container, Applied Mechanics Reviews, 16, (1963) 501-506.

142. Bauer, H.F., On the Destabilizing Effect of Liquids in Various Vehicles, Vehicle System Dynamics, 1, (1972) 639-652.

143. Bauer, H.F., Oscillations of Immisciple Liquids in a Rectangular Container; A new Damper for Excited Structures, Universitat der Bundeswehr München, LRT-WE-9-FB-12, 1982.

144. Faltinsen, O.M., A Nonlinear Theory of Sloshing in Rectangular Tanks, Journal of Ship Research, 18, (1974) 224-241.

145. Bauer, H.F., Non-Linear Hydroelastic Vibrations in Rectangular Containers, Forschungsberichte, Universitat der Bundeswehr München, 1987.

146. Lepettier, T.G. ve Raichlen, F., Non Linear Oscillation in Rectangular Tanks, Journal of Engineering Mechanics, 114, (1988) 1-23.

147. Cox, E.A. ve Martel, M.P., Discussion of ' Non Linear Oscillation in Rectangular Tanks written by Lepettier, T.G., Raichlen, F., appered in Journal of Engineering Mechanics, 114, (1988) 1-23, Journal of Engineering Mechanics, 115, (1989) 1585-1587.

148. Horoun, M.A. ve Chen, W., Seismic Large Amplitude Liquid Sloshing Theory, Proceedings of the Sessions Related to Seismic Engineering at Structures Congree 89, 1989, 418-427.

149. Hanna, Y.G. ve Humar, J.L., Boundary Element Analysis of Fluid Domain, Journal of the Engineering Mechanics Division, 108, (1982) 436-449.

150. Tsai, C.S. ve Lee, G.C., Arch Dam-Fluid Interaction: By FEM-BEM and Substructure Concept, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 24 (1987) 2367-2388.

151. Welf, D.H., Wolf, J.P. ve Bachmann, H., Hydrodynamic Stiffness Matrix Based on Boundary Elements for Time-Domain Dam-Reservoir-Soil Analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16 (1988) 417-432.

152. Humar, J.L. ve Jablonski, A.M., Boundary Element Reservoir Model for Seismic

Analysis of Gravity Dams, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 16, (1988) 1129-1156.

153. Tsai, C.S. ve Lee, G.C., Hyrodynamic Pressure on Gravity Dams Subjected to Ground Motions, Journal of the Engineering Mechanics Division, 115, (1989) 598-617.

154. Jablonski, A.M. ve Humar, J.L., Three-Dimensional Boundary Element Reservoir Model for Seismic Analysis of Arch and Gravity Dams, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 19, (1990) 357-376.

155. Edwards, N.W., A Procedure for Dynamic Analysis of thin Walled Liquid Storage Tanks Subjected to Lateral Ground Motions, Ph D Thesis, University of Michigan, Ann Anbor, 1969.

156. Karadeniz, H., The Theorical and Experimental Dynamic Analysis of Thin Shells of Revolution, Ph D Thesis, University of Bristol, 1976.

157. Balendra, T. ve Nash, S.L., Earthquake Analysis of a Cylindrical Liquid Storage Tank With a Dome by Finite Element Method, Research report, Department of Civil Engineering, University of Massachusetts, 1978.

158. Liu, W.K., Finite Element Proceedures for Fluid-Structure Interactions and Application to Liquid Storage Tanks, Nuclear Engineering and Design, 65, (1981) 221-238.

159. Balendra, T.,Ang, K.K., Paramasivam, P. ve Lee, L.S., Seismic Design of Flexible Cylindrical Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10, (1982) 477-496.

160. Barton, D.C. ve Parker, J.V., Finite Element analysis of the Seismic Response of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 15, (1987) 299-322.

161. Fujita, K., Flow-Induced Vibration and Fluid-Structure Interaction in Nuclear Power Plant Components, Journal of Wind Engineering, 37, (1988) 577-590.

162. Fujita, K., Tashimo, M., Sakurai, A. ve Kurihara, C., Study on the Seismic Response of a Reactor Vessel of a Pool Type LMFBR Including Fluid-Structure Interaction, Nuclear Engineering and Design, 113, (1989) 455-462.

163. Nath,B., Coupled Natural Frequencies of Arch Dam Reservoir System by a Mapping Finite Element Method, Proceedings of the International Conference held at the University College, 7-11 September 1981, Swansea, 222-233.

164. Altay, S., An Investigation on Reservoir-Dam Interaction During Earthquakes by the Finite Element Method, M.S. Thesis, O.D.T.Ü., Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Ankara 1981.

165. Deshpande, S.S., Belkane, R.M. ve Ramesh, C.K., Dynamic Analysis of Coupled Fluid-Strucure Interaction Problems, Numerical Methods for Coupled Problems, Ed.: E. Hinton, P. Bettles ve R.W. Lewis, Prinedge Press, 1981, Swansea, 367-378.

166. Buragahain, D.N. ve Agrawal, B.L., Hydrodynamic Forces on Large Offshore Structures Under Ground Excitation, Numerical Methods for Coupled Problems, Ed.: E. Hinton, P. Bettles ve R.W. Lewis, Prinedge Press, 1981, Swansea, 209-221.

167. Humar, J.L. ve Roufaiel, M., Finite Element Analysis of Reservoir Vibration, Journal of the Engineering Mechanics Division, 109, (1983) 215-230.

168. Sharan, S.K., Finite Element Modeling of Infinite Reservoirs, Journal of the Engineering Mechanics Division, (1985) 1457-1469.

169. Westergaard, H.M., Water Pressure on Dams During Earthquakes, Proceedings of the ASCE, 57, 1303 (1931), (Transactions of the ASCE, 98, (1933) 418-433).

170. Chopra, A.K., Hydrodynamic Pressures on Dams During Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics, 93, (1967) 205-223.

171. Kotsubo, S., Dynamic Water Pressures on Dam Due to Irregular Earthquakes, Memoirs Faculty of Engineering, Kyushu University, Fukuoka, Japan, 18, 4 (1959) 119-129.

172. Doğangün, A. ve Durmuş,A., Dikdörtgen Depoların Analitik ve Sonlu eleman Yöntemleriyle Deprem Hesabı, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik

Kongresi, 25-27 Ekim 1993, Gazi Magusa-KKTC, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 180-187.

173. De Runtz, J.A. ve Geers, T.L., Added Mass Computation by the Boundary Integral Method, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 12, (1978) 531-550.

174. Sayhi, M.N. ve Quesset, Y., A Direct Determination of the Added Mass Matrix in Fluid-Structure Interaction Problems, Proceedings of the International Conference held at the University College, 7-11 September 1981, Swansea, 255-268.

175. Zienkiewicz, O.C., Finite Element Method in Continioum Mechanics, Mc Graw Hill, New York, 1967.

176. Bayraktar, A., Beton Ağırlık Barajlarda Baraj-Su-Zemin Etkileşiminin Statik ve Dinamik Analizde Değerlendirilişi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 1991.

177. Muvafık, M., Bayraktar, A. ve Dumanoğlu, A.A., Kemer Barajların Üç Boyutlu Statik ve Dinamik Analizi, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik Kongresi, 25-27 Ekim 1993, Gazi Magusa-KKTC, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 21-30.

178. Oden, J.T., Zienkiewicz, O.C.,Gallagher, R.H. ve Taylor, C., Finite Elements in Fluids, Vol:I-II, John Wiley, New York, 1975.

179. Wilson, E.L. ve Khavati, M., Finite Elements for the Dynamics Analysis of Fluid-Structure System, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 19, (1983) 1657-1668.

180. Chopra, A.K. ve Chakrabarti, P., Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 9, (1981) 363-383.

181. Hall, J.L. ve Chopra, A.K., Two Dimensional Dynamic Behavior of Concrete and Embankment Dams Including Hydrodynamic Effects, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10, (1982) 305-332.

182. Fenves, G. ve Chopra, A.K., A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravitiy Dams, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, Report no: UCB/EERC-84/11, August 1984.

183. Greeves, E.J. ve Dumanoğlu, A.A., The Implementation of an Efficient Computer Analysis for Fluid-Structure Interaction Using the Eulerian Approach Within SAPIV, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Report no:UCB-EE 89-10, 1989.

184. Liam Finn, E.D. ve Varoğlu, E., A Study of Dynamic Interaction in a Plate-Reservoir System, The 5 th. Eurepean Conference on Earthquake Engineering, 1975, İstanbul, Vol I, 1-13.

185. Porter, C.S. ve Chopra, A.K., Dynamic Response of Simple Arch Dams Including Hydrodynamic Interaction, Earthquake Engineering Research Center, Report no: UCB/EERC-80/17, University of California, 1980.

186. Dungar, R., Fluid-Structure Interaction Modelling in the Aseismic Design of the 226m El Cajon Arc Dam, Numerical Methods for Coupled Problems, Ed.: E. Hinton, P. Bettles ve R.W. Lewis, Prinedge Press, 1981, Swansea, 234-245.

187. Chopra, A.K., Wilson, E.L. ve Farhoomand, I., Earthquake Analysis of Reservoir-Dam Systems, 4 th. World Conference on Earthquake Engineering, 1969, Santiago, 1-10.

188. Shantaram, D., Owen, D.R.J. ve Zienkiewicz, O.C., Dynamic Transient Behaviour of Two and Three Dimensional Structures Including Plasticity, Large Deformation Effect and Fluid Interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 4 (1976) 561-578.

189. Wilson, E.L., Finite Elements for Foundation, Joints and Fluids, Finite Elements in Geomechanics , Ed.:G. Gudehus, John Wiley & Sons, Chichester, (1977) 319-350.

190. Akkaş, N., Akay, H.U. ve Yılmaz, Ç., Applicability of General Purpose Finite Element Programs in Solid-Fluid Interaction Problems, Computer & Structures, 10, (1979) 773-783.

191. Bathe, K.J. ve Sonnad, V., On Effective Implicit Time Integration in Analysis of Fluid-Structure Problems, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 15, (1980) 943-948.

192. Zienkiewicz, O.C. ve Bettes, P., Fluid-Structure Dynamic Interaction and Wave Forces; an Introduction to Numerical Treatment, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 13, (1978) 1-16.

193. Jackson, J.E. ve Akkaş, N. Numerical Solution of Two-and Three-Dimensional Fluid-Structure Interaction Problems Using General Purpose Structural Analysis Computer Programs, Interactive Fluid-Structural Dynamics Problems in Power Engineering, 46, (1981) 165-177.

194. Ekinci, Y., A Displacement Method for the Analysis of Fluid-Solid Interaction Problems, Master Thesis, O.D.T.Ü., Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Ankara, 1986.

