

TÚLIO CEZAR BORGES DE MELO

**ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS EM CASCAS CILÍNDRICAS SOB AÇÃO
SÍSMICA CONSIDERANDO-SE A INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de pós-graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas

Orientador: Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc.

Niterói
2017

TÚLIO CEZAR BORGES DE MELO

**ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS EM CASCAS CILÍNDRICAS SOB AÇÃO
SÍSMICA CONSIDERANDO-SE A INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Programa de pós-graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas

Aprovada em 7 de fevereiro de 2017

BANCA EXAMINADORA

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc. – Orientador
Universidade Federal Fluminense

Prof. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc.
Universidade Federal Fluminense, UFF

Prof. Júlio Jerônimo da Silva Holtz Filho, D. Sc.
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio

Prof. Robson Luiz Gaiofatto, D. Sc.
Universidade Católica de Petrópolis, UCP

Niterói
2017

*“Uma coisa que aprendi ao longo de minha vida:
a nossa ciência, comparada à realidade,
é primitiva e infantil – e, mesmo assim,
é a coisa mais preciosa que temos”*

(Albert Einstein)

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento e a finalização de mais essa fase profissional são de grande satisfação pessoal e crescimento como engenheiro.

Agradeço à toda equipe do Programa de Engenharia Civil da UFF, que sempre me ajudou e auxiliou em todas as etapas no decorrer do mestrado.

Aos professores do programa que contribuíram de maneira determinante para o meu crescimento nesta jornada.

Ao meu orientador, o Professor Emil Sánchez, que sempre me incentivou no desenvolvimento dessa pesquisa, no esclarecimento de questões que fugiam do meu pouco conhecimento e no correto direcionamento desse trabalho.

Aos meus pais e toda minha família, que mesmo longe, não pararam de me incentivar e auxiliar de todas as formas para a finalização de tal trabalho científico.

Aos amigos que fiz no Rio, que foram minha família nesta cidade. Obrigado!

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1 DEFINIÇÕES PRELIMINARES	19
1.2 OBJETIVOS	20
1.2.1 Objetivo geral	20
1.2.2 Objetivo específico	20
1.3 JUSTIFICATIVAS	21
1.4 METODOLOGIA	24
1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2 TEORIA DAS CASCAS	28
2.1 GENERALIDADES	28
2.2 TEORIA DA MEMBRANA	31
2.3 CASCAS CILÍNDRICAS	31
2.3 MUDANÇA DE CURVATURA	33
2.4 ENERGIA DE DEFORMAÇÃO	34
2.5 FLAMBAGEM E PÓS-FLAMBAGEM EM CASCAS	34
2.6 DINÂMICA ESTRUTURAL APLICADA ÀS CASCAS	40
3 RESERVATÓRIOS	45
3.1 GENERALIDADES	45
4 AÇÃO SÍSMICA	50
4.1 INTRODUÇÃO	50
4.2 PLACAS TECTÔNICAS E ZONAS SÍSMICAS	52
4.3 PROPAGAÇÃO DE SISMOS	53
4.4 FALHAS	54
4.5 MAGNITUDE E INTENSIDADE SISMOLÓGICAS	56
4.6 SISMICIDADE NO BRASIL	57
4.7 EFEITOS DOS SISMOS EM ESTRUTURAS	62
5 PROJETO DE RESERVATÓRIOS SOB AÇÃO SÍSMICA.	71
5.1 INFORMAÇÕES PRELIMINARES	71
5.2 FATOR DE ZONA a_g	71
5.3 FATOR DO SOLO S	73
5.4 FATOR DE IMPORTÂNCIA I	73
5.5 COEFICIENTE DE RESPOSTA ELÁSTICA (S_e)	73
5.6 FATOR DE MODIFICAÇÃO DE RESPOSTA R_w	74
5.7 CRITÉRIOS DE PROJETO SEGUNDO À ACI – 350.03 (2006)	75
a. Critérios de projeto segundo o EUROCODE 8 – parte 04 (2006)	85
b. Critérios de projeto segundo o IITK- GSDMA	91
c. Critérios de projeto segundo o AIJ 2014	103
d. Critérios de projeto segundo à NBR 15421 (2006)	109
6 INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA	113
a. Adição de massa aproximada	118
b. Aproximação Lagrangeana	119
c. Aproximação Lagrangeana – Euleriana arbitrária	119
d. <i>Sloshing</i> em reservatórios	122

7	MODELO EM ELEMENTOS FINITOS	125
8	ESTUDO DE CASO	132
a.	Propriedades do reservatório	132
b.	Parâmetros sísmicos	133
9	ANÁLISE DOS RESULTADOS	136
a.	Resultados encontrados dos modelos analíticos	136
10	CONCLUSÕES	144
11	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	146
	REFERÊNCIAS	147
	ANEXOS	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Principais magnitudes x vidas humanas devido a solicitações sísmicas no mundo	22
Figura 1.2: Levantamento das magnitudes da atividade sísmica no Brasil entre 2015 e 2016	24
Figura 1.3: Quantitativo de sismos medidos em território brasileiro no último ano;	24
Figura 1.4: Etapas a serem implementadas ao longo desta pesquisa.....	25
Figura 2.1: Dimensões de uma estrutura em casca.....	28
Figura 2.2: Distribuição de forças de membrana atuantes num trecho da casca	30
Fonte: Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1976).....	30
Figura 2.3: Coberta em casca cilíndrica	32
Figura 2.4: Casca cilíndrica sob ação das forças de membrana e momentos de flexão	32
Figura 2.5: (a) Casca cilíndrica na condição indeformada; (b) casca deformada; (c) tensões atuantes numa casca cilíndrica	35
Figura 2.6: Configuração deformada dos estados não lineares submetidas: compressão axial; (b) pressão externa;.....	37
Figura 2.7: Propagação das ondas geradas por ação dinâmica.....	41
Figura 3.1: Reservatório parcialmente enterrado.	45
Figura 3.2: Reservatório simplesmente apoiado.	46
Figura 3.3: Reservatório elevado.....	46
Figura 3.4: Reservatório no formato cilíndrico;	47
Figura 3.5: Reservatório paralelepípedico; Vasconcelos (1981).....	47
Figura 3.6: Elementos componentes de um reservatório cilíndrico típico	48
Figura 4.1: Representação do comportamento dos tipos de bordas;	51
Figura 4.2: Divisão da crosta terrestre em placas tectônicas.....	52
Figura 4.3: Zonas de ocorrências de terremotos ao redor do mundo;	53
Figura 4.4: Efeito do posicionamento do hipocentro no interior da crosta terrestre	53
Figura 4.5: Movimento das ondas	54
Figura 4.6: Tipos de Falhas: (A) Normal; (B) Reversa	55
Figura 4.7: Tipos de falhas;	55
Figura 4.8: Relação entre a escala Mercalli e a Richter	57
Figura 4.9: Zonas sísmicas da América do Sul segundo o <i>Global Seismic Hazard</i> ;.....	59
Figura 4.10: Mapa de ocorrência de sismos em território brasileiro	60
Figura 4.11: Principais falhas brasileiras.....	61
Figura 4.12: Colapso em bloco.....	65
Figura 4.13: Fissuras em cruz.....	65
Figura 4.14: Pavimento flexível	65
Figura 4.15: Pilares com deformações impedidas;.....	66
Figura 4.16: Martelamento em edifícios vizinhos;.....	66
Figura 4.17: Recalque por liquefação do solo;	66
Figura 4.18: Deformação do reservatório do tipo “pata de elefante”;.....	67
Figura 4.19: Deformação do reservatório do tipo diamante;.....	67
Figura 4.20: Danos na cobertura devido à sucção;.....	68
Figura 4.21: Efeitos da força de inércia atuante do líquido;.....	68
Figura 5.1: Zoneamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos Classe B;.....	72
Figura 5.2: Variação do espectro de resposta de projeto em função do período.....	74
Figura 5.3: Fator $2\pi\omega c$ para reservatórios cilíndricos; ACI 350 (2006).....	78

Figura 5.4: coeficiente CW para reservatórios cilíndricos; ACI 350 (2006).	79
Figura 5.5: Mapas sísmicos de projeto;	80
Figura 5.6: Zoneamento sísmico dos Estados Unidos, segundo o UBC;	80
Figura 5.7: Zoneamento sísmico de Portugal continental; EUROCODE 8 (2004).	88
Figura 5.8: Modelo impulsivo e convectivo de distribuição de pressão	92
Figura 5.9: Parâmetros do modelo massa-mola para um reservatório circular	93
Figura 5.10: Determinação dos coeficientes C_c e C_i ; GSDMA (2012).	95
Figura 5.11: Zoneamento sísmico da Índia; IS(1998).	96
Figura 5.12: Espectro de resposta para os diversos tipos de solos, considerando 5% de amortecimento	99
Figura 5.13: Determinação, pelo método gráfico, do coeficiente de pressão impulsiva	101
Figura 5.14: coeficiente de pressão convectiva num ponto qualquer da parede do reservatório	102
Figura 5.15: coeficiente de pressão convectiva na base	103
Figura 5.16: Zoneamento sísmico do Japão.	105
Figura 5.17: Fator de massa efetiva; AIJ (2014).	106
Figura 6.1: Princípio da interação fluido-estrutura	114
Figura 6.2: (a) Conceito de massa adicionada desenvolvido por Westgaard (b) superfícies curvas na direção normal cartesiana	118
Figura 6.3: Esquema representativo das formulações lagrangeana, euleriana e ALE num problema de interação fluido-estrutura	120
Figura 6.4: Cinemática da descrição ALE	120
Figura 7.1: Elemento do tipo casca	125
Figura 7.2: Família de elementos do ABAQUS	126
Figura 7.3: Espectro de resposta de projeto para o ACI 350.06 (2006).	127
Figura 7.4: Criação do meio euleriano.	128
Figura 7.5: Meios utilizados na análise do reservatório.	129
Figura 7.6: Contato entre as <i>parts</i> numa análise euleriana-lagrangeana	129
Figura 7.7: Exemplo da interação entre um tanque e a água analisado no meio Euleriano-Lagrangeano;	130
Figura 7.8: Movimento da malha euleriana.	130
Figura 7.9: Uso de malha ALE adaptativa.	131
A.1: Fluxograma do projeto de um reservatório cilíndrico sismo-resistente, não ancorado, segundo à AIJ (2014).	150
A.1: Fluxograma do projeto de um reservatório cilíndrico sismo-resistente ancorado segundo à AIJ (2014).	151
A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense	152
A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense	152
A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Sismos ocorridos em território brasileiro com magnitude maior que 5.0	58
Tabela 4.2: Maiores magnitudes de sismos ocorridos no Brasil	60
Tabela 4.3: Ordem de grandeza da magnitude dos tremores;.....	64
Tabela 5.1: Zonas Sísmicas; NBR 15421 (2006).	72
Tabela 5.2: Determinação do tipo de solo; ASCE 7 (2005).	81
Tabela 5.3: Determinação do coeficiente do solo S_a ; ASCE 7 (2005).....	81
Tabela 5.4: Determinação do coeficiente do solo S_V ; ASCE 7 (2005).	81
Tabela 5.5: Fator de importância I do reservatório; ACI 350 (2006).	82
Tabela 5.6: Determinação dos fatores C_c e C_i ; EUROCODE (2006).	86
Tabela 5.7: Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²) nas várias zonas sísmicas.....	88
Tabela 5.8: Tipos de terreno; EUROCODE 8 (2004)	89
Tabela 5.9: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 1; EUROCODE 8 (2009).	90
Tabela 5.10: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 2; EUROCODE 8 (2009).	90
Tabela 5.11: Fator de importância γ_1 ; EUROCODE (2009).	90
Tabela 5.12: Zoneamento sísmico;	96
Tabela 5.13: Tipos de solo; IS1893 (2002).	96
Tabela 5.14: Fator de importância I ; GSDMA (2014).	97
Tabela 5.15: Fator de redução de resposta R ; GSDMA (2014).....	97
Tabela 5.16: Fator de importância I ; AIJ(2014).	104
Tabela 5.17: Valores de D_η ; AIJ (2014).	106
Tabela 5.18: Fator D_s para reservatórios instalados diretamente na fundação ou sobre o solo; AIJ (2014).	106
Tabela 5.19: Fator de amortecimento para o 1º modo de sloshing; AIJ(2010).	107
Tabela 5.20: Tabela do período crítico T_G (s); AIJ(2010).	108
Tabela 5.21: Zonas sísmicas; NBR15421 (2006).	110
Tabela 5.22: Classe do terreno; NBR15421(2006).	110
Tabela 5.23: Fatores de amplificação sísmica no solo; NBR15421(2006).	111
Tabela 5.24: Fator de importância I ; NBR 15421(2006).....	112
Tabela 6.1: Histórico de danos em reservatórios devido ao <i>Sloshing</i> ;	123
Tabela 8.1: Propriedades geométricas.	132
Tabela 8.2: Propriedades do material.	133
Tabela 8.3: Comparação entre os fatores de importância.....	133
Tabela 8.4: Fatores normativos de modificação de resposta elástica.	134
Tabela 8.5: Classificação do solo.	135
Tabela 9.1: Coeficientes sísmicos das parcelas impulsivas e convectivas.	137
Tabela 9.2: Valores das alturas e massas convectivas e impulsivas.....	138
Tabela 9.3: Fator de amortecimento.	139
Tabela 9.4: Períodos naturais da estrutura.....	139
Tabela 9.5: Espectros de resposta elástica.....	140