195. Utku, M., Displacement Formulation in Solid-Fluid Interaction Problems, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik Kongresi, 25-27 Ekim 1993, Gazi Magusa-KKTC, Bildiriler Kitabı, 771-779.

196. Hamdi, M.A. ve Qusset T., A Displacement Method for the Analysis of Vibrations of Coupled Fluid-Structure Systems, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 13, (1978) 139-150.

197. Utku, M. ve Koç., M., Katı-Sıvı Etkileşim Problemlerinin Penaltı Sonlu Eleman Yöntemi ile Analizi, V.Ulusal Mekanik Kongresi, Eylül 1987, Kirazlıyayla, Bildiriler Kitabi, 771-781.

198. Greeves, E.J., The Investigation and Calibration of a Novel Lagrangian Fluid Finite Element With Particular Reference to Dynamic Fluid-Structure Interaction, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Report no: UBCE-EE-90-05, 1990.

199. Calayır, Y. ve Dumanoğlu,A.A., Static And Dynamics Analysis of Fluid and Fluid-Structure Systems by the Lagrangian Method, Computers and Structures, 49, 4, (1993) 625-632.

200. Calayır, Y., Beton Ağırlık Barajların Euler ve Lagrange Yaklaşımları Kullanılarak Dinamik Analizi, Doktara Tezi, K.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 1994.

201. Olson, L.G. ve Bathe, K.J., A Study of Displacement Based on Fluid Finite Elements for Calculating Frequencies of Fluid and Fluid-Structure System, Nuclear Engineering and Design, 76 (1983) 137-151.

202. Bayülke, Depremler ve Depreme Dayanıklı Betonarme Yapılar, Teknik Yayınevi, Ankara, 1989.

203. Celep, Z. ve Kumbasar, N., Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 1992.

204. Zienkiewicz, O.C., Hydrodynamic Pressures Due to Earthquakes, Water Power, 16, 9 (1964) 382-387.

205. Post, G., Tardieu, B. et Lino,M., Conception Parasismique des Barrages, Presses de I école Nationale des Pont et Chaussées, Genie Parasismique, Ed.: V. Davidovici, 1985, 736-740.

206. Lamb, H., Hydrodynamics, Cambridge University Press, Cambridge, 1974.

207. Karman, T.V., Hydrodynamic Pressures on Dams During Earthquakes, Discussion, Transactions of the ASCE, 98, (1933) 434-436.

208. Bustamante, J.I. and Flores, A., Water Pressure on Dams Subjected to Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics, 92, (1966) 115-127.

209. Chakrabarti, A. and Nalini, V.N., Hydrodynamic Pressures on Dams During Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics, 111, (1985) 1435-1439.

210. Priscu, R., Popovici, A.,Stematiu, D. and Stere, C., Earthquake Engineering For Large Dams, John Wiley, New York, 1985.

211. Chakrabarti, P and Chopra, A.K., A Computer Program for Earthquake Analysis of Gravity Dams Including Hydrodynamic Interaction, Report no: EERC73-7,

Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1973).

212. Sharan, S.K., Earthquake Response of Dam Reservoir Foundation System, Ph.D. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, 1978.

213. Poul, O.K., MIXDYN-FSI A Coupled Fluid Structure Computer Code, Research Report, University Collage of Swansea, 1981.

214. Brahtz, H.A. ve Heilbron, C.H., Water Pressure on Dams During Earthquakes, Discussion, Transactions the ASCE, 98, (1933) 452-460.

215. Werner, P.W. ve Sundquist, K.J., On Hydrodynamic Earthquake Effects, Transactions American Geophysical Union, 30, (1949) 636-657.

216. Sümer, B.M., Ünsal, İ. ve Beyazıt, M., Hidrolik, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1984.

217. Hughes, W.F. ve Brighton, J.A., Fluid Dynamics, Mc Graw-Hill Book Company, 1967.

218. Haroun, M.A., Stress Analysis of Rectangular Walls Under Seismically Induced Hydrodynamic Loads, Bulletin of the Seismological Society of America, 74, (1984) 1031-1041.

219. Veletsos, A.S., Seismic Response ve Design of Liquid Storage Tanks, Seismic Design of Pipeline System, 1984, 255-370, 443-461.

220. Zangar, C.N., Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizantal Earthquake Effects, United States. Bureu of Reclamation, Eng. Monpgraph, No:11, 1952.

221. Chwang, A.T. ve Housner, G.W., Hydrodynamic Pressures Sloping Dams During Earthquakes. Part I. Momentum Method, Journal of Fluid Mechanics, 87 (1978) 335-341.

222. Chwang, A.T. ve Housner, G.W., Hydrodynamic Pressures Sloping Dams During Earthquakes. Part II. Exac Teory, Journal of Fluid Mechanics, 87 (1978) 343-348.

223. Abramson, H.N.,ed, The Dynamic Behaviour of Liquids in Moving Containers, SP-106, US. National Aeronoutics and Space Admininistratitions, 1966.

224. Jacobsen, L.S., Impulsive Hydrodynamics of Fluid Inside a Cylindrical Container, and of Fluid Surrounding a Cylindrical Pier, Bulletin of the Seismological Society of America, 39, (1949) 189-204.

225. Veletsos, A.S. ve Yang, J.Y., Earthquake Response of Liquid Storage Tanks, Advances in Civil Engineering Through Engineering Mechanics , Proceedings of Engineering Mechanics Division Specialty Conference, 1977, Norh Carolina, 1-24.

226. Haroun, M.A. ve Housner, G.W., Seismic Design of Liquid Storage Tanks, Journal of the Technical Counc. of ASCE, 107, TC1 (1981) 191-207.

227. Conrad, A., Hydrodynamic Forces Induced in Fluid Container, Thesis, California Institute of Technology, 1956.

228. Courant, R., Variational Methods for the Solution of Problems of Equilibrium and Vibrations, Bulletin of the American Mathematical Society, 49, (1943) 1-23.

229. Levy, S., Structural Analysis and Influence Coefficients for Delta Wings, Journal of Aero. Sci., 20, 7 (1953) 449-454.

230. Turner, M.J., Clough, R.W., Martin, H.C. ve Topp, L.J., Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, Journal of Aero. Sci., 23, 9 (1956) 805-823.

231. Clough, R.W., The Finite Element in Plane Stress Analysis Prooceedings, 2nd. ASCE Conference on Electronic Computation, Pittbursh, Pa, September 1960.

232. Cook, R.D., Malkus, D.S. ve Plesha, M.E., Concepts and Applications of Finite Element Analysis, Third Edition, John Wiley & Sons, 1989.

233. Wilson, E.L. ve Habibullah, A., SAP80 Structural Analysis Programs, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1984.

234. Wilson, E.L. ve Habibullah, A., SAP90 Structural Analysis Programs, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1990.

235. Raviart, P.A., Les Méthodes d`éléments finis en mécanique des fluides, Eyrolles, Paris, 1981.

236. Zienkiewicz, O.C. ve Taylor, R.L., La Méthode des Eléments Finis; Formulation de Base et Problemes Linéaires, Afnor Technique, Paris, 1991.

237. Dungar, R., An Efficient Method of Fluid Structure Coupling in the Dynamic Analysis of Structures, International Journal of Numerical Methods in Engineering, 13, (1978).

238. Chopra, A.K., Liaw, C.Y., Earthquake Resistant Design of Intake-Outlet Towers, Journal of the Structural Division, 111, 7 (1975), 1349-1366.

239. Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, Mc. Graw-Hill, 1964.

240. Clough, R.W. ve Penzien, J., Dynamics of Structures, Mc Graw-Hill, 1989.

241. Celep, Z. ve Kumbasar, N., Örneklerle Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendislğine Giriş, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul, 1992.

242. Dhatt, G. et Touzot, G., Une Présentation de la méthode des Eléments Finis, Deuxiéme Edition, Moloine SW.A. Editeur, Paris, 1984.

243. Crisfield, M.A., Finite Elements and Solution Procedures for Structural Analysis, Vol:1, Pineridge Press, 1986.

244. Smith, I.M. ve Griffiths, D.V., Programming the Finite Element Method, John Wiley & Sons, 1988.

245. Batoz, J.L. et Dhatt, G., Modélisation des Structures par Eléments Finis, Hermes, Paris, 1990.

246. Petyt, M., Introduction to Finite Element Vibration Analysis, Cambridge University Press, 1990.

247. Loxan, A.N., Davids, N. ve Levenson, A., Table of the Zeros of the Legendre Polynomials of Order 1-16 and the Weight Coefficient for Gauss Mechanical Quadrature Formula, Bulletin of the American Mathematical Society, 48, (1942) 739-743.

248. Bathe, K.J., Finite Elements Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall Englewood Cliffs, 1982.

249. Aydınoğlu, M.N., Yapı-Zemin Dinamik Etkileşiminin Genel Formülasyonu ve Zemine Gömülü Yapılar İçin Bir Altsistem Yöntemi, Doçentlik Tezi, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1981.

250. Despeyroux, J., Le Projet de Construction Parasismique, Presses de I école Nationale des Pont et Chaussées, Genie Parasismique, Ed.: V. Davidovici, 1985, 1-53.

251. ATC., Tentative Provisions for the development of Seismic Regulations for Buildings -A Cooparative Efford With the Design Professions, Building Code Interest and the Research Comminity, Applied Technology Council (ATC) Publication 3-06, No:1, June 1978.

252. Parmelee, R.A., Building-Foundation Interaction Effects, Journal of Engineering Mechanics, 93, (1967), 131-152.

253. Dumanoğlu, A.A., Zemine Kısmen Gömülü Ağır Yapıların Dinamik Hesabı, Doçentlik Tezi, K.T.Ü., Trabzon, 1978.

254. Dumanoğlu, A.A., Dynamic Foundation Interaction of Multistorey Frames, Ph. D. Thesis, University of Bristol, Bristol, 1973.

255. Berger, E., Seismic Response of Axisymmetric Soil-Structure Systems, Ph. D. Thesis, University of California, California, 1975.

256. Rosset, J.M. ve Kausel, E., Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. Second International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 1976, Virginia, Vol II, 3-19.

257. Bathe, K.J., Wilson, E.l. ve Peterson, F.E., SAPIV A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Lineer System, Report to the National Science Foundation, Report no:73-11, 1974.

258. Durmuş, A., 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde Betonarme Yapıların Davranısların Değerlendirilmesi, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik Kongresi, 25-27 Ekim 1993, Gazi Magusa-KKTC, Bildiriler Kitabı, 93-101.

259. Bayülke, N., 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Raporu, TC. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara, 1993.

260. Humar, J.L., Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ., 1990.

261. Housner, G.W., ve Jennings, P.C., Generation of Artificial Earthquakes, Journal of Engineering Mechanics Division, 90, (1979) 371-379.