LISTA DE SÍMBOLOS

Latinos maiúsculos

- $(A_h)_i$ – Coeficiente sísmico horizontal para o modo impulsivo
 $(A_h)_c$ – Coeficiente sísmico horizontal para o modo convectivo
 A_n – Número de modos de vibração de uma casca
 C – Rigidez de membrana
 C_a – Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0 s
 C_c – Coeficiente sísmico aplicado à parcela convectiva
 C_i – Coeficiente sísmico aplicado à parcela impulsiva
 C_S – Coeficiente de resposta dinâmica
 C_V – Fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1 s
 C_j – Coeficiente de força cortante de projeto para o j-ésimo modo natural
 C_S – Coeficiente de força cortante de projeto
 D – Rigidez à flexão da membrana
 D_c – Diâmetro do reservatório cilíndrico
 D_η – Coeficiente determinado pela ductilidade da estrutura
 D_S – Coeficiente estrutural característico
 D_h – Coeficiente determinado pelo amortecimento da estrutura
 E – Módulo de elasticidade longitudinal do material
 E_c – Energia cinética
 E_p – Energia potencial
 F_{xx} – Coeficiente determinado pelo amortecimento da estrutura
 F_{xy} – Coeficiente determinado pelo amortecimento da estrutura
 G – Módulo de elasticidade transversal
 H – Espessura da casca
 H_l – Profundidade do líquido reservado
 I – Fator de importância da edificação
 IS_v – Velocidade do espectro de resposta devido ao *sloshing*
 J – Jacobiano
 L – Comprimento da casca
 L_q – Altura de um reservatório retangular
 K – Matriz de rigidez global

M – Momento de flexão aplicado na casca

M^* – Matriz de massa modificada, considerando as parcelas do líquido e da estrutura

M_w – Momento de flexão das paredes do reservatório para o caso EBP

M_r – Momento de flexão da cobertura do reservatório para o caso EBP

M_i – Momento de flexão da parcela impulsiva do reservatório

M_c – Momento de flexão da parcela convectiva do reservatório

M_b – Momento de flexão da base do reservatório

M_c – Momento de tombamento no modo convectivo

M'_i – Momento de tombamento no modo impulsivo

M_{tomb} – Momento de tombamento resultante

M_x – Momento de flexão na direção x

M_θ – Momento de flexão radial

N – Força normal aplicada na casca

N_x – Força de membrana na direção x

N_θ – Força de membrana na direção radial

\bar{N} – Número médio de golpes no ensaio de SPT

N_x^f – Força de membrana na direção x

N_{xy}^f – Força de membrana na direção xy

N_y^f – Força de membrana na direção y

O – Centro do eixo curvo da casca

P_i – Pressão impulsiva do reservatório, segundo o ACI 350.03 (2006)

P_c – Pressão convectiva do reservatório, segundo o ACI 350.03 (2006)

P_w – Pressão devido à massa impulsiva do sistema, segundo à AIJ 2014

P_{w0} – Pressão dinâmica de referência da massa impulsiva

P_r – Força de inércia

P_s – Pressão dinâmica devido à massa convectiva

P_{s0} – Pressão dinâmica de referência devido à massa convectiva

Q_d – Força cortante de projeto

R_w – Fator de modificação de resposta elástica

S – Fator de importância da estrutura

S_{a1} – Espectro de resposta de aceleração para o primeiro modo do período natural

S_{aj} – Espectro de resposta de aceleração para o j-ésimo modo do período natural
 $S_e(T)$ – Ordenada do espectro elástico de resposta
 $S_e(T_i)$ – Aceleração espectral impulsiva
 $S_e(T_c)$ – Aceleração espectral convectiva
 S_{Vj} – Espectro de resposta de projeto da velocidade, segundo à norma japonesa
 S_{v1} – Espectro de resposta de projeto para o primeiro modo do *sloshing*
 S_{aj} – Espectro de resposta de projeto da aceleração, segundo à norma japonesa
 T – Período natural da estrutura
 T_1 – Período natural do reservatório quando somente a placa da base e cabos de ancoragem deformam
 T_e – Período natural modificado do reservatório, considerando as deformações das paredes, como também a placada da base
 T_c – Limite do tramo de aceleração espectral constante, conforme EUROCODE 8 (2006)
 T_i – Período referente à parcela impulsiva segundo o ACI 350.03 (2006)
 T_B – Limite do tramo de aceleração espectral constante, conforme EUROCODE 8 (2006)
 T_C – Limite do tramo de aceleração espectral constante, conforme EUROCODE 8 (2006)
 T_D – Limite no início do tramo de deslocamento constante
 T_G – Período crítico determinado segundo uma classificação do solo
 T_j – J-ésimo período natural da estrutura
 T_s – Fator de amplificação espectral previsto no ACI 350.03 (2006)
 T_T – Constante de torção
 U_b – Energia de deformação de flexão
 U_m – Energia de deformação de membrana
 \bar{V}_S – Velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento
 V – Força cortante total na base
 \vec{V} – Velocidade
 V – Deslocamento da casca na direção circunferencial
 X – Coordenada cilíndrica na direção axial x.
 W – Peso total da estrutura adotado na NBR 15421(2006)
 Z_s – Fator sísmico de zona adotado na norma japonesa AIJ (2014).
 W – Deslocamento da casca na direção radial
 W_i – Peso da i-ésima massa do sistema

W_s – Peso de projeto na base da estrutura devido à carga permanente da estrutura e a componente impulsiva do líquido.

Z – Zona sísmica adotada pela norma indiana GDSMA (2012)

Latinos minúsculos

a_g – Fator de zona ou aceleração espectral, escrita em função da gravidade g

a_{gs} – Fator de zona ou aceleração para período longo

a_{g1} – Fator de zona ou aceleração para período longo

a_{gr} – Aceleração máxima de referência, ao nível do solo, para a classe de solo tipo A, segundo o EUROCODE 8 (2006)

c – Matriz de amortecimento

d – Profundidade de um reservatório retangular

dA – Elemento de área

$d_{m\acute{a}x}$ – Máxima altura de onda devido ao *sloshing*

e – Índice de esbeltez

\bar{e} – Energia interna

f_n – Número de modos de flambagem na direção radial

g – Aceleração da gravidade

h'_c – Altura convectiva

h_i – Altura impulsiva

h_w – Altura do centro de gravidade das paredes do reservatório

h_t – Altura do centro de gravidade da cobertura

i – Número imaginário

j – Modo da frequência natural

l' – Comprimento de uma faixa até a base de um reservatório circular, na direção da força sísmica

l_a – Comprimento efetivo dos cabos de ancoragem

k – Mudança de curvatura da casca

m – Número de modos de flambagem na direção axial

m_i – Massa impulsiva de um reservatório

m_b – Massa da base do reservatório

m_c – Massa convectiva de um reservatório

m_l – Massa do líquido

m_t – Massa total do reservatório

m_{ai} – Massa impulsiva adicionada

m_w – Massa das paredes do reservatório

m_t – Massa da cobertura do reservatório

n – Número total de massas do sistema

p – Pressão estática imposta na placa da base

r – Raio de curvatura

t – Espessura da placa da base

u – Deslocamento da casca na direção axial

\dot{u} – Velocidade desenvolvida por um corpo

t_b – Espessura da base

u_{mj} – j -ésimo modo natural na m -ésima massa.

x – Distância horizontal de um ponto da base, na direção da força sísmica, a partir do centro do reservatório.

y – Distância vertical entre um ponto na parede do reservatório e a base do reservatório

Gregos maiúsculos

∇^2 – Operador de Laplace

Φ – Ângulo formado entre o círculo de latitude e o eixo de rotação

Ψ – Função que descreve ângulo de aplicação de cargas simétricas em cascas cilíndricas, para momentos de flexão

θ – Ângulo que define a direção de aplicação de uma força P na direção radial da casca cilíndrica

Ω^2 – Parâmetro da frequência

σ_x – Tensão normal na direção de x

σ_y – Tensão normal na direção de y

σ_z – Tensão normal na direção de z

τ – Constante de empenamento

τ_{xy} – Tensão normal aplicada na casca na direção de z

Gregos minúsculos

β – Módulo volumétrico

β_j – Fator de participação do i -ésimo modo natural

δ – Delta de Kronecker

ε – Coeficiente de massa efetiva

ξ – Fator de amortecimento

ε_x – Deformação linear na direção de x

ε_θ – Deformação específica angular

$\gamma_{\theta x}$ – Distorção

ϕ – Ângulo circunferencial

ζ_i – Vetor de coordenadas

η_S – Altura de onda do *sloshing*

ω – Frequência natural de uma estrutura, em rad/s.

ρ – Peso específico do material

ν – Coeficiente de Poisson

σ – Tensor de tensões

σ_y – Tensão de escoamento da placa da base

τ_{xy} – Tensão tangencial no plano xy

LISTA DE ABREVIACOES E SIGLAS

ABNT	Associação de Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ALE	Aproximação Lagrangeana – Euleriana
CFD	<i>Computacional Fluids Dynamics</i>
CG	Centro de gravidade
EBP	<i>Excluding Base Pressure</i>
EC	<i>EUROCODE</i>
ELU	Estado Limite ultimo
GSDMA	<i>Gujarat State Disaster Management Authority</i>
IBP	<i>Including Base Pressure</i>
IFE	Interação Fluido – Estrutura
IS	<i>Indian Standart</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
P_{cr}	Força crítica de flambagem
OBSIS	Observatório Sismológico da Universidade de Brasília
RSBR	Rede Sismográfica Brasileira
SM	Superfície média
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
USGS	<i>United State Geological Service</i>

RESUMO

Os reservatórios são estruturas com efeitos distintos quando submetidos à ação sísmica. A ação da parcela do líquido que atua associada à estrutura é denominada de parcela impulsiva. Por sua vez, a que atua em conjunto com a parcela superficial do líquido é chamada de parcela convectiva, e é responsável por maximizar as ações totais atuantes no reservatório ocorridas pelas ondas devido ao *sloshing*. Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa de projetos sismo-resistentes de reservatórios, de acordo com cinco códigos vigentes e comparar seus resultados com um modelo numérico elaborado adotando a interação fluido-estrutura (IFE). Foram utilizadas as prescrições para reservatórios sismo-resistentes das seguintes normas: NBR15421(2006), GDSMA (2012), EUROCODE 8 parte 04 (2006), ACI 350.3(06) e AIJ (2014). Aplicou-se as recomendações de cada norma em um reservatório cilíndrico, em concreto armado, implantado na cidade de Rio Branco. Todos os parâmetros de zoneamento sísmico da capital do Acre foram utilizados em cada um dos modelos analíticos e também no modelo numérico em elementos finitos. Na interação fluido-estrutura (IFE) adotada, foi empregado o método Lagrangeano-euleriano acoplado, disponível no programa ABAQUS. Os valores variam entre 106,30% e 110,72% para esforços cortantes na base e entre 23,74% e 30,27% para momento de flexão na base, comparando-se os resultados da norma brasileira com as demais. A variabilidade dos resultados encontrados se deve principalmente aos espectros de projeto utilizados em cada um dos modelos e ao conservadorismo de parâmetros sísmicos de alguns códigos, como é o caso do EUROCODE 8. Esta pesquisa contribui para a disseminação das análises de estruturas sismo-resistentes, como também a obtenção de parâmetros sísmicos próprios para reservatórios construídos em no Brasil focado na avaliação da segurança dessas estruturas de grande relevância.

Palavras-chave: sismos em reservatórios; estruturas sismo-resistentes; *sloshing*; interação fluido-estrutura, análise lagrangeana-euleriana.

ABSTRACT

The reservoirs are structures that undergo different effects when submitted to the seismic action. The action of the part of the liquid that acts associated with the denominated of impulsive parcel together with the superficial portion of the liquid, called convective part, maximizing the total actions on the reservoir. This work aims to do a comparative analysis for earthquake-resistant reservoir projects, according to five existing codes and to compare with a numerical model elaborated considering fluid-structure interaction (FSI). The requirements for earthquake-resistant reservoirs of the following codes were used: NBR15421 (2006), GDSMA (2012), EUROCODE 8 part 04 (2006), ACI 350.3 (06) and AIJ (2014). In the next step, the recommendations of each standard were applied to a cylindrical reservoir, in reinforced concrete, implanted in the city of Rio Branco in the construction of the five analytical models. All the seismic zone parameters of the Acre capital were used in each of the analytical models and in the numerical model. The fluid-structure interaction (FSI) adopted, instead of the equivalent mass model, was analyzed using the coupled Lagrangean-Eulerian method, performed in the finite element program ABAQUS. The results of the requesting efforts found show that there is a consistency with results found by Condori (2013). The values are between 106.30% and 110.72% for shear forces at the base and between 23.74% and 30.27% for base bending moment, comparing the results of the Brazilian standard with the others. The dispersion of the results is due to the design spectra used in each of the models and to the conservatism of seismic parameters of some codes, such as EUROCODE 8. This research contributes to the dissemination of analyzes to earthquake resistant structures, such as also to obtain seismic parameters suitable for reservoirs built in Brazil and to evaluate the safety of these structures of great importance.

Keywords: earthquakes in reservoirs; Earthquake-resistant structures; Sloshing; fluid-structure interaction, ALE

1. INTRODUÇÃO

1.1 DEFINIÇÕES PRELIMINARES

As estruturas em cascas são conformações geométricas largamente utilizadas desde à Idade Antiga devido à sua aplicação, versatilidade e o seu comportamento estrutural eficiente. A ideia de empregar estruturas com curvatura surgiu da observação de elementos da natureza, como as carapaças de alta resistência de alguns insetos, a casca do ovo e as conchas marinhas. A eficiência estrutural é alcançada utilizando-se pequenas quantidades de material.

Atualmente, essas são usadas com maior frequência em cobertas, reservatórios e domos. Outros exemplos conhecidos são os cascos de navios, as fuselagens das aeronaves, os silos de armazenagem, os reservatórios e os vasos de pressão.

A configuração geométrica desses elementos estruturais é de suma importância e influencia o comportamento perante às solicitações. Segundo Sánchez Filho (2014), o principal fator para ratificar o uso de cascas é a sua leveza, bem como seu alto grau de rigidez à flexão. Além disso, têm alta capacidade de resistência a forças aplicadas diretamente na sua superfície média. Outra vantagem desse tipo de modelo estrutural é a alta capacidade para resistir a cargas distribuídas de diversas naturezas e que estão necessariamente aplicadas na superfície média.

As cascas, de maneira geral, podem ser classificadas em cascas esbeltas e espessas, de acordo com a razão entre a espessura e o raio de curvatura, a qual é denominada de índice de esbeltez. Por meio desse parâmetro é possível avaliar a eficiência da casca. Quanto menor for este valor, menor será o consumo de material, pois haverá uma menor espessura.

As estruturas em cascas, de forma geral, quando aplicadas como uma solução estrutural estão sujeitas a um conjunto de solicitações, dos mais diversos tipos. Dentre essas, é comum analisar estas estruturas, na ocorrência de cargas dinâmicas. Em regiões localizadas próximas a falhas geológicas, essas ações dinâmicas tomam forma e sua principal parcela é advinda da atividade sísmica do solo de fundação.

Diante das recorrentes atividades sismológicas ocorridas nos últimos anos no Brasil, a ação sísmica e a resposta da estrutura perante essa nova solicitação tem sido pesquisada de maneira rotineira, bem como já adotada em alguns projetos estruturais em nosso país. Tais considerações tem como função entender o fenômeno e definir parâmetros aplicáveis à realidade brasileira e, principalmente, mitigar os danos nas estruturas.

A ocorrência de sismos no território brasileiro é relativamente inexpressiva, se comparado aos outros países da América Latina. Isso se deve, pois, todo nosso território encontrar-se no centro da placa tectônica Sul-americana, o que minimiza essas ações e seus danos. Em sua grande maioria, os terremotos ocorridos no Brasil foram gerados em eventos com o epicentro em regiões andinas próximas as fronteiras, ao norte e centro-oeste do país.

A consideração da ação sísmica é uma parcela de grande importância na concepção estrutural de edificações e estruturas especiais, como pontes, silos e reservatórios. Nos modelos estruturais tenta-se atribuir à estrutura características, as quais façam com que essa mantenha a sua estabilidade no decorrer de todo o evento. Busca-se garantir a segurança dos usuários daquela edificação. No caso de outros sistemas estruturais, o conceito é proporcionar condições de uso após o fim das atividades sísmicas. Estes são os casos dos reservatórios, principalmente os de água, pois são vitais em períodos de desastres naturais ocasionados por terremotos.

Além disso, outro ponto relevante é a segurança de algumas tipologias de reservatórios. Em outros casos, os reservatórios são concebidos para o armazenamento de substâncias perigosas e que, na possibilidade de vazamentos para o meio externo poderiam causar danos ao ser humano e ao meio ambiente.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como intuito realizar uma análise da ação sísmica num reservatório do tipo casca cilíndrica, em concreto armado. O estudo é realizado considerando-se as principais referências normativas acerca de projetos de reservatórios sob ação de sismos, bem como uma análise numérica em elementos finitos. Nesse modelo numérico, a análise da interação fluido-estrutura também será realizada.

1.2.2 Objetivo específico

Esse estudo busca, de maneira detalhada, busca-se alcançar os seguintes pontos:

- apresentar um breve compêndio dos principais trabalhos e normas sobre a ação de sismos em estruturas, particularmente, referentes a reservatórios;
- analisar a aplicabilidade dos estudos descritos e termos de referência internacionais à realidade brasileira;
- realizar adaptações, caso necessário, destas normas aos fatores locais do Brasil;

- estudar a influência da parcela hidrodinâmica, referente ao líquido reservado, na obtenção das ações;
- obter os esforços solicitantes segundo cada referência normativa;
- calcular os esforços solicitantes atuantes em tais reservatórios com o uso de *software* de Métodos dos Elementos Finitos, considerando à interação fluido-estrutura Euleriana Lagrangeana acoplada;
- propor parâmetros e diretrizes adequados para o desenvolvimento de projetos de reservatórios com características locais.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Os reservatórios cilíndricos, bem como os dutos são estruturas capazes de armazenar vários tipos de fluidos e transportá-los. Essas estruturas estão sujeitas a diversos tipos de carregamentos, muitos deles previsíveis e com comportamentos e ocorrências bem conhecidas. Isso ocorre com ações como o peso próprio dos materiais, as sobrecargas ligadas à utilização e ocupação da estrutura e o vento. Todavia, a ação sísmica apresenta singularidades, se comparado com outros carregamentos. O caráter aleatório, próprio de uma ação natural, tanto na recorrência como na magnitude, associado à possibilidade de grandes consequências e danos em cidades e regiões com grandes populações, como apresentado na Figura retirada de Dantas (2013), ratifica que a ação sísmica, dependendo da região, intensidade e magnitude podem gerar grandes perdas à população humana. Amarante (2004) descreve que os sismos geram forças adicionais de inércia que provocam grandes vibrações e solicitações, que em reservatórios elevados, podem gerar o colapso da peça, principalmente na mesoestrutura. Por sua vez, nos reservatórios apoiados a deformação seria excessiva, inutilizando o seu uso no pós-sismo.