262. Ayvaz, Y., Parametric Analysis of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Earthquake Excitation, Ph.D. Thesis, Texas Tech University, Lubbock, 1992.

263. Celep, Z., Plane Elastic Waves in Meshes of Bilinear Finite Elements, Journal of Sound and Vibrations, 101, (1985) 23-32.

264. Craig, R.R., Structural Dynamics, An Introduction to Computer Methods, John Wiley & Sons, 1981.

265. Kana, D.D.," Seismic Response of Liquid Containments ", Southwest Research Institute, Interim Report SWRI Project 02-9264, Houston, 1980.

266. Paul, O.C., Zienkiewicz, O.C., Hinton, E., Transient Dynamic Analysis of Reservoir-Dam Interaction Using Steggered Solution Schemes, Numerical Methods for Coupled Problems, 1981, 321-334.

6. EKLER

EK-A: DİKDÖRTGEN DEPO DUVARLARINA ETKİYEN HİDRODİNAMİK BASINÇ DAĞILIMLARININ ANALİTİK YÖNTEMLERLE HESABI İÇİN GELİŞTİRİLEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI

```
C ******************************************************************
C                                                                 *
C     DIKDORTGEN DEPO DUVARLARINA ETKIYEN HIDRODINAMIK BASINC
C            DAGILIMLARININ ANALITIK YONTEMLERLE HESABI
C                                                                  *
C ******************************************************************
C
      DIMENSION PHOUSI(21),PHOUSO(21),PHOUS(21),PWEST(21),PHOSKI(21)
      DIMENSION PWERN(21),PKARM(21)
C
      OPEN (6,file='HIDBDA.OUT',status='new')
      WRITE(*,*)' SIVININ DEPREM DOGRULTUSUNDAKI UZUNLUGUNUN YARISINI
     .GIRINIZ=L   m'
      READ(*,*)YAUZ
      WRITE(*,*)'    DEPODAKI SU YUKSEKLIGINI  GIRINIZ=h   m'
      READ(*,*)h
      WRITE(*,*)'    MAKSIMUM YER IVMESINI GIRINIZ=amax   m/sn^2'
      READ(*,*) amax
C
      RO=1000.
C
C     YUKSEKLIK BOYUNCA IMPULS BASINC DAGILIMININ HESABI
C
C *******************************************************************

C              WESTERGAARD YONTEMIYLE HESAP
C *******************************************************************
      RAT=0.0
      DO 401 I=1,21
      PWEST(I)=0.875*AMAX*RO*SQRT(RAT*H*H)
      RAT=RAT+0.05
  401 CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'  _________________________________________________
     .________'
      WRITE(*,*)'    | WESTERGAARD YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVRINDA
     .        |'
      WRITE(*,*)'   | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .        |'
      WRITE(*,*)'    |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .        |'
      WRITE(*,*)'  |_________________________________________________
     ._______|'
      DO 411 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PWEST(I)
```

```
      RAT=RAT+0.05
 411  CONTINUE
      WRITE(*,*)'   **************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'   _____________________________________________________
     ._______'
      WRITE(6,*)'    | WESTERGAARD YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .      |'
      WRITE(6,*)'    | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .      |'
      WRITE(6,*)'    |       TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .      |'
      WRITE(6,*)'    |_____________________________________________________
     ._______|'
      DO 441 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PWEST(I)
      RAT=RAT+0.05
 441  CONTINUE
      WRITE(6,*)' ****************************************************
     .*******'
C
C  *********************************************************************
C                        KARMAN YONTEMI ILE HESAP
C *********************************************************************
      RAT=0.0
      DO 801 I=1,21
      PKARM(I)=0.707*AMAX*RO*SQRT(RAT*H*(2*H-RAT*H))
      RAT=RAT+0.05
  801 CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'    _____________________________________________________
     ._______'
      WRITE(*,*)'    |   KARMAN    YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .      |'
      WRITE(*,*)'    | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .      |'
      WRITE(*,*)'    |       TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .      |'
      WRITE(*,*)'   |_____________________________________________________
     ._______|'
      DO 811 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PKARM(I)
      RAT=RAT+0.05
 811  CONTINUE
      WRITE(*,*)'    **************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'   _____________________________________________________
     ._______'
      WRITE(6,*)'    |   KARMAN    YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .   |'
      WRITE(6,*)'    | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .      |'
      WRITE(6,*)'    |       TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .      |'
      WRITE(6,*)'   |_____________________________________________________
     ._______|'
      DO 881 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PKARM(I)
```

```
      RAT=RAT+0.05
 881  CONTINUE
      WRITE(6,*)'    ****************************************************
     .*******'
C
C ************************************************************************
C                       HOSKINS VE JACOBSEN YONTEMIYLE HESAP
C ************************************************************************
      RAT=0.0
      DO 501 I=1,21
      CK1=3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT1=CKAT1*CKAT2
C
      CK1=3*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=3*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT3=CKAT1*CKAT2/9
C
      CK1=5*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=5*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT5=CKAT1*CKAT2/25
C
      CK1=7*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=7*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT7=CKAT1*CKAT2/49
C
      CK1=9*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=9*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT9=CKAT1*CKAT2/81
C
      CK1=11*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=11*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT11=CKAT1*CKAT2/121
C
      CK1=13*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=13*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT13=CKAT1*CKAT2/169
C
      CK1=15*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
      CK2=15*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT15=CKAT1*CKAT2/225
C
      CK1=17*3.14159265*(1-RAT)*0.5
      CKAT1=COS(CK1)
```

```
      CK2=17*3.14159265*2*YAUZ*0.250/H
      CALL TANH(CK2,CKAT2)
      AKAT17=CKAT1*CKAT2/289
C
      PHOSKI(I)=0.81056947*AMAX*RO*H*(AKAT1-AKAT3+AKAT5-AKAT7+AKAT9-
     .AKAT11+AKAT13-AKAT15+AKAT17)
      RAT=RAT+0.05
 501  CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'     _____________________________________________
     ._______'
      WRITE(*,*)'    | HOSKIN-JAC.YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .       |'
      WRITE(*,*)'    | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .       |'
      WRITE(*,*)'    |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .       |'
      WRITE(*,*)'    |_____________________________________________
     ._______|'
      DO 511 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PHOSKI(I)
      RAT=RAT+0.05
 511  CONTINUE
      WRITE(*,*)'     *************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'     _____________________________________________
     ._______'
      WRITE(6,*)'    | HOSKINS-JAC.YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .       |'
      WRITE(6,*)'    | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .       |'
      WRITE(6,*)'    |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .       |'
      WRITE(6,*)'    |_____________________________________________
     ._______|'
      DO 551 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PHOSKI(I)
      RAT=RAT+0.05
 551  CONTINUE
      WRITE(6,*)'     *************************************************
     .*******'
C
C ************************************************************************
C      HOUSNER YONTEMINE GORE HIDRODINAMIK BASINC DAGILIMININ HESABI
C ************************************************************************
C
      ALFA=h/YAUZ
      BETA=1.5811388*ALFA
      DELTA=1.732050808/ALFA
      CALL TANH(DELTA,THI)
      CALL TANH(BETA,THO)
C
      D1=1.5811388*THO
      WO2=9.81*D1/YAUZ
      WO=SQRT(WO2)
      T=2*3.14159265/WO
      WRITE(*,212) T
 212  FORMAT(5X,'PERIYOT=',F10.2)
C
```

```
      WRITE(*,*)' SPEKTRUM HIZINI GIRINIZ=SV   m/sn'
      READ(*,*) SV
      CONTINUE
      RAT=.00
      DO 110 I=1,21
      PHOUSI(I)=RO*AMAX*1.7320508*(RAT-.5*RAT*RAT)*THI*h
C
C     SALINIM BASINCI DAGILIMI
C
      CAO=1.5811388*(H-RAT*H)/YAUZ
      CALL COSH(CAO,CHO)
      Q=SV*WO/9.81
      CALL SINH(BETA,SHO)
      PHOUSO(I)=.5*1.5811388*RO*YAUZ*YAUZ*WO2*Q*.66667*CHO/SHO
C
C     TOPLAM BASINC DAGILIMI
C
      PHOUS(I)=SQRT(PHOUSI(I)*PHOUSI(I)+PHOUSO(I)*PHOUSO(I))
      RAT=RAT+.05
 110  CONTINUE
C
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'    ____________________________________________________
     .________'
      WRITE(*,*)'   |    HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .        |'
      WRITE(*,*)'   | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .        |'
      WRITE(*,*)'   |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .        |'
      WRITE(*,*)' |____________________________________________________
     .________|'
      DO 111 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PHOUSI(I)
      RAT=RAT+0.05
 111  CONTINUE
      WRITE(*,*)'   **************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'    ____________________________________________________
     .________'
      WRITE(*,*)'   |    HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .        |'
      WRITE(*,*)'   | HIDRODINAMIK SALINIM BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .        |'
      WRITE(*,*)'   |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .        |'
      WRITE(*,*)' |____________________________________________________
     .________|'
      DO 112 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PHOUSO(I)
      RAT=RAT+0.05
 112  CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'    ____________________________________________________
     .________'
      WRITE(*,*)'   |    HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .        |'
      WRITE(*,*)'   | HIDRODINAMIK TOPLAM BASINCIN  SIVI SEVIYESINDEN
     .        |'
```

```
      WRITE(*,*)'     |       TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .        |'
      WRITE(*,*)'    |____________________________________________________
     .________|'
      DO 113 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PHOUS(I)
      RAT=RAT+0.05
  113 CONTINUE
      WRITE(*,*)'    *************************************************
     .*******'
C
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'   _____________________________________________________
     .________'
      WRITE(6,*)'    |     HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .        |'
      WRITE(6,*)'   | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .        |'
```

```
     .     |'
      WRITE(6,*)'  |_______________________________________________
     .________|'
      DO 1111 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PHOUSI(I)
      RAT=RAT+0.05
 1111 CONTINUE
      WRITE(6,*)'    ************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'    ______________________________________________
     .________'
      WRITE(6,*)'    |    HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .      |'
      WRITE(6,*)'   | HIDRODINAMIK SALINIM BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .      |'
      WRITE(6,*)'    |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .      |'
      WRITE(6,*)'  |_______________________________________________
     .________|'
      DO 1112 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PHOUSO(I)
      RAT=RAT+0.05
 1112 CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'    ______________________________________________
     .________'
      WRITE(6,*)'    |    HOUSNER  YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .      |'
      WRITE(6,*)'    | HIDRODINAMIK TOPLAM BASINCIN   SIVI SEVIYESINDEN
     .      |'
      WRITE(6,*)'    |      TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .      |'
      WRITE(6,*)'  |_______________________________________________
     .________|'
      DO 1113 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PHOUS(I)
      RAT=RAT+0.05
 1113 CONTINUE
      WRITE(6,*)' ***************************************************
     .*******'
```

```
C
C   ******************************************************************
C                  WERNWER & SUNDQUIST YONTEMIYLE HESAP
C   ******************************************************************
      RAT=0.00
      DO 701 I=1,21
      TOP=0.0
      DO 702 J=1,13,2
      AA1=J*3.141592/(2*H)
      X=J*3.141592*RAT/2.
      AAA1=SIN(X)
      CA1=AA1*2*YAUZ
      CHI=COSH(CA1)
      SHI=SINH(CA1)
      TOP=TOP+(((1-CHI)/(J*J*SHI))*AAA1)
      PWERN(I)=0.81056946*RO*AMAX*H*TOP
 702  CONTINUE
      RAT=RAT+0.05
 701  CONTINUE
      CONTINUE
      RAT=0.0
      WRITE(*,*)'       ________________________________________________
     .______'
      WRITE(*,*)'      | WERNER-SUN YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .     |'
      WRITE(*,*)'     | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .     |'
      WRITE(*,*)'      |         TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .     |'
      WRITE(*,*)'    |__________________________________________________
     .______|'
      DO 711 I=1,21
      WRITE(*,4)RAT,PWERN(I)
      RAT=RAT+0.05
 711  CONTINUE
      WRITE(*,*)'     *************************************************
     .*******'
      RAT=0.0
      WRITE(6,*)'       ________________________________________________
     .______'
      WRITE(6,*)'     | WERNER-SUN .YONTEMIYLE DIKDORTGEN DEPO DUVARINDA
     .     |'
      WRITE(6,*)'     | HIDRODINAMIK IMPULS BASINCININ SIVI SEVIYESINDEN
     .     |'
      WRITE(6,*)'      |         TABANA DOGRU YUKSEKLIK BOYUNCA DEGISIMI
     .     |'
      WRITE(6,*)'     |_________________________________________________
     .______|'
      DO 771 I=1,21
      WRITE(6,4)RAT,PWERN(I)
      RAT=RAT+0.05
 771  CONTINUE
      WRITE(6,*)'     *************************************************
     .*******'
   4  FORMAT(5X,'Z/H  ORANI ',F4.2,5X,'ICIN',5X,'P(Z/H)=',F15.3,
     .' N/m/m')
      END
C
      SUBROUTINE TANH(ACI,SON)
      SON=(EXP(ACI)-EXP(-ACI))/(EXP(ACI)+EXP(-ACI))
```

```
END
SUBROUTINE COSH(ACI,SON)
SON=(EXP(ACI)+EXP(-ACI))/2.
END
SUBROUTINE SINH(ACI,SON)
SON=(EXP(ACI)-EXP(-ACI))/2.
END
```