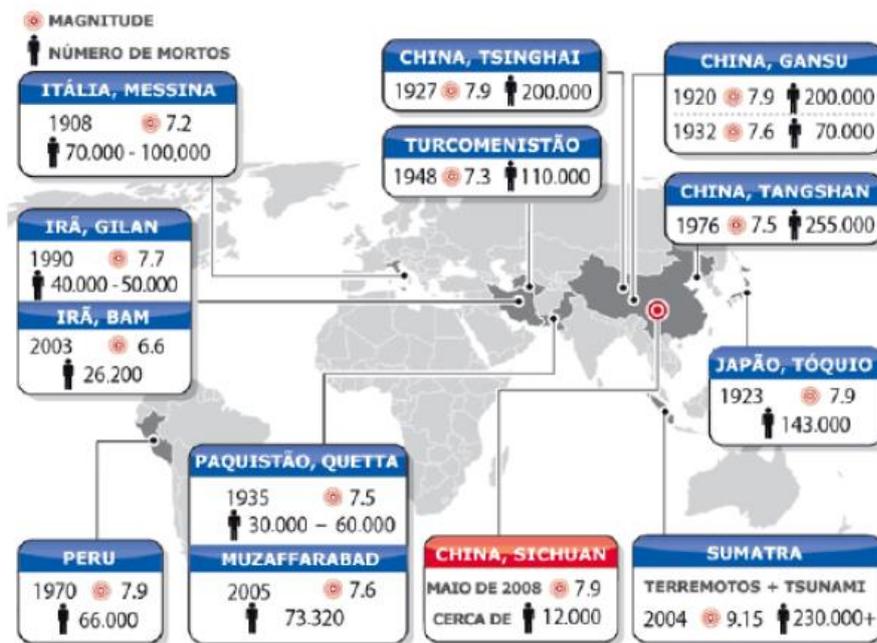


Figura 1.1: Principais magnitudes x vidas humanas devido a solicitações sísmicas no mundo

Fonte: Dantas (2013).

Havia um conceito equivocado que no território brasileiro não existia atividade sísmica. Dantas (2013) abordou este ponto e relatou que tal informação foi disseminada, inicialmente, pelo renomado geólogo alemão John Casper Branner. Em seu primeiro livro de geologia do Brasil, datado de 1915, o autor fez uma ampla referência que efeitos sísmicos não ocorriam em todo o Brasil. Essa foi, possivelmente, o ponto inicial desta ideia de inexistência de sismos no país. Entretanto, baseado em métodos de investigação mais precisos, atuais e com acompanhamento sismológico mais extensivo que tem-se verifica-se que mesmo nessas áreas ditas “passivas” (o Brasil está situado no meio da Placa Sul americana), há de fato a ocorrência de terremotos.

Associado a isto, há o inexpressivo número de estudos acerca desta temática, como também a quase inexistência de discussões dentre os especialistas e profissionais da área. Souza (2015), relatou que os primeiros estudos de Engenharia Sísmica se deram no início da década de 1970, com o projeto da primeira usina nuclear brasileira, em Angra dos Reis. Também é comum, a crença que mesmo existente, a ação sísmica não ocasiona grandes solicitações, o que não justificaria ser adicionado e/ou facilmente desconsiderado nas solicitações finais.

Outro ponto a ser considerado é que a NBR 15421 (2006) limita-se a atender basicamente às estruturas de edificações. Para o dimensionamento de estruturas diversas, se faz necessário usar outros códigos internacionais complementares para as devidas

considerações em projetos mais específicos, como pontes, reservatórios elevados ou enterrados, silos, coberturas e sistemas de tubulações. No entanto, tais normas não utilizam parâmetros próprios da atividade sísmica do Brasil, o que pode produzir projetos com características de segurança longe da realidade brasileira.

Também deve ser considerado o aumento dos registros de eventos sísmicos no Brasil, de grande importância, nos últimos anos. Segundo dados medidos pelo Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (OBSIS), houve sismos no território brasileiro, como apresentado no gráfico da Figura 1.2, entre setembro de 2015 e setembro de 2016 com magnitudes que alcançaram valores de 7.4 graus na Escala Richter.

Na Figura 1.2 são listados 356 terremotos ocorridos, no mesmo intervalo mencionado, de baixa, média e grandes magnitudes. Na Figura 1.3, é apresentado o quantitativo dos sismos classificados por mês de ocorrência. Tal valor representa a intensidade capaz de provocar sérios danos em regiões densamente construídas. A ocorrência dos referidos eventos se dá pela propagação de terremotos com epicentros em países fronteiriços como Peru, Colômbia e Equador, os quais se encontram na borda da Placa tectônica Sul americana. Os da região costeira têm origem na falha do Dorsal Mesoatlântica, A localizada no oceano Atlântico, que uma área de relevante atividade tectônica. Esses dados reiteram a necessidade de entender esses fenômenos desencadeados em terreno brasileiro, além da importância do aprofundamento de seus efeitos nas estruturas para que se possa projetar às edificações sísmo-resistentes no Brasil. A problemática se acentua na realidade brasileira devido à não consideração, na grande maioria dos projetos, da parcela da ação sísmica nos projetos estruturais locais.

Associado ao caráter restritivo da referida norma, há o fato da mesma não considerar a resposta do fluido sobre as paredes do reservatório, quando sob excitação sísmica. A parcela referente à interação fluido-estrutura é uma componente fundamental no conjunto de ações atuantes, a qual gera esforços extras que podem comprometer a estabilidade global da estrutura.

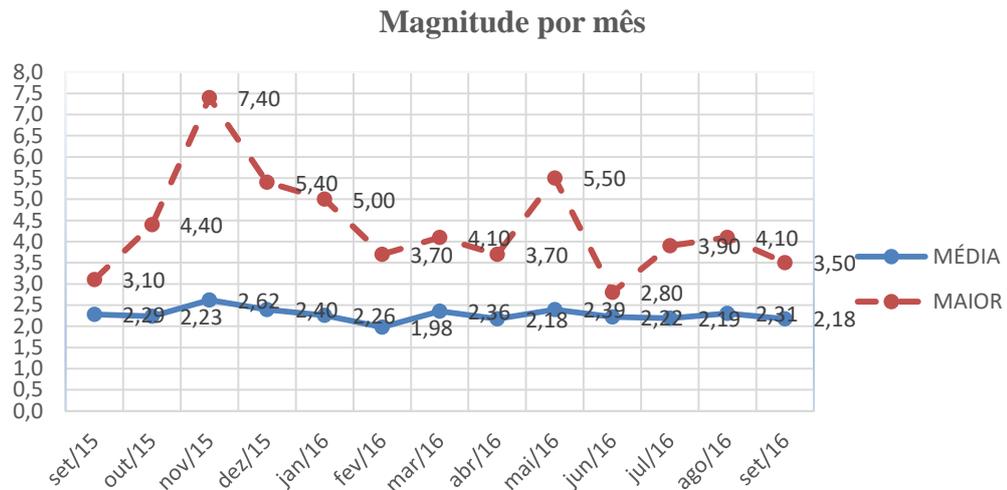


Figura 1.2: Levantamento das magnitudes da atividade sísmica no Brasil entre 2015 e 2016

Fonte: OBSIS (2016).

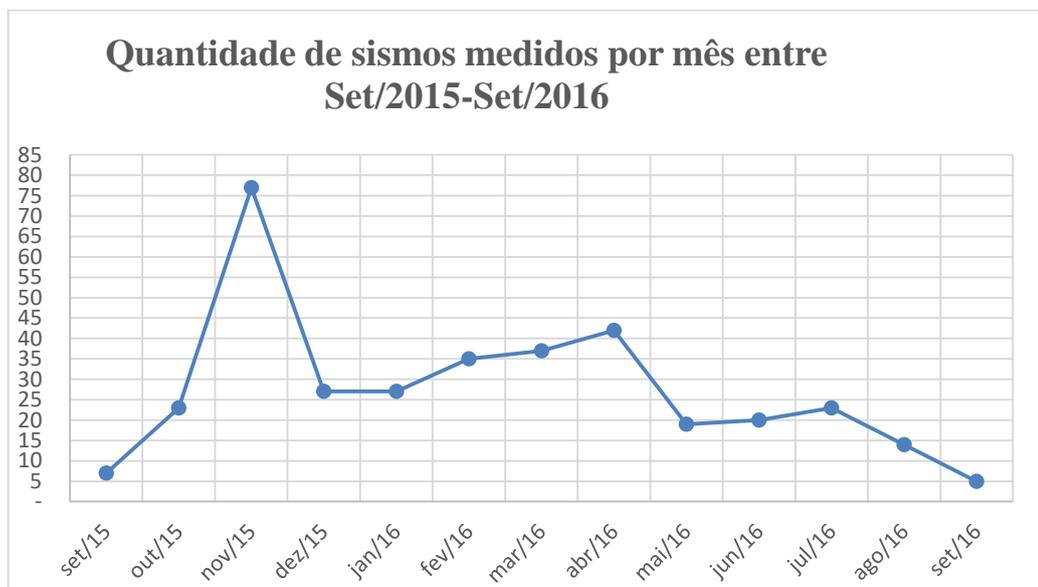


Figura 1.3: Quantitativo de sismos medidos em território brasileiro no último ano;

Fonte: OBSIS (2016).

1.4 METODOLOGIA

Este trabalho visa realizar um estudo analítico-comparativo entre as normas de sismo-resistentes de cinco países, com um modelo numérico elaborado, utilizando-se o método dos elementos finitos e considerando os fatores sísmicos e a interação fluido-estrutura. São comparadas as solicitações internas obtidas com as das principais normas técnicas utilizadas para o dimensionamento de estruturas sob ação de sismos. Por fim, utiliza-

se um *software* baseado no método dos elementos finitos para a obtenção desses resultados de maneira numérica. Todas as etapas desenvolvidas podem ser vistas na Figura

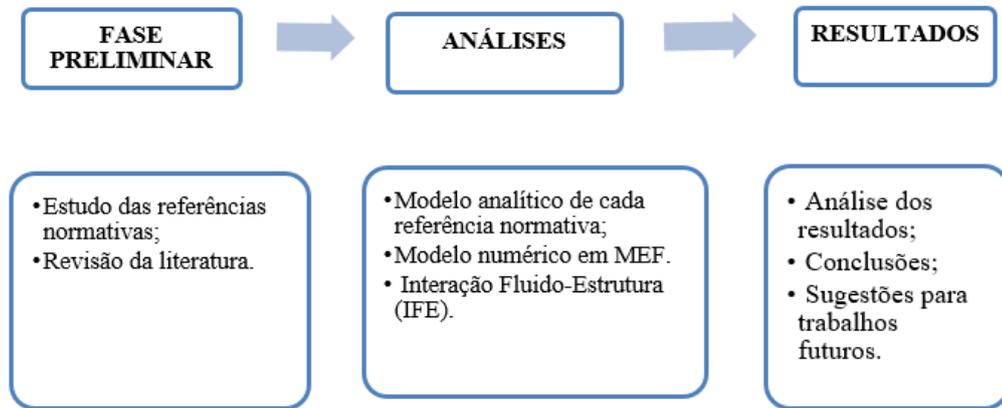


Figura 1.4: Etapas implementadas ao longo desta pesquisa.

Para a realização deste estudo considerou-se um reservatório cilíndrico, em concreto armado, apoiado diretamente no solo. Outro ponto importante é a variação do nível do fluido (água, no caso) incompressível, não viscoso e irrotacional, o qual está reservado. Será adotado com altura de superfície livre de 9,0 m.

Nos modelos analíticos construídos, baseados nas características de cada norma serão obtidos os espectros de resposta, as frequências e as amplitudes do sistema. Nesses modelos as parcelas impulsivas e convectivas do sistema fluido-estrutura serão avaliados em separado.