EK-B: DİKDÖRTGEN DEPOLARIN PRATİK DEPREM HESABI İÇİN GELİŞTİRİLEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI

```
C ********************************************************************
C
C          DIKDORTGEN DEPOLARIN HOUSNER YONTEMI ESAS ALINARAK
C                        PRATIK DEPREM HESABI
C
C  *****************************************************************
C
C
C
      REAL L,KOM,KOM1,KOM2,KOM3,KOM4
      OPEN (6,FILE='PRADEP.OUT',status='new')
 100 WRITE(*,*)'SIVININ DEPREM DOGRULTUSUNDAKI UZUNLUGUNUN YARISINI GI
     .RINIZ=l m'
      READ(*,*)l
      WRITE(*,*)'DEPODAKI SIVI YUKSEKLIGINI  GIRINIZ=h   m'
      READ(*,*)h
      WRITE(*,*)' DEPO DUVARLARININ YUKSEKLIGINI  GIRINIZ=Hw m'
      READ(*,*)Hw
      WRITE(*,*)'SIVININ DEPREM DOGRULTUSUNA DIK BOYUTUNUN YARISINI GIR
     .INIZ=b  m'
      READ(*,*)b
      WRITE(*,*)'DEPO TABANININ DEPREM DOGRULTUSUNDAKI UZUNLUGUNUN YARIS
     .INI GIRINIZ=bl  m'
      READ(*,*)bl
      WRITE(*,*)'DEPO TABANININ DEPREM DOGRULTUSUNA DIK BOYUTUNUN
     .YARISINI GIRINIZ=bb  m'
      READ(*,*)bb
      WRITE(*,*)'DEPO DUVARLARININ KALINLIGINI GIRINIZ=tw  m'
      READ(*,*) tw
      WRITE(*,*)'DEPO TABANININ KALINLIGINI GIRINIZ=tb  m'
      READ(*,*) tb
      WRITE(*,*)'DEPO TAVANININ KALINLIGINI GIRINIZ=tu  m'
      READ(*,*) tu
      WRITE(*,*)'DEPO DUVAR VE TABANLARINDA KULLANILAN MALZEMENIN BIRIM
     .KUTLESINI GIRINIZ=ROM  m'
      READ(*,*) ROM
      WRITE(*,*)'MAKSIMUM YER IVMESINI GIRINIZ=AMAX   m/sn^2'
      READ(*,*) AMAX
C
      RO=1000.
      ALFA=h/l
      BETA=1.5811388*ALFA
      DELTA=1.732050808/ALFA
      CALL TANH(BETA,THO)
      CALL TANH(DELTA,THI)
      CALL SINH(BETA,SHO)
      CALL COSH(BETA,CHO)
C
      S=h-1.5*l
C
      IF(S.GT.0)GOTO 666
C
C    ****************************************************************
```

```
C                    SIG  DEPO COZUMU
C     ***********************************************************
      D1=1.5811388*THO
      D2=THI/DELTA
      D3=(0.5/D2)-0.125
      D4=0.527*THO/ALFA
      D5=1-((CHO-2)/(BETA*SHO))
      D6=1-((CHO-1)/(BETA*SHO))
C     TOPLAM KUTLE
      TOPM=RO*2*l*h*2*b
C     IMPULS KUTLESI
      ATAM=D2*TOPM
C     SALINIM KUTLESI
      SALM=D4*TOPM
      HI=0.375*h
      HO=D6*h
      HID=D3*h
      HOD=D5*h
      WO2=9.81*D1/l
      WO=SQRT(WO2)
      T=2*3.14159265/WO
      WRITE(*,212) T
 212  FORMAT(5X,'PERIYOT=',F10.2)
C
      WRITE(*,*)' SPEKTRUM HIZINI GIRINIZ=SV  m/s'
      READ(*,*) SV
      CONTINUE
      Q=SV*WO/9.81
      PI=ATAM*AMAX
      PO=SALM*SV*WO
      EGM=PI*HI+PO*HO
C     SIVIDAN DOLAYI DEVIRICI MOMENT
      DEM1=PI*HID+PO*HOD
C     KENDI ATALETINDEN DOLAYI DEVIRICI MOMENT
      DEM2=((4*l+4*b)*Hw*tw*ROM)*AMAX*(Hw/2.+tb)
      DEM3=(4*l*b*tu*ROM)*AMAX*(H+tu/2.+tb)
      DEM4=(4*bl*bb*tb*ROM)*AMAX*(TB/2.)
      DEM=DEM1+DEM2+DEM3+DEM4
C     KORUYURUCU MOMENT
      KOM1=(2*l*2*b*h)*1000*bl
      KOM2=(4*l+4*b)*Hw*tw*ROM*bl
      KOM3=2*l*2*b*tu*ROM*bl
      KOM4=4*bl*bb*tb*ROM*bl
      KOM=KOM1+KOM2+KOM3+KOM4
C
      IF(KOM.LT.DEM) GOTO 321
      GOTO 500
 321 WRITE(*,*)'DEVIRICI MOMEMT KORUYUCU MOMENTTEN BUYUK OLDUGUNDAN BOY
     .UTLARI YENIDEN DUZENLE '
      GOTO 100
 500  CONTINUE
      DMAX=0.883*L*Q/(1-Q*D1)
      RIJK=SALM*WO2
C
C
      WRITE(*,1)
C
      WRITE(*,2)l,h,b,Hw,tw,tb,tu,bl,bb,ROM
      WRITE(*,22)TOPM,ATAM,SALM,RIJK,HI,HO,HID,HOD,WO,T,DMAX,SV
     WRITE(*,3)AMAX,PI,PO,EGM,DEM,KOM
```

```
C
  1    FORMAT(////,5X,'...SIG DEPO SONUCLARI........',///)
C
  2    FORMAT(5X,'SIVININ DEP. DOG. UZUNLUGUNUN YARISI...=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SIVI YUKSEKLIGI........................=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SIVININ DEP. DOG. DIK BOYUTUNUN YARISI =',F15.3,' m ',/
     .        5X,'DUVARLARIN YUKSEKLIGI..................=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'DUVARLARIN KALINLIGI...................=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'DEPO TABANININ KALINLIGI...............=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'DEPO TAVANININ KALINLIGI...............=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'TABANIN DEP.DOGRULTU. BOYUTUNUN YARISI =',F15.3,' m ',/
     .        5X,'TABANIN DEP. DOG. DIK BOYUTUNUN YARISI =',F15.3,' m ',/
     .        5X,'TABAN VE DUVARLARDAKI MALZEMENIN B.KUT.=',F15.3,' kg/m3
     .')
  22   FORMAT(5X,'DEPODAKI TOPLAM SIVI KUTLESI...........=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'IMPULS KUTLESI.........................=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'SALINIM KUTLESI........................=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'RIJITLIK...............................=',F15.3,' N/m',
     ./
     .        5X,'IMPULS ETKISI YUKSEKLIGI(HI)...........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SALINIM ETKISI YUKSEKLIGI(HO)..........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'IMPULS ETKISI YUKSEKLIGI(HID)..........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SALINIM ETKISI YUKSEKLIGI(HOD).........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SIVI SALINIMININ I. ACISAL FREKANSI....=',F15.3,' rad/s
     .',/
     .        5X,'SIVI SALINIMIN I. PERIYODU.............=',F15.3,' s ',/
     .        5X,'MAKSIMUM DALGA YUKSEKLIGI..............=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'ALINAN SV SPEKTRUM DEGERI..............=',F15.3,' m/s')
  3    FORMAT(5X,'YER HAREKETININ MAKSIMUM IVMESI........=',F15.3,' m/s2'
     .,/
     .        5X,'IMPULS BASINCI BILESKESI...............=',F15.3,' N ',/
     .        5X,'SALINIM BASINCI BILESKESI..............=',F15.3,' N ',/
     .        5X,'EGILME MOMENTI.........................=',F15.3,' Nm',/
     .        5X,'DEVIRICI MOMENT........................=',F15.3,' Nm',/
     .        5X,'KORUYUCU MOMENT........................=',F15.3,' Nm')
C
C
      WRITE(6,1)
C
      WRITE(6,2)l,h,b,Hw,tw,tb,tu,bl,bb,ROM
      WRITE(6,22)TOPM,ATAM,SALM,RIJK,HI,HO,HID,HOD,WO,T,DMAX,SV
      WRITE(6,3)AMAX,PI,PO,EGM,DEM,KOM
C
      GOTO 777
C
 666  CONTINUE
C     ***********************************************************************
C                         DERIN DEPO COZUMU
C     ***********************************************************************
      D1U=1.553
      D2U=1.064/ALFA
      D3U=1-(0.630/ALFA)
      D4U=0.518/ALFA
      D5U=1-(0.405/ALFA)
      D6U=1-(0.525/ALFA)
      TOPM=2*L*H*B*RO
      ATAM=D2U*TOPM
      SALM=D4U*TOPM
      ATIM=S*2*L*B*RO
      HI=0.375*1.5*L+S
      HO=D6U*H
      HA=0.5*S
      HID=D3U*H
```

```
      HOD=D5U*H
      WO2=9.81*D1U/L
      WO=SQRT(WO2)
      T=2*3.14159265/WO
C
      WRITE(*,2132) T
 2132 FORMAT(5X,'PERIYOT=',F10.2)
C
      WRITE(*,*)' SPEKTRUM HIZINI GIRINIZ=SV m/s'
      READ(*,*) SV
      CONTINUE
      Q=SV*WO/9.81
      PI=ATAM*AMAX
      PO=SALM*SV*WO
      PA=ATIM*AMAX
      EGM=PI*HI+PO*HO+PA*HA
C     SIVIDAN DOLAYI DEVIRICI MOMENT
      DEM1=PI*HID+PO*HOD+PA*HA
C     KENDI ATALETINDEN DOLAYI DEVIRICI MOMENT
      DEM2=((4*l+4*b)*Hw*tw*ROM)*AMAX*(Hw/2.+tb)
      DEM3=(4*l*b*tu*ROM)*AMAX*(H+tu/2.+tb)
      DEM4=(4*bl*bb*tb*ROM)*AMAX*(TB/2.)
      DEM=DEM1+DEM2+DEM3+DEM4
      DMAX=Q*L
      RIJK=SALM*WO2
      KOM1=(2*l*2*b*h)*1000*bl
      KOM2=(4*l+4*b)*Hw*tw*ROM*bl
      KOM3=(2*l*2*b)*tu*ROM*bl
      KOM4=4*bl*bb*tb*ROM*bl
      KOM=KOM1+KOM2+KOM3+KOM4
C
      IF(KOM.LT.DEM) GOTO 421
      GOTO 600
 421  WRITE(*,*)'DEVIRICI MOMEMT KORUYUCU MOMENTTEN BUYUK OLDUGUNDAN BOY
     .UTLARI YENIDEN DUZENLE '
      GOTO 100
 600  CONTINUE
C
      WRITE(*,10)
C
      WRITE(*,2)l,h,b,Hw,tw,tb,tu,bl,bb,ROM
      WRITE(*,20)TOPM,ATAM,SALM,ATIM,RIJK,HI,HO,HID
      WRITE(*,25)HOD,HA,WO,T,DMAX,SV
      WRITE(*,30)PI,PO,PA,EGM,DEM,KOM
C
  10  FORMAT(////,5X,'.DERIN DEPO SONUCLARI........',///)
C
  20  FORMAT(5X,'DEPODAKI TOPLAM SIVI KUTLESI...........=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'IMPULS KUTLESI.........................=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'SALINIM KUTLESI........................=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'ATIL KUTLE ............................=',F15.3,' kg',/
     .        5X,'RIJITLIK...............................=',F15.3,' N/m',
     ./
     .        5X,'IMPULS ETKISI YUKSEKLIGI (HI)..........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SALINIM ETKISI YUKSEKLIGI (HO).........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'IMPULS ETKISI YUKSEKLIGI(HID)..........=',F15.3,' m ',)
  25  FORMAT(5X,'SALINIM ETKISI YUKSEKLIGI(HOD).........=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'ATIL ETKISI YUKSEKLIGI.................=',F15.3,' m ',/
     .        5X,'SIVI SALINIMININ I.ACISAL FREKANSI.....=',F15.3,' rad/s
     .',/
     .        5X,'SIVI SALINIMIN I. PERIYODU.............=',F15.3,' s',/
```

```
     .       5X,'MAKSIMUM DALGA YUKSEKLIGI..............=',F15.3,' m ',/
     .       5X,'ALINAN SV SPEKTRUM DEGERI..............=',F15.3,' m/s')
  30  FORMAT(5X,'IMPULS BASINCI BILESKESI...............=',F15.3,' N ',/
     .       5X,'SALINIM BASINCI BILESKESI..............=',F15.3,' N ',/
     .       5X,'ATIL SIVI BASINCI BILESKESI............=',F15.3,' N ',/
     .       5X,'EGILME MOMENTI.........................=',F15.3,' Nm',/
     .       5X,'DEVIRICI MOMENT........................=',F15.3,' Nm',/
     .       5X,'KORUYUCU  MOMENT.......................=',F15.3,' Nm')
C
      WRITE(6,10)
C
      WRITE(6,2)l,h,b,Hw,tw,tb,tu,bl,bb,ROM
      WRITE(6,20)TOPM,ATAM,SALM,ATIM,RIJK,HI,HO,HID,
      WRITE(6,25)HOD,HA,WO,T,DMAX,SV
      WRITE(6,30)PI,PO,PA,EGM,DEM,KOM
C
 777  CONTINUE
C
C
      END
C
      SUBROUTINE TANH(ACI,SON)
      SON=(EXP(ACI)-EXP(-ACI))/(EXP(ACI)+EXP(-ACI))
      END
      SUBROUTINE SINH(ACI,SON)
      SON=(EXP(ACI)-EXP(-ACI))/2.
      END
      SUBROUTINE COSH(ACI,SON)
      SON=(EXP(ACI)+EXP(-ACI))/2.
      END
      SUBROUTINE COTH(ACI,SON)
      SON=(EXP(ACI)+EXP(-ACI))/(EXP(ACI)-EXP(-ACI))
      END
```

EK-C: SEÇİLEN SIVI ELEMANIN YAPISAL ÇÖZÜMLEME PROGRAMINA (SAPIV) UYARLANMASI İÇİN GELİŞTİRİLEN ALT PROGRAMLAR

```
      SUBROUTINE ELTYPE(MTYPE)
C
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C
C     CALLED BY:  MAIN,STRESS
C
      GO TO (1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12),MTYPE
C
C     THREE DIMENSIONAL TRUSS ELEMENTS
C
    1 CALL TRUSS
      GO TO 900
C
C     THREE DIMENSIONAL BEAM ELEMENTS
C
    2 CALL BEAM
      GO TO 900
C
C     PLANE STRESS ELEMENTS
C
    3 CALL PLANE
      GO TO 900
C
C     AXISYMMETRIC SOLID ELEMENTS
C
    4 CALL PLANE
      GO TO 900
C
C     THREE DIMENSIONAL SOLID ELEMENTS
C
    5 CALL THREED
      GO TO 900
C
C     PLATE BENDING ELEMENTS
C
    6 CALL SHELL
      GO TO 900
C
C
    7 CALL BOUND
      GO TO 900
C
C     THICK SHELL ELEMENTS
C
    8 CALL SOL21
      GO TO 900
C
    9 CALL FLU
      GO TO 900
C
   10 WRITE (6,100) MTYPE
      GO TO 900
C
```

```
   11 WRITE (6,100) MTYPE
      GO TO 900
C
C     STRAIGHT OR CURVED PIPE ELEMENTS
C
   12 CALL PIPE
C
 900  RETURN
C
  100 FORMAT ('0ELEMENT',I4,' IS NOT IMPLEMENTED YET')
      END
C
C
C      SUBROUTINE FLU
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C
C     CALLS:  FLU8,STRSC
C     CALLED BY:  ELTYPE
C
      COMMON /ELPAR/ NPAR(14),NUMNP,MBAND,NELTYP,N1,N2,N3,N4,N5,MTOT,NEQ
      COMMON /EM/ NS,ND,B(42,63),TT(42,4),LM(63)
      EQUIVALENCE (IS1,TT(4)) , (IS2,TT(6))
      COMMON /JUNK/  LT,LH,L,IPAD,SIG(24),N6,N7,N8,N9,N10,N11,
     1               N12,IFILL(371)
      COMMON /EXTRA/ MODEX,NT8,N10SV,NT10,IFILL2(12)
      common a(750001)
C
C
C
C
      DIMENSION SPR(6)
C
      IF(NPAR(1).EQ.0) GO TO 500
      N6=N5+NUMNP
      N7=N6+NPAR(3)
      N8=N7+NPAR(3)
      N9=N8+NPAR(3)
      N10=N9+NPAR(3)
      N11=N10+NPAR(4)
      N12=N11+NPAR(4)
      N13=N12+NPAR(4)
      N14=N13+NPAR(4)
      N15=N14+24*24
      N16=N15+4*24
      IF(N16.GT.MTOT) CALL ERROR (N16-MTOT)
C
      CALL FLU8  (A(N14),A(N15),NPAR(2),NPAR(3),NPAR(4),A(N1),A(N2),
     1            A(N3),A(N4),A(N5),A(N6),A(N7),A(N8),A(N9),A(N10),
     2            A(N11),A(N12),A(N13),NUMNP)
C
      RETURN
C
  500 WRITE (6,2005)
      NUME=NPAR(2)
      DO 800 MM=1,NUME
      CALL STRSC (A(N1),A(N3),NEQ,0)
C***  STRESS PORTHOLE
      IF(N10SV.EQ.1)
     *WRITE (NT10) NS
```

```
      DO 800 L=LT,LH
      CALL STRSC (A(N1),A(N3),NEQ,1)
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC      CALL PRIST (NS,IS1,IS2,SIG,SPR)
      WRITE (6,3005) MM,L,IS1,(SIG(I),I=1,4)
C*********************************************************************
C*------------- MODIFIED BY P GILLIS    JULY 84    FOR GIFTS ----------
C*--------------------------------------------------------------------
C
c wRITE(15,5000)   ( SIG(I),I=1,6),(SPR(I),I=1,3)
c5000 FORMAT(1P6E13.6)
C*--------------------------------------------------------------------
C*-------------------- END OF MODIFICATION --------------------------
C*********************************************************************
C***  STRESS PORTHOLE
      IF(N10SV.EQ.1)
     *WRITE (NT10) MM,L,IS1,(SIG(I),I=1,6),(SPR(I),I=1,3)
      IF(N10SV.EQ.1 .AND. NS.EQ.12)
     *WRITE (NT10) IS2,(SIG(I),I=7,12),(SPR(I),I=4,6)
      IF(NS.EQ.12) WRITE (6,3015) IS2,(SIG(I),I=7,12),(SPR(I),I=4,6)
  800 CONTINUE
C
      RETURN
C
 2005 FORMAT (36H1.....8-NODE FLUID ELEMENT PRESSURES  //
     . 24H ELEMENT  LOAD NO.  FACE     ,5X,
     . 43HPRESSURE      Pxcost       Pycost       Pzcost )
 3005 FORMAT (I6,I9,I8,2X,1P4E18.8)
 3015 FORMAT (15X,  I8,2X,1P9E12.2)
      END
C
C
      SUBROUTINE FLU8 (S,STR,NBRK8,NMAT,NLD,ID,X,Y,Z,T,EE,ENU,RHO,
     .                ALPT,KTYPE,PR,YREF,NFACE,NUMNP)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C
C     CALLS:  CALBAN,FLUDER
C     CALLED BY:  FLU
C
C     STIFFNESS SUBROUTINE FOR 24 D.F. ISOPARAMETRIC HEXAHEDRON
C     LINEAR ELASTIC ISOTROPIC MATERIAL
C     'NINT*NINT*NINT' GAUSSIAN INTEGRATION RULE USED (NINT=1,2,3,4)
C
      DIMENSION SAA(3,8)
      DIMENSION KTYPE(1),PR(1),YREF(1),NFACE(1)
      DIMENSION T(1)
      DIMENSION X(1),Y(1),Z(1),ID(MAX(NUMNP,1),6)
      COMMON/EM/LM(24),ND,NS, SS(24,24),RF(24,4),XM(24),SA(12,24),
     .    SF(12,4),IFILL2(3048)
      EQUIVALENCE (IS1,SF(4)) , (IS2,SF(6))
      DIMENSION EE(1),ENU(1),RHO(1),ALPT(1),BULK(1)
      COMMON /GASS/ XK(4,4),WGT(4,4),IPERM(3)
      COMMON /JUNK/ E1,E2,E3,DET,MLD(4),KLD(4),MULT(4),NP(8),INP(8),
     .              A(3,3),P(3,11),B(3,3),XX(8,3),Q(11),DL(8),
     .              TT(24),XLF(4),YLF(4),ZLF(4),TLF(4),PLF(4),
     .              REFT,INEL,ININT,IMAT,IINC,TTEMP,NEL,ML,NINT,MAT,
     .           INC,IPAD,TAG,TEMP,SKIP,I,J,K,L,FAC,CC1,CC2,CC3,CC4,
     .            G,DEN,FACT,GT,GG,C1,C2,C3,C,K1,K2,ISURF,IFILL1(64)
      COMMON /ELPAR/ NPAR(14),NUMN ,MBAND,NELTYP,N1,N2,N3,N4,N5,MTOT,NEQ
      COMMON /EXTRA/ MODEX,NT8,IFILL3(14)
      DIMENSION S(33,33),STR(12,33),QSC(8,8)
```

```
      DIMENSION E(3,3),STRD(4,24),C(4,4),STRT(24,4),F(24,4),SSS(8,8)
      DIMENSION IS(2),ISP(2)
C
      DIMENSION STPTS(7,3)
      DATA STAR/'*'/,BLNK/' '/
      DATA STPTS / 0. , 1. ,-1. , 0. , 0. , 0. , 0. ,
     .             0. , 0. , 0. , 1. ,-1. , 0. , 0. ,
     .             0. , 0. , 0. , 0. , 0. , 1. ,-1. /
      XK(1,1)=0.0D0
      XK(2,1)=0.0D0
      XK(3,1)=0.0D0
      XK(4,1)=0.0D0
      XK(1,2)=-.5773502691896D0
      XK(2,2)=-XK(1,2)
      XK(3,2)=0.0D0
      XK(4,2)=0.0D0
      XK(1,3)=-.7745966692415D0
      XK(2,3)=0.0D0
      XK(3,3)=-XK(1,3)
      XK(4,3)=0.0D0
      XK(1,4)=-.8611363115941D0
      XK(2,4)=-.3399810435849D0
      XK(3,4)=-XK(2,4)
      XK(4,4)=-XK(1,4)
      WGT(1,1)=2.0D0
      WGT(2,1)=0.0D0
      WGT(3,1)=0.0D0
      WGT(4,1)=0.0D0
      WGT(1,2)=1.0D0
      WGT(2,2)=1.0D0
      WGT(3,2)=0.0D0
      WGT(4,2)=0.0D0
      WGT(1,3)=.5555555555556D0
      WGT(2,3)=.8888888888889D0
      WGT(3,3)=.5555555555556D0
      WGT(4,3)=0.0D0
      WGT(1,4)=.3478548451375D0
      WGT(2,4)=.6521451548625D0
      WGT(3,4)=WGT(2,4)
      WGT(4,4)=WGT(1,4)
      IPERM(1)=2
      IPERM(2)=3