No que tange ao estudo da ação sísmica, são determinadas as solicitações e os acréscimos devido à ação do fluido no interior do reservatório. Essas solicitações são calculadas conforme os preceitos das seguintes normas:

- NBR 15421 (2006);
- ACI – 350.3 (2006);
- EUROCODE 8 – parte 04 (2014);
- AIJ (2010);
- GSDMA (2007).

Para ambas as soluções (normas e modelo numérico), a organização dos resultados é realizada com o auxílio da ferramenta Matlab. São utilizados dados sísmicos com características semelhantes aos que ocorrem no território brasileiro.

Em seguida elabora-se um modelo numérico em MEF, utilizando-se o *software* ABAQUS CAE e levando em consideração todas hipóteses de reservatório inicialmente

propostas. Esse abrange a ação sísmica levando em consideração a ação da interação fluido-estrutura para uma localidade no território brasileiro. A ferramenta *CFD* do programa é utilizada, porque possibilita modelar o escoamento de fluidos com maior precisão.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No capítulo inicial será apresentada uma ideia geral acerca dos principais pontos e conceitos sobre as estruturas em cascas, suas aplicações e como é seu comportamento perante as ações sísmicas. Na seção dos objetivos será introduzida a função dessa pesquisa, bem como quais análises e comparações serão realizadas, além das hipóteses que se buscará verificar. Na subseção justificativa serão apresentadas as ideias mais relevantes que corroboram na execução da pesquisa, como a carência de parâmetros específicos para estruturas especiais, como tanques e reservatórios, sismo-resistentes, e a necessidade de aprofundar os conhecimentos sobre estruturas sob ação sísmica no Brasil, que ainda são muito incipientes.

Na metodologia são descritas as técnicas para a análise dos modelos analíticos sob a óptica da ação sísmica, conforme os preceitos das principais normas internacionais e a construção de um modelo numérico considerando a interação fluido – estrutura.

No capítulo 2 faz-se uma revisão na bibliografia existente sobre a Teoria das Cascas, suas principais abordagens e aplicações. São apresentados os conceitos ligados à Teoria da Membrana. Nessa seção foi dado um enfoque nas cascas cilíndricas e o seu comportamento sob ações dinâmicas.

O capítulo 3 aborda o tema reservatórios, suas peculiaridades, tipologias, empregos e métodos e normas próprios de dimensionamento. No capítulo 4 são abordados os principais conceitos sobre ação sísmica, como ela ocorre, como é sua interação junto às estruturas e quais suas peculiaridades quando aplicadas a ocorrências em território brasileiro. No capítulo 5 realiza-se uma apresentação geral sobre as principais normas mundiais e alguns modelos teóricos, os quais essas normas se baseiam, além dos principais parâmetros comuns a todas as referências normativas. O capítulo 6 aborda a fundamentação teórica acerca da interação fluido-estrutura direcionada para reservatórios cilíndricos, bem como apresenta os conceitos ligados à ação do *sloshing* nessas estruturas.

Na seção 7 é elaborado um modelo em elementos finitos utilizando-se o *software* ABAQUS. Foi considerada, nessa modelagem, a interação fluido-estrutura, bem como os efeitos dessa para o caso de uma altura de líquido reservado. São obtidos, nessas condições, as principais solicitações e deslocamentos do reservatório cilíndrico em questão.

No capítulo 6 são apresentados os resultados encontrados para o cálculo das solicitações segundo cada norma abordada e comparados entre si e com o resultado do modelo em elementos finitos. No capítulo 9 são realizadas as principais análises acerca dos resultados encontrados na seção antecedente. As análises são feitas por meio de gráficos e tabelas, com intuito de concluir quais são as soluções mais adequadas à realidade brasileira, bem como as mais anti-econômicas/conservativas, e as que são contra a segurança. No capítulo 10 são apresentadas as conclusões obtidas da análise comparativa dos resultados obtidos do estudo de caso. No capítulo 11, os tópicos não abordados na dissertação são sugeridos para trabalhos futuros e continuação desta pesquisa.

2 TEORIA DAS CASCAS

Nas seções a seguir são apresentados os principais conceitos e formulações para o entendimento da Teoria das Cascas e a aplicação para cascas do tipo cilíndricas.

2.1 GENERALIDADES

As cascas foram inicialmente empregadas na concepção de edificações e outras estruturas após a observação de elementos existentes na natureza. Ventsel e Krauthammer (2001) definem cascas como um corpo contornado por duas superfícies curvas, as quais a distância entre as superfícies são pequenas, se comparadas com as outras dimensões (Figura). Essa equidistância entre as superfícies é denominada de superfície média (SM). Esse trecho da casca representa todo o comportamento mecânico do elemento estrutural. A altura h representa a espessura da casca, a qual pode ser ou não constante ao longo do seu comprimento, R_α e R_β são os seus raios de curvatura. O parâmetro de h é sempre pequeno, se comparado com as outras dimensões. A parte externa da casca é conhecida com extradorso e a interna por intradorso.

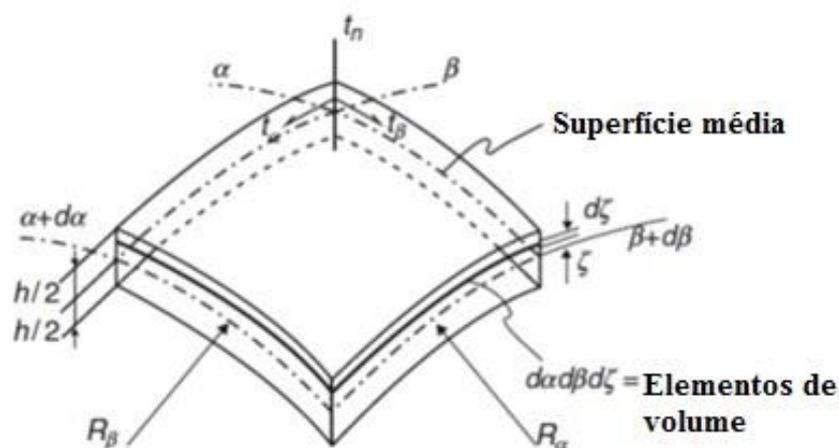


Figura 2.1: Dimensões de uma estrutura em casca

Fonte: Gould (2013).

A curvatura é o principal método de classificação das cascas. Por meio dessas superfícies, as cascas podem ser classificadas em cilíndricas, cônicas, esféricas, elipsoidais, parabolóides, toroidal e parabolóides hiperbólicos. Pela Teoria das cascas, uma placa é calculada como uma casca com uma curvatura nula.

Outra maneira de classificar as cascas é utilizando-se o critério do índice de esbeltez e . Em Sánchez Filho (2014), tem-se que o índice de esbeltez de uma casca é determinado por

$$e = \frac{t}{r} \quad (2.1.1)$$

Os valores obtidos com essa razão limitam e classificam as cascas em quatro tipologias:

$$\text{I. muito esbelta: } \frac{1}{1000} \leq \frac{t}{r_{\text{mín}}} \leq \frac{1}{200}$$

$$\text{II. esbelta: } \frac{1}{200} \leq \frac{t}{r_{\text{min}}} \leq \frac{1}{20}$$

$$\text{III. espessa: } \frac{1}{20} \leq \frac{t}{r_{\text{min}}} \leq \frac{1}{10}$$

$$\text{IV. muito espessa: } \frac{1}{10} \leq \frac{t}{r_{\text{min}}} \leq \frac{1}{5}$$

O raio mínimo $r_{\text{mín}}$ apresentado nessas formulações representa os menores valores (ou valores limites) que o raio de curvatura pode assumir para que se obedeça às condições de contorno impostas, à resistência à flambagem e à forma da mesma.

Essas estruturas podem ser geradas pela rotação de um dos eixos contidos no plano da curva, definindo-as de cascas de revolução. Sánchez Filho (2014) relata que o eixo que origina a superfície é denominada de meridiano (Figura Na linha da superfície média há ainda duas famílias de curvas, os meridianos e os círculos de latitude. A casca, assim, pode ser definida em função do meridiano e pelo círculo de latitude, que é escrito em função do ângulo ϕ . Para todos os casos apresentados foi considerada a espessura constante ao longo do elemento estrutural.

No tocante às forças internas, indicadas na Figura (2.2 a e b), retiradas de Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1976) foram considerados os eixos y e x tangentes à superfície média e z perpendicular a mesma, os quais concorrem na origem.

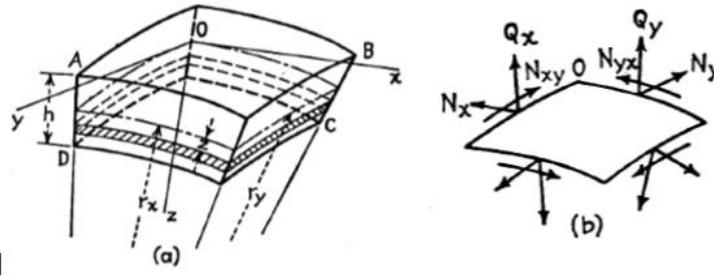


Figura 2.2: Distribuição de forças de membrana atuantes num trecho da casca

Fonte: Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1976).

Essas forças podem ser descritas em função das tensões externas e da posição geométrica da SM, em relação ao eixo z , então:

$$N_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz \quad (2.1.2)$$

$$N_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (2.1.3)$$

$$N_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz \quad (2.1.4)$$

$$N_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (2.1.5)$$

sendo σ_x e σ_y , as tensões normais nas direções x e y , respectivamente, e τ_{xy} e τ_{yx} as tensões tangenciais no plano xy .

Os momentos de flexão, apresentados nas equações (2.16) e (2.17) e o momento de torção (expressões 2.18 e 2.19) são obtidos, respectivamente, por:

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x z \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz \quad (2.1.6)$$

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y z \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz \quad (2.1.7)$$

$$M_{xy} = - \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} \cdot z \left(1 - \frac{z}{r_y} \right) dz \quad (2.1.8)$$

$$M_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} \cdot z \left(1 - \frac{z}{r_x} \right) dz \quad (2.1.9)$$

Como em outros casos, deve-se considerar as seções planas após a aplicação da carga. No caso das cascas, essa hipótese simplificadora não é mais nomeada de hipótese de Bernoulli- Navier, mas sim de Kirchoff-Love.

2.2 TEORIA DA MEMBRANA

Para esse tipo de estrutura considera-se que as solicitações, momentos de flexão e momentos de torção, são nulas ou tão pequenas que podem ser desconsiderados. A força aplicada no elemento de área dA está aplicada diretamente no centro de gravidade da SM, o que garante a aplicação da Teoria da Membrana. Como foi abordado por Ventsel e Krauthammer (2001), esse estado de tensões próprio das membranas pode ser justificado pela incapacidade destas estruturas resistirem à torção e à flexão, pois apresentam uma rigidez à flexão desprezível.

Além disso, este comportamento também ocorre pela pequena mudança de configuração das curvaturas iniciais das cascas. Nessa situação de total flexibilidade da casca, a resistência a carregamentos compressivos é nula, resistindo somente a forças de tração.