      IPERM(3)=1
C
C
C
C     ZERO EM
C
      WRITE (6,3000) NBRK8,NMAT,NLD
      DO 9 I=1,1058
    9 LM(I)=0
C
C
C
C     MATERIAL PROPERTIES
C
      WRITE (6,1300)
      DO 1 I=1,NMAT
      READ  (5,1001) N,RHO(N),BULK(N)
    1 WRITE (6,2001) N,BULK(N),RHO(N)
```

```
C ***  DATA PORTHOLE SAVE
      IF(MODEX.EQ.1)
     *WRITE (NT8) (EE(I),ENU(I),RHO(I),ALPT(I),BULK(I),I=1,NMAT)
C
C     ELEMENT DISTRIBUTED LOAD CARDS
C
      IF(NLD) 23,23,15
   15 WRITE (6,1302)
      DO 16 I=1,NLD
      READ  (5,1002) N,KTYPE(N),PR(N),YREF(N),NFACE(N)
   16 WRITE (6,2002) N,KTYPE(N),PR(N),YREF(N),NFACE(N)
C***  DATA PORTHOLE SAVE
      IF(MODEX.EQ.1)
     *WRITE (NT8) (KTYPE(N),PR(N),YREF(N),NFACE(N),N=1,NLD)
C
   23 READ  (5,1003) GRAV,PLF,TLF,XLF,YLF,ZLF
      WRITE (6,2003) GRAV,PLF,TLF,XLF,YLF,ZLF
      IF(GRAV.EQ.0.) GRAV=1.E+10
C***  DATA PORTHOLE SAVE
      IF(MODEX.EQ.1)
     *WRITE (NT8) GRAV,PLF,TLF,XLF,YLF,ZLF
C
      WRITE (6,1301)
      NEL=0
   30 READ  (5,1000) INEL,INP,ININT,IMAT,IINC,MLD,ISP,ISURF
      IF(IINC.EQ.0) IINC=1
      IF(IMAT.EQ.0) IMAT=1
   40 NEL=NEL+1
      ML=INEL-NEL
      IF(ML) 50,55,60
   50 WRITE (6,4003) INEL
      STOP
   55 DO 56 I=1,8
   56 NP(I)=INP(I)
      NINT=ININT
      MAT=IMAT
      INC=IINC
      TAG=STAR
      REFT=TTEMP
      IS(1)=ISP(1)
      IS(2)=ISP(2)
      SKIP=99999.
      IF(NINT) 33,33,57
   33 NINT=IABS(NINT)
      SKIP=1.
      IF(NINT.EQ.0) SKIP=0.
   57 CONTINUE
      DO 39 I=1,4
   39 MULT(I)=1
      DO 59 I=1,4
      KLD(I)=IABS(MLD(I))
      IF(MLD(I)) 58,58,59
   58 MULT(I)=0
   59 CONTINUE
      GO TO 62
C
   60 DO 61 I=1,8
   61 NP(I)=NP(I)+INC
      TAG=BLNK
      DO 64 I=1,4
```

```
   64 KLD(I)=KLD(I)*MULT(I)
C
   62 IF(MODEX.EQ.1) GO TO 540
      TEMP = 0.0
      DO 10 I=1,8
      K=NP(I)
      TEMP=TEMP+T(K)
      XX(I,1)=X(K)
      XX(I,2)=Y(K)
   10 XX(I,3)=Z(K)
      TEMP=TEMP*0.125
      K=MAT
      FAC = EE(K)/((1.-2.*ENU(K))*(1.+ENU(K)))
      FACT=FAC*ALPT(K)*(TEMP-REFT)*(1.+ENU(K))
      IF(SKIP) 70,70,63
   63 SKIP=SKIP-1.
      CC1=1.-ENU(K)
      CC2=ENU(K)
      CC3=.5-ENU(K)
C
      DO 100 I=1,33
      DO 100 J=1,33
  100 S(I,J)=0.0D0
C
      DO 461 I=1,4
      DO 461 J=1,24
      STRT(J,I)=0.0D0
 461  STRD(I,J)=0.0D0
      DO 110 I=1,24
  110 TT(I)=0.
      DO 120 I=1,8
  120 DL(I)=0.
      VOLUME = 0.0
C
C     LOOP OVER NINT**3 INTEGRATION POINTS
C
      DO 300  LX = 1,NINT
      E1=XK(LX,NINT)
      DO 300  LY = 1,NINT
      E2=XK(LY,NINT)
      DO 300  LZ = 1,NINT
      E3=XK(LZ,NINT)
C
      CALL FLUDER(1,SA)
C
      GT= WGT(LX,NINT)*WGT(LY,NINT)*WGT(LZ,NINT)*DET
      VOLUME = VOLUME + GT
      GG=GT*RHO(MAT)
      G=GT*FAC
      C1=G*CC1
      C2=G*CC2
      C3=G*CC3
C
      L=0
      DO 310 I=1,8
      DL(I)=DL(I) + GG*Q(I)
      DO 310 K=1,3
      L=L+1
  310 TT(L)=TT(L) + GT*SA(I,K)
C
```

```
C     ADD CONTRIBUTION TO STIFFNESS MATRIX
C
      DO 448 I=1,3
      DO 448 J=1,8
 448  SAA(I,J)=SA(J,I)
C
      M=0
      DO 451 J=1,8
      DO 451 I=1,3
      M=M+1
  451 STRD(1,M)=SAA(I,J)
C
      M=0
      DO 511 I=1,22,3
      M=M+1
      STRD(2,I+1)=-0.5*SAA(3,M)
      STRD(2,I+2)=0.5*SAA(2,M)
      STRD(3,I)=0.5*SAA(3,M)
      STRD(3,I+2)=-0.5*SAA(1,M)
      STRD(4,I)=-0.5*SAA(2,M)
 511  STRD(4,I+1)=0.5*SAA(1,M)
C
C     STRAIN TO STRESS MATRIX (MATERIAL MATRIX) C(4,4)
C
      DO 271 I=1,4
      DO 271 J=1,4
  271 C(I,J)=0.
      C(1,1)=207E+7
      C(2,2)=C(1,1)*BULK(N)
      C(3,3)=C(2,2)
      C(4,4)=C(2,2)
C
C     TRANSPOSE OF STRD
C
      DO 289 I=1,4
      DO 289 J=1,24
  289 STRT(J,I)=STRD(I,J)
C
C     STIFFNESS MATRIX-S(24,24)
C
      DO 290 I=1,24
      DO 290 J=1,4
      CAR=0
      DO 280 K=1,4
  280 CAR=CAR+STRT(I,K)*C(K,J)
  290 F(I,J)=CAR
      DO 293 I=1,24
      DO 293 J=1,24
      CAR=0
      DO 292 K=1,4
  292 CAR=CAR+F(I,K)*STRD(K,J)
  293 S(I,J)=S(I,J)+GT*CAR
C
  300 CONTINUE
C
C
C     SURFACE ELEMENT CONTROL
C
C
      IF(ISURF.EQ.0) GOTO 780
```

```
      DO 3010  LX = 1,NINT
      E1=XK(LX,NINT)
      DO 3010  LY = 1,NINT
      E2=XK(LY,NINT)
      DO 3010  LZ = 1,NINT
      E3=XK(LZ,NINT)
C
      CALL FDERSU(DETAS,QSC)
      GTS=WGT(LX,NINT)*WGT(LY,NINT)*DETAS*RHO(MAT)
      DO 315 I=1,8
      DO 315 J=1,8
  315 SSS(I,J)=0.0D0
      DO 316 I=5,8
      DO 316 J=5,8
  316 SSS(I,J)=GTS*QSC(I,J)
 3010 CONTINUE
C
C     ADD VERTICAL RIJITY OF SURFACE ELEMENT TO STIFFNESS MATRIX
C
      S(14,14)=S(14,14)+SSS(5,5)
      S(14,17)=S(14,17)+SSS(5,6)
      S(14,20)=S(14,20)+SSS(5,7)
      S(14,23)=S(14,23)+SSS(5,8)
C
      S(17,14)=S(17,14)+SSS(6,5)
      S(17,17)=S(17,17)+SSS(6,6)
      S(17,20)=S(17,20)+SSS(6,7)
      S(17,23)=S(17,23)+SSS(6,8)
C
      S(20,14)=S(20,14)+SSS(7,5)
      S(20,17)=S(20,17)+SSS(7,6)
      S(20,20)=S(20,20)+SSS(7,7)
      S(20,23)=S(20,23)+SSS(7,8)
C
      S(23,14)=S(23,14)+SSS(8,5)
      S(23,17)=S(23,17)+SSS(8,6)
      S(23,20)=S(23,20)+SSS(8,7)
      S(23,23)=S(23,23)+SSS(8,8)
C
  780 CONTINUE
C
      DO 294 I=1,24
      DO 294 J=I,24
      SS(I,J)=S(I,J)
  294 SS(J,I)=SS(I,J)
C
C
C     FORM STRAIN MATRIX
C
      NSS=2
      IF(IS(2).EQ.0) NSS=1
      DO 305 I=1,4
      DO 305 J=1,24
  305 STR(I,J)=0.
      DO 405 L=1,NSS
      LL=IS(L)+1
      E1=STPTS(LL,1)
      E2=STPTS(LL,2)
      E3=STPTS(LL,3)
      CALL FLUDER(2,SA)
```

```
C
C     STRAIN-DISPLACEMENT MATRIX STR(4,24)
C
      DO 9448 I=1,3
      DO 9448 J=1,8
 9448 SAA(I,J)=SA(J,I)
      M=0
      DO 9451 J=1,8
      DO 9451 I=1,3
      M=M+1
 9451 STR(1,M)=SAA(I,J)
C
      M=0.
      DO 9511 I=1,22,3
      M=M+1
      STR(2,I+1)=-0.5*SAA(3,M)
      STR(2,I+2)=0.5*SAA(2,M)
      STR(3,I)=0.5*SAA(3,M)
      STR(3,I+2)=-0.5*SAA(1,M)
      STR(4,I)=-0.5*SAA(2,M)
 9511 STR(4,I+1)=0.5*SAA(1,M)
C
  405 CONTINUE
C
      NS=4
C
C     STRAIN-STRESS * STRAIN-DISPLACEMENT MATRIX (C*B)
C
      DO 900 I=1,NSS
      II=I*6-6
      DO 850 M=1,4
      DO 850 J=1,24
      SP=0.
      DO 840 K=1,4
  840 SP=SP+C(M,K)*STR(K,J)
  850 SA(M,J)=SP
C
      DO 860 J=1,3
      JJ=J+3
      DO 860 K=1,4
      SF(II+J,K)=-FACT*TLF(K)
  860 SF(II+JJ,K)=0.