2.3 CASCAS CILÍNDRICAS

As cascas cilíndricas são um tipo próprio de estrutura, a qual pode apresentar diversas tipologias, como o cilíndrico, o elíptico, o parabólico, *etc.* Essa variabilidade leva as cascas a uma diversidade de propriedades e comportamento mecânico que estão ligadas à sua geometria. Os exemplos mais clássicos da aplicação desse tipo específico de cascas são os reservatórios cilíndricos utilizados na armazenagem de água ou outros fluídos e as tubulações de maneira geral submetidas a situações de pressão interna, como os vasos de pressão e algumas coberturas (Figura 2.3) empregadas em estádios.

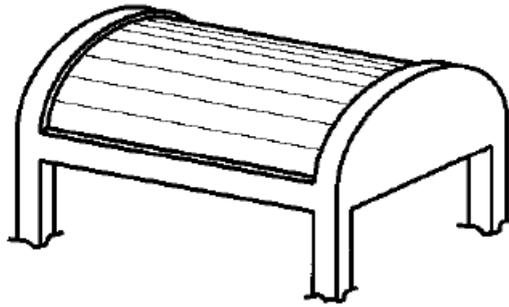


Figura 2.3: Coberta em casca cilíndrica

Fonte: Ventsel e Krauthmmer (2001).

Ventsel e Krauthmmer (2013) mencionam que a casca cilíndrica é o tipo mais empregado, nas obras de engenharia, pois alia o modelo estrutural ótimo de uma casca com simplicidade e uma relativa facilidade no processo de construção.

Para a solução de uma casca cilíndrica se faz necessário a consideração de todas as tensões, conforme a Figura retirada de Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1976).

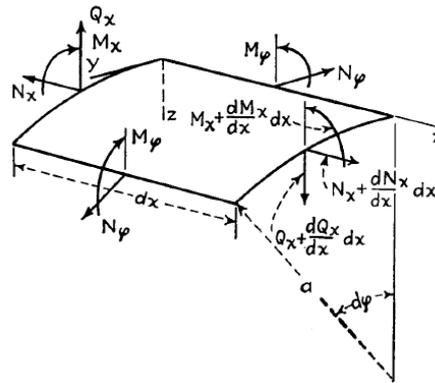


Figura 2.4: Casca cilíndrica sob ação das forças de membrana e momentos de flexão

Fonte: Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1976).

Para esse caso, costuma-se fazer o uso das coordenadas cilíndricas (x, θ) para determinar as posições geométricas na casca, como por exemplo a superfície média. Na solução das mesmas é necessário aplicar as equações de equilíbrio, que para esse tipo de estrutura e suas condições de contorno são

– componentes em x

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N_{x,x} dx \cdot r \cdot d\theta + N_{x0,0} d\theta dx + p_x dx \cdot r d\theta = 0 \quad (2.3.1)$$

$$N_{x,x} + \frac{1}{r} N_{x0,0} = -p_x \quad (2.3.2)$$

– componentes em θ

$$\sum F_\theta = 0 \rightarrow N_{\theta,0} d\theta dx + N_{\theta,x} dx \cdot r d\theta + p_\theta dx \cdot r d\theta = 0 \quad (2.3.3)$$

$$\frac{1}{r} N_{\theta,0} + N_{\theta x,x} = -p_{\theta} \quad (2.3.4)$$

$$\sum F_r = 0 \rightarrow N_{\theta} dx d\theta + p_r dx \cdot r d\theta = 0 \quad (2.3.5)$$

$$N_{\theta} = -p_r r \quad (2.3.6)$$

As relações de deformação específica-deslocamento escritas em função das constantes de Lamé, próprias das cascas cilíndricas, são definidas por:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{Eh} (N_x - \nu N_{\theta}) \quad (2.3.7)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{Eh} (N_{\theta} - \nu N_x) \quad (2.3.8)$$

$$\gamma_{\theta x} = \frac{1}{Gh} S \quad (2.3.9)$$

Como o momento de flexão é constante ao longo da direção circunferencial, devido a sua simetria, ficam

$$M_{\theta} = \nu M_x \quad (2.3.10)$$

$$M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (2.3.11)$$

O deslocamento radial (é definido em função das condições de contorno) e D a rigidez à flexão da casca, dada por:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^3)} \quad (2.3.12)$$

Para o caso particular de uma casca carregada de maneira simétrica, externamente, ao longo de sua direção radial, as expressões de momento de flexão e força cortante são definidas, respectivamente, por:

$$M_x = \frac{P}{4\beta} \psi(\beta x) \quad (2.3.13)$$

$$Q_x = -\frac{P}{2} \theta(\beta x) \quad (2.3.14)$$

2.3 MUDANÇA DE CURVATURA

A mudança da curvatura da superfície média essa é dada por

$$\kappa_x = -w_{,xx} \quad (2.4.1)$$

$$\kappa_{\theta} = \frac{1}{R^2} (K_{\nu,0} - w_{,\theta\theta}) \quad (2.4.2)$$

$$\kappa_{x\theta} = \kappa_{\theta x} = \frac{w_{,x\theta}}{R} + \frac{K}{4} \left(\frac{3}{R} \nu_{,x} - \frac{1}{R^2} u_{,\theta} \right) \quad (2.4.3)$$

O parâmetro K , presente nessas formulações, assume os valores de 0 e um, sendo assim analisado do problema pela Teoria Não Linear de Donnel para cascas abatidas ou pela Teoria Não Linear de Sanders, respectivamente.

2.4 ENERGIA DE DEFORMAÇÃO

Analisando-se o mesmo problema, utilizando os conceitos advindos das Teorias de Energia, tem-se que a energia de deformação, para um material elástico e isotrópico ($\sigma_z = 0, \tau_{xz} = \tau_{zx} = 0$), como apresentado por Jones (2006) é definido por:

$$U = \frac{1}{2E} \iint \left[\int_{-t/2}^{t/2} [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - 2\nu\sigma_x\sigma_y + 2(1+\nu)\tau_{xy}^2] dz \right] dx dy \quad (2.5.1)$$

No Teorema da Energia de Deformação tem-se a energia potencial total do sistema U e composta por uma parcela devido a energia de deformação de membrana U_m e outra parte advinda da energia de deformação de flexão U_b , assim:

$$U = U_m + U_b \quad (2.5.2)$$

Sendo,

$$U_m = \frac{Et}{2(1-\nu^2)} \iint \left[\bar{\epsilon}_x^2 + \bar{\epsilon}_y^2 + 2\nu\bar{\epsilon}_x\bar{\epsilon}_y + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}_{xy}^2 \right] dx dy \quad (2.5.3)$$

$$U_b = \frac{Et^3}{24(1-\nu^2)} \iint \left[w_x^2 + w_y^2 + 2\nu w_x w_y + 2(1-\nu)w_{xy}^2 \right] dx dy \quad (2.5.4)$$

2.5 FLAMBAGEM E PÓS-FLAMBAGEM EM CASCAS

A flambagem é um fenômeno ligado à deformação de peças estruturais e estabilidade global, que sob a ação de cargas de compressão e torção (não necessariamente a carga última) pode provocar o colapso da estrutura ou sua deformação permanente. Essa deformação é caracterizada pela perda da função e condições de uso da peça. Jones (2006) relata que Leonhard Euler iniciou estudos acerca da flambagem por volta do Séc XXVIII, mas esses somente foram consolidados, posteriormente por outros pesquisadores, em 1930. Os estudos se desenvolveram quando se associou os problemas de falhas ocorridas em pilares de edificações e cascos de navios ao fenômeno da flambagem. O desenvolvimento das carrocerias dos automóveis, e o avanço do desenvolvimento das fuselagens dos aviões e posteriormente, o advento de estruturas *offshore* de exploração e perfuração de poços de petróleo veio por ampliar a necessidade de análises mais complexas sobre flambagem em barras, cascas e placas.

O principal objetivo de uma análise do tipo flambagem é determinar a sua carga crítica P_{cr} ou carga de flambagem, bem como entender como será o comportamento estrutural no pós-flambagem. Como principais fatores característicos da flambagem têm-se: a mudança da forma geométrica do sólido, a ocorrência repentina, para uma certa carga específica e mudança “do caminho” na curva carga-deslocamento.

A flambagem ocorre nas cascas obedecendo às restrições impostas pelos apoios e assim a deformação pré-flambagem não poderá ser uniforme ao longo do comprimento da casca, embora ela seja assimétrica se o carregamento for assimétrico. Na Figura pode-se verificar a ocorrência da flambagem numa casca cilíndrica. Nesse caso, a ocorrência de deformações assimétricas no sentido axial, todavia sem nenhuma deformação na direção radial.

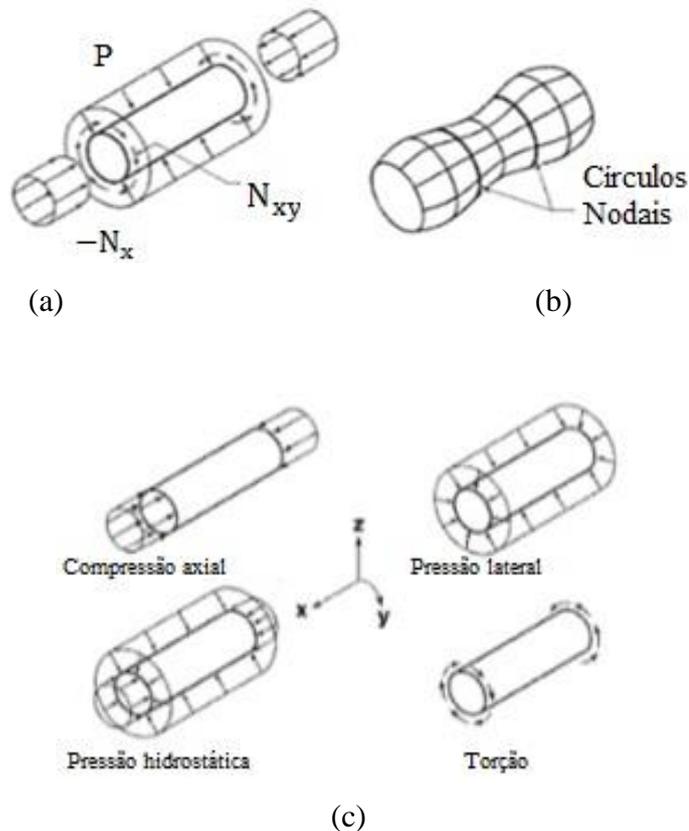


Figura 2.5: (a) Casca cilíndrica na condição indeformada; (b) casca deformada; (c) tensões atuantes numa casca cilíndrica

Fonte: Jones (2006).