C
      IF (IS(I).LE.0) GO TO 900
      LL=IS(I)+1
      E1=STPTS(LL,1)
      E2=STPTS(LL,2)
      E3=STPTS(LL,3)
      CALL DERIV (4,SA)
      CALL LOSTR (IS,A,B,SA,SF,I)
C
  900 CONTINUE
C
   70 CONTINUE
C
      DO 410 J=1,24
      DO 410 I=1,4
  410 RF(J,I)=0.
C
C     SELF WQT.
```

```
C
      DO 460 II=1,8
      K=3*II
      J=K-1
      I=J-1
      DO 460 L=1,4
      RF(I,L) = RF(I,L)*PLF(L) + DL(II)*XLF(L)
      RF(J,L) = RF(J,L)*PLF(L) + DL(II)*YLF(L)
  460 RF(K,L) = RF(K,L)*PLF(L) + DL(II)*ZLF(L)
C
C     MASS ARRAY
C
      L=0
      DUM=VOLUME*RHO(MAT)*.125/GRAV
      DO 465 I=1,8
      DO 465 J=1,3
      L=L+1
  465 XM(L) = DUM
C
  540 IJ = 0
      DO 550 I=1,8
      II=NP(I)
      DO 550 J=1,3
      IJ=IJ+1
  550 LM(IJ)=ID(II,J)
c
      ND=24
C
      IS1=IS(1)
      IS2=IS(2)
      NDM=24
      CALL CALBAN (MBAND,NDIF,LM,XM,SS,RF,ND,NDM,NS)
      IF(MODEX.EQ.1) GO TO 560
      WRITE (1) ND,NS,(LM(I),I=1,ND),((SA(I,J),I=1,NS),J=1,ND),
     1 ((SF(I,J),I=1,NS),J=1,4)
  560 IF(MODEX.EQ.1)
     *WRITE (NT8) NEL,NP,NINT,MAT,KLD,REFT,IS
      WRITE (6,2000) NEL,NP,NINT,MAT,ISURF,NDIF
C
C     CHECK IF LAST ELEMENT
C
      IF(NBRK8-NEL) 50,600,590
  590 IF(ML) 30,30,40
C
C
  600 RETURN
C
 1000 FORMAT (12I5,4I2,2I1,I10)
 1001 FORMAT (I5,2F10.0)
 1002 FORMAT (2I5,2F10.2,I5)
 1003 FORMAT(F10.2/(4F10.2))
 2000 FORMAT(I6,1X,8I5,I9,I12,6X,I2,I8)
 2001 FORMAT(1X,I5,5X,E15.4,1X,E15.4)
 2002 FORMAT (I5,I9,2F13.3,I12)
 2003 FORMAT (/////
     . 35H .....ACCELERATION DUE TO GRAVITY =  F10.2////
     . 38H LOAD FACTORS FOR 4 ELEMENT LOAD CASES  //
     . 46X 17HELEMENT LOAD CASE /
     . 36X 1HA 9X 1HB 9X 1HC 9X 1HD  /
     . 30H PRESSURE LOAD FACTORS . .      4F10.3/
```

```
     . 30H THERMAL  LOAD FACTORS . .      4F10.3//
     . 30H PERCENT GRAVITY IN +X DIRN.   4F10.3/
     . 30H PERCENT GRAVITY IN +Y DIRN.   4F10.3/
     . 30H PERCENT GRAVITY IN +Z DIRN.   4F10.3/ )
 1300 FORMAT (9H0MATERIAL 6X 11HBULK(207E7) 8X 6HWEIGHT /
     . 43H  NUMBER       COEFFICIENT       DENTSITY   )
 1301 FORMAT (30H1....8 NODE FLUID ELEMENT DATA ///
     . 8H ELEMENT 10X 15HCONNECTED NODES 17X 30HINTEGRATION MATERIAL
     .SURFACE /
     . 8H  NUMBER 3X,36H1    2    3    4    5    6    7    8 6X,5HORDER
     . 7X,3HNO. 6X 3HCOD 5X,4HBAND /)
 1302 FORMAT (/////26H ELEMENT DISTRIBUTED LOADS //
     . 52H NUMBER     KTYPE       PR            YREF            FACE )
 3000 FORMAT ( 31H1......8 - NODE FLUID ELEMENTS   ///
     . 24H  NUMBER OF ELEMENTS.... ,I5 //
     . 24H  NUMBER OF MATERIALS... ,I5 //
     . 24H  NUMBER OF LOAD TYPES.. ,I5 ///)
 4003 FORMAT (36H0ELEMENT CARD ERROR, ELEMENT NUMBER= I6)
 4004 FORMAT ('0NUMBER OF DISPLACEMENTS PER ELEMENT (ND) =',I3,/,
    1        '0NUMBER OF STRESSES PER ELEMENT (NS)       =',I3,/,
    2        '0ELEMENT STRESS-DISPL MATRIX:')
 4005 FORMAT (/,(1H ,1P10E13.4))
 4006 FORMAT ('0ELEMENT FIXED-NODE STRESSES:',/,(1H ,1P4E13.4))
 4007 FORMAT ('ELEMENT',I3,'   ND=',I3,'   NS=',I3)
 4008 FORMAT ((1P8E10.3))
C
      END
C
C
      SUBROUTINE FLUDER(KK,D)
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
C
C     CALLED BY:  FLUID8,LOAD
C
      DIMENSION D(12,1)
      COMMON /GASS/ XK(4,4),WGT(4,4),IPERM(3)
      COMMON /JUNK/ R ,S ,T ,DET,MLD(4),KLD(4),MULT(4),NP(8),INP(8),
     .          A(3,3),P(3,11),B(3,3),XX(8,3),Q(11),DL(8),IFILL(206)
C
      RP=(1.+R)*.125
      RM=(1.-R)*.125
      SP=1.+S
      SM=1.-S
      TP=1.+T
      TM=1.-T
      IF (KK.EQ.2.OR.KK.EQ.4) GO TO 100
C
C     SHAPE FUNCTIONS
C
      Q(1)  = RP*SM*TM
      Q(2)  = RP*SP*TM
      Q(3)  = RM*SP*TM
      Q(4)  = RM*SM*TM
      Q(5)  = RP*SM*TP
      Q(6)  = RP*SP*TP
      Q(7)  = RM*SP*TP
      Q(8)  = RM*SM*TP
C
C     DERIVATIVES OF SHAPE FUNCTIONS
```

```
C
  100 P(1,1) = SM*TM*.125
      P(1,2) = SP*TM*.125
      P(1,3) = -P(1,2)
      P(1,4) = -P(1,1)
      P(1,5) = SM*TP*.125
      P(1,6) = SP*TP*.125
      P(1,7) = -P(1,6)
      P(1,8) = -P(1,5)
C
      P(2,1) = -RP*TM
      P(2,2) = -P(2,1)
      P(2,3) = RM*TM
      P(2,4) = -P(2,3)
      P(2,5) = -RP*TP
      P(2,6) = -P(2,5)
      P(2,7) = RM*TP
      P(2,8) = -P(2,7)
C
      P(3,1) = -RP*SM
      P(3,2) = -RP*SP
      P(3,3) = -RM*SP
      P(3,4) = -RM*SM
      P(3,5) = -P(3,1)
      P(3,6) = -P(3,2)
      P(3,7) = -P(3,3)
      P(3,8) = -P(3,4)
C
C     JACOBIAN MATRIX A
C
      DO 200 I=1,3
      DO 200 J=1,3
      C=0.
      DO 150 L=1,8
  150 C = C + P(I,L)*XX(L,J)
  200 A(I,J) = C
C
C     INVERT JACOBIAN
C
      IF(KK.EQ.3) GO TO 500
      DO 250 I=1,3
      J = IPERM(I)
      K = IPERM(J)
      B(I,I) = A(J,J)*A(K,K) - A(K,J)*A(J,K)
      B(I,J) = A(K,J)*A(I,K) - A(I,J)*A(K,K)
  250 B(J,I) = A(J,K)*A(K,I) - A(J,I)*A(K,K)
      IF (KK.EQ.4) GO TO 500
      DET = A(1,1)*B(1,1) + A(1,2)*B(2,1) + A(1,3)*B(3,1)
C
C     MATRIX OF X-Y-Z DERIVATIVES
      DO 400 I=1,3
      DO 400 J=1,8
      C = 0.
      DO 350 K=1,3
  350 C = C + B(I,K)*P(K,J)
  400 D(J,I)=C/DET
C
  500 RETURN
      END
C
```

```
C
      SUBROUTINE FDERSU(DETAS,QSC)
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION D(8,1)
      COMMON /GASS/ XK(4,4),WGT(4,4),IPERM(3)
      COMMON /JUNK/ R ,S ,T ,DET,MLD(4),KLD(4),MULT(4),NP(8),INP(8),
     .          A(3,3),P(3,11),B(3,3),XX(8,3),Q(11),DL(8),IFILL(206)
      DIMENSION QSC(8,8),AS(2,2),PS(2,8),QS(8)
C
C     SHAPE FUNCTION OF SURFACE ELEMENT
C
      QS(5)=0.25*(1.+R)*(1.-S)
      QS(6)=0.25*(1.+R)*(1.+S)
      QS(7)=0.25*(1.-R)*(1.+S)
      QS(8)=0.25*(1.-R)*(1.-S)
C
C     DERIVATIVES OF SHAPE FUNCTION
C
      PS(1,5)=0.25*(1.-S)
      PS(1,6)=0.25*(1.+S)
      PS(1,7)=-0.25*(1.+S)
      PS(1,8)=-0.25*(1.-S)
      PS(2,5)=-0.25*(1.+R)
      PS(2,6)=0.25*(1.+R)
      PS(2,7)=0.25*(1.-R)
      PS(2,8)=-0.25*(1.-R)
C
C     JACOBIAN MATRIX
C
      DO 312 I=1,2
      DO 312 J=1,2
      C=0
      DO 311 L=5,8
  311 C=C+PS(I,L)*XX(L,J)
  312 AS(I,J)=C
      DETAS=AS(1,1)*AS(2,2)-AS(1,2)*AS(2,1)
      DO 313 I=1,8
      DO 313 J=1,8
  313 QSC(I,J)=0.
      DO 314 I=5,8
      DO 314 J=5,8
  314 QSC(I,J)=QS(I)*QS(J)
C
  500 RETURN
C
      END
```