A carga lateral, descrita na Figura 2.5 (c), apresenta somente a pressão lateral na direção radial da casca cilíndrica, a qual produz uma tensão e uma força circunferencial dada por:

$$\sigma_y = -\frac{pr}{t} \quad (2.6.1)$$

$$N_y = -pr \quad (2.6.2)$$

O sinal negativo representa uma convenção da direção de aplicação da carga compressiva. Ressalta-se que não existe carga na direção do eixo x e que a pressão interna não causa flambagem, mas auxilia na estabilização da casca, evitando a ocorrência deste fenômeno. No caso da pressão hidrostática os valores da pressão atuante serão constantes ao longo de toda a superfície da casca cilíndrica, e as pressões são dadas por:

$$N_x = -\frac{pr}{2} \quad (2.6.3)$$

$$N_y = -pr \quad (2.6.4)$$

$$\sigma_x = -\frac{pr}{2t} \quad (2.6.5)$$

$$\sigma_y = -\frac{pr}{t} \quad (2.6.6)$$

O momento de torção atuante promove a força tangencial e a tensão de cisalhamento são, respectivamente, descritas pela seguinte formulação:

$$N_{xy} = -\frac{T_T}{2\pi r} \quad (2.6.7)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{T_T}{2\pi r t} \quad (2.6.8)$$

Jones (2006) coloca que a carga crítica de flambagem é definida em função dos seguintes parâmetros:

$$\overline{N}_X = \overline{N}_X(L, r, t, E, \nu, m, f_n) \quad (2.6.9)$$

Camotim (2001) relata que, além das características geométricas da estrutura, e da intensidade da carga, as condições de contorno prescritas são determinantes para a compreensão do processo de flambagem desse tipo de estrutura. Diferente do que ocorre nas placas, as cascas passam por um estado não linear de pré-flambagem, os quais são

representados por deslocamentos lineares e rotações não nulas sob os eixos x e y . Para esse tipo de casca, as estruturas apresentam a seguinte conformação pós-flambagem Figura 2.6 (a), para cargas compressivas e para pressão externa a deformada apresentada na Figura 2.6 (b).

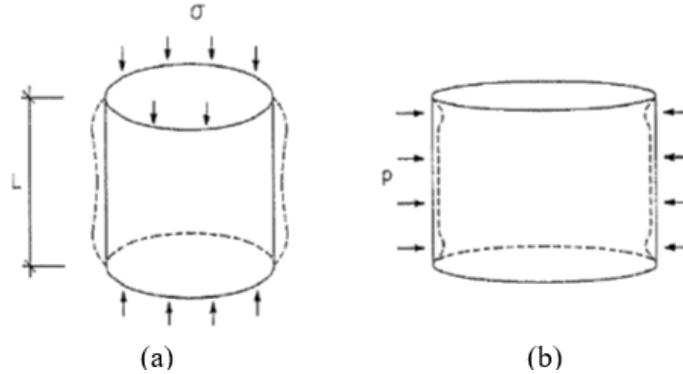


Figura 2.6: Configuração deformada dos estados não lineares submetidas: compressão axial; (b) pressão externa;

Fonte: Ventsel e Krauthmmer (2001).

Considerando-se a relação de energia potencial descrita em função dos deslocamentos é bastante válido proceder a linearização dos termos de segunda ordem. Esse processo é bastante aceitável realizar este processo, tem-se a energia potencial descrita por um funcional, que é representado por duas variáveis independentes (x e y) e três dependentes $u(x,y)$, $v(x,y)$ e $w(x,y)$. Dessa forma, as três equações de Euler-Lagrange ligadas à condição estacionária do funcional $\delta V_2 = 0$ resultam nas equações variacionais dos modos de instabilidade da casca:

$$u_{xx} + \frac{1-\nu}{2} u_{yy} + \frac{1+\nu}{2} v_{xy} + \frac{\nu}{R} w_x = 0 \quad (2.6.10)$$

$$v_{yy} + \frac{1-\nu}{2} v_{xx} + \frac{1+\nu}{2} u_{xy} - \frac{1}{R} w_y = 0 \quad (2.6.11)$$

$$D\nabla^4 w + \frac{C}{R} \left(v_y - \frac{w}{R} + \nu u_x \right) - (N_x^f w_{xx} + 2N_{xy}^f w_{xy} + N_y^f w_{yy}) = 0 \quad (2.6.12)$$

As componentes N_x^f , N_{xy}^f e N_y^f são as forças de membrana, sendo que nas duas primeiras equações tem-se que essas dependem do deslocamento w . É possível eliminar as parcelas em u e v na última equação, diferenciando-se a primeira duas vezes em x e a segunda, também duas vezes em y . Diferenciando-se a última uma vez em x e outra em y e substituindo-se as duas primeiras na terceira seguem-se

$$\nabla^4 u = +\frac{\nu}{R} w_{xxx} - \frac{1}{R} w_{yyx} \quad (2.6.13)$$

$$\nabla^4 v = \frac{2+\nu}{R} w_{xxy} + \frac{1}{R} w_{yyy} \quad (2.6.14)$$

$$D\nabla^8 w + \frac{1-\nu^2}{R^2} C w_{xxxx} - \nabla^4 (N_x^f w_{xx} + 2N_{xy}^f w_{xy} + N_y^f w_{yy}) = 0 \quad (2.6.15)$$

Esse sistema de equações diferenciais apresentados é conhecido por equações de Donnel. Ele é capaz de descrever a tensão de bifurcação da casca a partir das equações de equilíbrio, na condição linearizada, por meio das forças de membrana N_x^f , N_{xy}^f e N_y^f , as quais são dependentes linearmente das forças aplicadas e proporcionais a um parâmetro de carga λ .

Na abordagem do processo de flambagem de cascas cilíndricas, Camotim (2001), também apresentou algumas formulações com o intuito de entender como se dá o processo de deformação e estabilidade no pós-flambagem. As referidas equações foram desenvolvidas por von Karman e Donnel (2001), que buscaram, respectivamente, estudar este fenômeno nas placas e cascas cilíndricas. Assim, as equações são conhecidas hoje por “equações de Von Karman-Donnel”. Suas formulações apresentam algumas distinções para o caso de placas perfeitas e para as que já possuem alguma imperfeição geométrica.

A teoria para ambos os casos é realizada por meio de uma abordagem utilizando-se métodos energéticos. De maneira geral, o funcional que representa essa teoria é depende dos deslocamentos totais em u , v e w .

$$V[u,v,w] = \int_A G(U_x, U_y, V_x, V_y, W, W_x, W_y, W_{xx}, W_{yy}, W_{xy}) dS \quad (2.6.16)$$

Considerando-se as relações constitutivas das forças de membranas as equações de equilíbrio ficam

$$N_{x,x} + N_{xy,y} = 0 \quad (2.6.17)$$

$$N_{x,x} + N_{xy,y} = 0 \quad (2.6.18)$$

$$D\nabla^4 w - \left[N_x w_{xx} + 2N_{xy} w_{xy} + N_y \left(\frac{1}{R} + w_{yy} \right) \right] = p \quad (2.6.19)$$

Aplicando-se essas equações de equilíbrio junto com as equações de compatibilidade de deformações da membrana, e derivando-as duas vezes obtêm-se relações de deformações específicas que conduzem a seguinte equação de compatibilidade:

$$\varepsilon_{x,yy} + \varepsilon_{y,xx} - 2\varepsilon_{xy,xy} = w_{xy}^2 - w_{xx}w_{yy} - \frac{1}{R}w_{xx} \quad (2.6.20)$$

Para o caso de pequenos deslocamentos, a equação descrita anteriormente somente apresentará termos lineares, ou seja, será descrita pela equação clássica da Teoria da Elasticidade. Para facilitar a resolução do problema anterior costuma -se adotar funções de tensão como as seguintes

$$N_x = F_{yy} \quad (2.6.21)$$

$$N_y = F_{xx} \quad (2.6.22)$$

$$N_{xy} = -F_{xy} \quad (2.6.23)$$

Substituindo-se essas equações nas relações constitutivas e escrevendo e colocando-a na equação de compatibilidade, tem-se:

$$\varepsilon_{x,yy} + \varepsilon_{y,xx} - 2\varepsilon_{xy,xy} = \frac{1}{Et} \nabla^4 F \quad (2.6.24)$$

Assim, pode-se escrever as equações de compatibilidade e equilíbrio, anteriormente apresentadas, com deslocamentos finitos sob a seguinte forma

$$D\nabla^4 W - \left[F_{yy}w_{xx} + 2F_{xy}w_{xy} + F_{xx} \left(\frac{1}{R} + w_{yy} \right) \right] = p \quad (2.6.25)$$

$$\nabla^4 F = Et \left[w_{xy}^2 - w_{xx}w_{yy} - \frac{1}{R}w_{xx} \right] \quad (2.6.26)$$

As duas equações anteriores são denominadas equações de Von Kármán-Donnel. Para o caso da ocorrência de uma casca com uma imperfeição inicial e já adotando-se um deslocamento adicional resulta

$$D\nabla^4 W - \left[F_{yy}(w_{xx} + w_{xx}^0) - 2F_{xy}(w_{xy} - w_{xy}^0) + F_{yy} \left(\frac{1}{R} + w_{yy} + w_{yy}^0 \right) \right] = p \quad (2.6.27)$$

$$\nabla^4 F = Et \left(w_{xy}^2 + w_{xx} w_{yy} - \frac{1}{R} w_{xx} + 2w_{xy}^0 w - w_{xx}^0 w_{yy} - w_{yy}^0 w_{xx} \right) \quad (2.6.28)$$

Nas expressões (2.6.27) e (2.6.28) tem-se as equações de von Kármán-Donnell para cascas cilíndricas e placas com imperfeições.

2.6 DINÂMICA ESTRUTURAL APLICADA ÀS CASCAS

O comportamento das cascas perante as solicitações dinâmicas é bastante semelhante ao que ocorre com as placas, tendo como peculiaridade principal, como ocorre em cargas estáticas, a atuação direta na superfície média do elemento e a sua deformação. Ventsel e Krauthammer (2001) mostram que o Princípio de D'Alembert pode ser aplicado para a descrição da equação do movimento. No caso da ocorrência de cargas externas atuantes, forças de inércia podem ser empregadas para sua representação. Assim considerando-se p_1 , p_2 e p_3 como componentes dessas forças de inércia e adotando um sistema não amortecido tem-se:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (2.6.29)$$

$$p_1 \rightarrow p_1 - \rho h \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.6.30)$$

$$p_2 \rightarrow p_2 - \rho h \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (2.6.31)$$

$$p_3 \rightarrow p_3 - \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (2.6.32)$$

A vibração de uma casca, como em outras estruturas, dependerá das forças impostas a ela, bem como as condições iniciais, as de contorno e as forças de vibração que serão dependentes da ocorrência no tempo. Para qualquer caso de seção transversal, a casca apresentará um conjunto de meia-ondas ao longo do seu comprimento da casca, como mostrado na Figura 2.7.

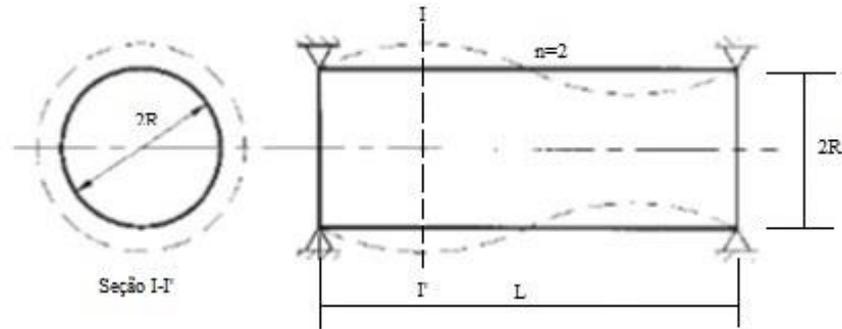


Figura 2.7: Propagação das ondas geradas por ação dinâmica

Fonte: Ventsel e Krauthmmer (2001).