EK-D: SEÇİLEN SIVI ELEMANI KULLANAN PROGRAM İÇİN VERİ HAZIRLANMASI

SAPIV programında çözülecek bir problem için veri hazırlanması kullanma kılavuzunda ayrıntılı bir şekilde verilmektedir [257]. Çözümlemelerde seçilen sıvı elemanın kullanılabilmesi için sadece IV. adımdaki eleman verilerinin (element data) hazırlanması kısmında bu elemana ilişkin özelliklerin verilmesi yeterli olmaktadır. Bundan önceki ve sonraki adımlar aynen katı elemanlarda olduğu gibi yapılacak çözümlemenin özelliğine göre hazırlanmaktadır. Sözkonusu IV. aşamadaki eleman verilerine, sıvı elemanla ilgili, eklenmesi gereken kısım aşağıda verilmektedir.

TYPE-9- ÜÇ BOYUTLU SIVI ELEMAN (THREE-DIMENSIONAL FLUIDS ELEMENTS)

```
A. Kontrol satırı ( 4I5)
 Kolon   1- 5 Eleman tip numarası (9)
          6-10 Toplam sıvı eleman sayısı
         11-15 Farklı malzeme sayısı
         16-20 Eleman yük sayısı ( bu çalışmadaki
               uygulamalarda sıfır alınmıştır)

B. Malzeme özellik satırı
 Kolon   1- 5 Malzeme tanım numarası
          6-15 Birim ağırlık
         16-25 Kısıtlama paramatresi katsayısı

C. Yerçekimi ivmesi satırı (F10.2)
D. Eleman yük durumu çarpan satırları ( 5 satır 4F10.2)
E. Eleman oluşturma satırları
 Kolon   1- 5 Eleman numarası
          6-10 Elemanın birinci düğüm noktasının numarası
               (bkz. Şekil 26)
         11-15 Elemanın ikinci düğüm noktasının numarası
         16-20 Elemanın ücüncü düğüm noktasının numarası
         21-25 Elemanın dördüncü düğüm noktasının numarası
         26-30 Elemanın beşinci düğüm noktasının numarası
         31-35 Elemanın altıncı düğüm noktasının numarası
         36-40 Elemanın yedinci düğüm noktasının numarası
         41-45 Elemanın sekizinci düğüm noktasının numarası
         46-50 Integral derecesi ( bu çalışmada kullanılan
               elemanın özelliğinden dolayı 1.00 olarak
               dikkate alındı)
         51-55 Eleman malzeme numarası
         56-57 Eleman oluşturma parametresi
         78-80 Yüzey eleman kodu ( 1: yüzey eleman,
               0: yüzey eleman değil)
```

EK-E: HIZ SPEKTRUMLARININ BELIRLENMESİ İÇİN GELİŞTİRİLEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI

```
C***************************************************************
C                                                              *
C   NEWMARK β YÖNTEMIYLE DEPREM IVME KAYDINA GORE              *
C           HIZ SPEKTRUMUNUN HESAPLANMASI                      *
C                                                              *
C***************************************************************
      DIMENSION YTT(2085),X1(2085),U(2085),V(2085)
      REAL K3,MN
      OPEN (UNIT=5,FILE='ERZDB.VER',STATUS='OLD')
      OPEN (UNIT=6,FILE='ERZDB.SON',STATUS='NEW')
      READ(5,*)DT,BETA,U(1),V(1),NUM,SO
C***************************************************************
C      DT:ZAMAN ARALIGI                                        *
C      BETA: KATSAYI                                           *
C      U(1),V(1): DEPLASMAN VE HIZIN BASLANGIC DEGERLERI       *
C      NUM: TOPLAM ADIM SAYISI                                 *
C      SO: SONUM ORANI                                         *
C***************************************************************
C
C      BIRIM DONUSTURME
C
      DO 10 I=1,NUM
      READ(5,*)X1(I)
      X1(I)=X1(I)/100.
   10 CONTINUE
C
C      HAREKET DENKLEMI KATSAYILARI
C
      PER=0.0
      DO 333 J=1,20000
      PER=PER+0.001
      C1=2.*SO*2.*3.1415/PER
      K3=(2.*3.1415/PER)**2
      TT=DT*DT
C
C      SAYISAL INTEGRASYON BASLANGICI
C
      YTT(1)=(-X1(1)-C1*V(1)-K3*U(1))
      MN=1+0.5*DT*C1+BETA*TT*K3
      AAA=0.0
      DO 51 I=1,NUM-1
      A1=V(I)+DT*YTT(I)/2.
      A2=U(I)+V(I)*DT+(0.5-BETA)*TT*YTT(I)
      YTT(I+1)=(-X1(I+1)-A1*C1-A2*K3)/MN
      V(I+1)=V(I)+0.5*(YTT(I)+YTT(I+1))*DT
      U(I+1)=U(I)+V(I)*DT+((0.5-BETA)*YTT(I)+BETA*YTT(I+1))*TT
      IF (AAA.LE.ABS(V(I))) AAA=ABS(V(I))
   51 CONTINUE
      WRITE(6,*)PER,AAA
  333 CONTINUE
      END
```

7. 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 Bölümü'ne girdi. Lisans öğrenimi sırasında kendisine İnşaat Mühendislği Bölümü tarafından iki kez başarı ödülü, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi tarafından sınıf birinciliği ödülü ve Üniversite tarafından onur belgesi verilen DOĞANGÜN üçüncü sınıftan itibaren Etibank'tan burs aldı. 1985-1986 öğretim yılında bu bölümden Haziran döneminde mezun oldu. Aynı yıl girdiği sınavı kazanarak mezun olduğu bölümde Yüksek Lisans öğrenimine başlayarak bir yıllık İngilizce hazırlık sınıfını birinci olarak bitirdikten sonra, Şubat 1988 de mezun olduğu bölümün Yapı Anabilim Dalı'na Araştırma Görevlisi olarak atandı. 1988-1989 öğretim yılı Haziran döneminde yüksek lisans öğrenimini tamamlayarak Eylül 1989 da Doktora öğrenimine başladı. Mayıs 1990 da Yapı Endüstri Merkezi tarafından kendisine Araştırma İnceleme Ödülü de verilmiş olan Adem DOĞANGÜN, evli ve iki çocuk babası olup İngilizce bilmekte ve halen K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde Araştırma Görevlisi olarak görevine devam etmektedir.