Para o caso de uma casca cilíndrica sujeita a uma vibração livre assimétrica e considerando-se as equações de carga acima descritas, tem-se a equação do movimento

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4\beta^4 w = -\frac{\rho}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (2.6.33)$$

A solução harmônica do deslocamento em função do tempo e da posição, para cascas simplesmente apoiadas, é dada por:

$$w(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \operatorname{sen} \omega t \quad (2.6.34)$$

Com a substituição de w na equação do movimento apresentada obtém-se uma frequência natural ω apresentada por:

$$\omega^2 = \frac{E}{\rho} R^2 (1 + \mu \lambda^4) \quad (2.6.35)$$

Sendo,

$$\mu = \frac{h^2}{12R^2(1-\nu^2)} \quad (2.6.36)$$

$$\lambda = \frac{n\pi R}{L} \quad (2.6.37)$$

Para o caso das condições de contorno não serem simplesmente apoiadas, a solução geral apresentará a seguinte forma:

$$w(x,t)=W(x)\text{sen}\omega t \quad (2.6.38)$$

Substituindo-se o valor na equação do movimento, o primeiro modo de vibração assimétrica, para uma casca cilíndrica, com condições de apoio fixas será definida segundo a seguinte formulação:

$$\omega_1^2 = \frac{E}{\rho R^2} \left[1 + \mu \left(4,73 \frac{R}{L} \right)^4 \right] \quad (2.6.39)$$

a frequência do segundo harmônico é dada por:

$$\omega_2^2 = \frac{E}{\rho R^2} \left[1 + \mu \left(7,83 \frac{R}{L} \right)^4 \right] \quad (2.6.40)$$

Outra maneira de calcular as frequências e os modos de vibração é utilizando a Teoria de Donnel para cascas abatidas, junto com o cálculo variacional e usando-se resoluções via autovalores e autovetores, como foi realizado por Gasser (1987). Parte-se inicialmente determinando-se a energia cinética do sistema.

$$E_c = \frac{1}{2} \rho h \int_0^L \int_0^{2\pi} (u^2 + v^2 + w^2) R d\theta dx \quad (2.6.41)$$

Assim, a energia interna de deformação, após a integração ao longo da espessura fica:

$$V = \frac{1}{2} \rho h \int_0^L \int_0^{2\pi} (N_{ij} \varepsilon_{ij} + M_{ij} \kappa_{ij}) R d\theta dx \quad (2.6.42)$$

Por sua vez, as forças de membrana N_{ij} e M_{ij} são agora equacionadas da seguinte maneira:

$$N_{11} = C(\varepsilon_{11} + \nu \varepsilon_{22}) \quad (2.6.43)$$

$$N_{22} = C(\varepsilon_{22} + \nu \varepsilon_{11}) \quad (2.6.44)$$

$$N_{12} = C(1-\nu)\varepsilon_{12} \quad (2.6.45)$$

$$M_{11} = D(k_{11} + \nu k_{22}) \quad (2.6.46)$$

$$M_{22}=D(k_{22}+vk_{11}) \quad (2.6.47)$$

$$M_{12}=D(1-\nu) k_{12} \quad (2.6.48)$$

Com o uso da Teoria de Donnel, tem-se as deformações e as mudanças de curvatura

$$\varepsilon_{xx} = \frac{du}{dx} \quad (2.6.49)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{R} \left(\frac{dv}{d\theta} + w \right) \quad (2.6.50)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R} \frac{du}{d\theta} + \frac{dv}{dx} \right) \quad (2.6.51)$$

$$k_{xx} = \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right) \quad (2.6.52)$$

$$k_{\theta\theta} = \frac{1}{R^2} \left(\frac{d^2w}{d\theta^2} \right) \quad (2.6.53)$$

$$k_{x\theta} = \frac{1}{R} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \theta} \right) \quad (2.6.54)$$

Substituindo-se as equações das solicitações e os valores dos deslocamentos apresentados na equação da energia interna de deformação e fazendo-se uso das ferramentas do cálculo variacional, tem-se as equações de equilíbrio em função dos deslocamentos das seguintes formas:

$$R^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\nu}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} + R \left[\frac{(1+\nu)}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial \theta} \right] + Rv \frac{\partial w}{\partial x} = \gamma^2 \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (2.6.55)$$

$$R \frac{(1-\nu)}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial \theta} + \frac{\partial^2 v}{\partial \theta^2} + R^2 \left[\frac{(1-\nu)}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right] + \frac{\partial w}{\partial \theta} = \gamma^2 \frac{d^2 v}{dx^2} \quad (2.6.56)$$

$$Rv \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial \theta} + w + \frac{h^2}{12R^2} \left[R \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + 2R^2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial \theta^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial \theta^4} \right] = \gamma^2 \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (2.6.57)$$

Sendo,

$$\gamma^2 = \rho R^2 \frac{(1-\nu^2)}{E} \quad (2.6.58)$$

Considerando-se uma casca simplesmente apoiada pode-se escrever os deslocamentos, na sua forma geral como:

$$\delta(x,\theta,t)=g(x,\theta) \cdot f(t) \quad (2.6.59)$$

O deslocamento pode ser representado pelo conjunto de funções:

$$u(x,\theta,t)=\bar{U}\left(\cos\frac{m\pi x}{L}\cos n\theta\right)e^{i\omega t} \quad (2.6.60)$$

$$v(x,\theta,t)=\bar{V}\left(\sin\frac{m\pi x}{L}\sin n\theta\right)e^{i\omega t} \quad (2.6.61)$$

$$w(x,\theta,t)=\bar{W}\left(\sin\frac{m\pi x}{L}\cos n\theta\right)e^{i\omega t} \quad (2.6.62)$$

A resposta temporal à excitação é descrita por $e^{i\omega t}$, sendo m o número de semi-ondas longitudinais e n número de ondas no sentido circunferencial. Todos descrevem os três modos de vibração livre. Por meio dessas expressões de deslocamentos, é possível escrever o problema que o autovalor sob a forma:

$$([A]-\Omega^2[I]) \cdot \begin{Bmatrix} \bar{U} \\ \bar{V} \\ \bar{W} \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (2.6.63)$$

sendo, Ω^2 é o parâmetro de frequência que é dado por:

$$\Omega=\omega R \left[\sqrt{\frac{\rho(1-\nu^2)}{E}} \right] \quad (2.6.64)$$

Com a equação característica dada por:

$$|A-\Omega^2I|=0 \quad (2.6.65)$$

A solução dessa equação para cada configuração modal (m,n) tem três raízes positivas, as quais representam as frequências dos movimentos tangenciais e o radial.

3 RESERVATÓRIOS

3.1 GENERALIDADES

Os reservatórios são estruturas concebidas com o intuito de realizar o armazenamento de líquidos, grãos e resíduos, as quais podem ser empregadas no consumo e em atividades humanas.

De acordo com a disposição no solo, os reservatórios podem ser divididos em: enterrados, semienterrados, apoiados e elevados. Conforme Vasconcelos (1998), os enterrados, como apresentado na Figura são aqueles utilizados em edificações, em que o sistema de abastecimento não apresenta pressão suficiente para elevar a água para o reservatório superior. O recalque é realizado por meio de bomba hidráulica. Os apoiados (Figura são os de menor recorrência e costumam ocupar grandes áreas. São largamente utilizados em equipamentos e aparelhos hidráulicos. Os elevados, apresentados na Figura são os mais comuns e muito usados em edificações e fábricas pela economia de espaço e aumento de pressão ao sistema de abastecimento, pois têm altura suficiente para atender a todas as colunas de distribuição.



Figura 3.1: Reservatório parcialmente enterrado.

Fonte: <http://www.mfrural.com.br/detalhe/reservatorio-de-concreto-114053.aspx>



Figura 3.2: Reservatório simplesmente apoiado.

Fonte: <http://www.construo.com.br/obras.asp>



Figura 3.3: Reservatório elevado.

Fonte: <http://saemba.sp.gov.br/?p=255>

Hanai (1981) levantou que nas últimas décadas a construção de reservatórios foi bastante otimizada com o desenvolvimento de métodos construtivos mais modernos como protensões com o enrolamento de fios em torno da parede cilíndrica, o uso de pré-moldados, formas deslizantes e autoportantes.

No caso de reservatórios do tipo elevado, a dificuldade encontra-se na execução de cimbramento. Suas torres costumam apresentar altura por volta de 30 m, o que dificulta a execução do mesmo.

Hanai (1981) classifica o sistema em três tipos: a primeira são os reservatórios de acumulação ou de equilíbrio. A segunda classificação considera o volume armazenado, ou seja: para reservatórios de volume inferior a 500 m³, entende-se como de pequeno porte, os de médio porte tem capacidade de até 500 m³ e os com capacidade superior à 500 m³ são os de grande porte.

Quanto à forma, os reservatórios podem ser separados, basicamente, em dois tipos: os cilíndricos (Figura 3.4) e os na forma de paralelepípedos (Figura circulares e retangulares, respectivamente, em planta. Comparando os tipos vê-se que os cilíndricos apresentam uma melhor resposta às solicitações, pois apresentam uma distribuição de esforços constante ao longo da estrutura (deve-se à simetria do elemento).



Figura 3.4: Reservatório no formato cilíndrico;

Fonte: (www.afsreservatorios.wixsite.com/reservatariometalico).

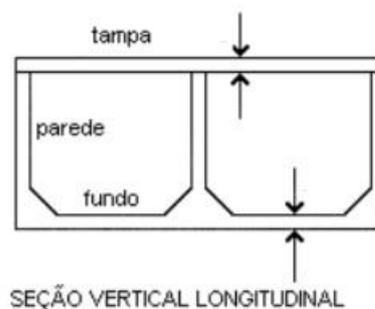


Figura 3.5: Reservatório paralelepipedico; Vasconcelos (1981).

Quanto ao material, os reservatórios podem ser de concreto armado, concreto protendido ou aço. As soluções em concreto armado, de acordo com Venturini (1977), devem

ser adotadas somente para volumes até 500 m³. Tal prerrogativa deve ser tomada, já que para volumes superiores, o custo com armadura se elevaria em demasia, motivadas pelo aumento da fissuração das peças, o que justificaria a opção de estruturas em concreto protendido ou aço. Outro dado importante, ligado aos reservatórios cilíndricos é a razão diâmetro/altura e sua influência no preço final da obra. Entre as quais razões próximas de quatro fazem com que os custos finais caiam, se comparadas aos que não seguem a esse parâmetro.

No cálculo de reservatórios, as hipóteses do reservatório cheio e dele vazio devem ser abordadas, para que se entenda a variação do empuxo atuante em toda a estrutura.

Os reservatórios são compostos por três elementos: paredes, fundo e cobertura, como mostrado na Figura Venturini (1977) menciona que a parede é um componente ligado à cobertura e ao fundo, a qual tem como função resistir à pressão hidrostática lateral, além de transmitir o carregamento para a fundação. Ao fundo cabe transmitir as pressões advindas das paredes, da ação hidrostática do material reservado e da cobertura à fundação. As paredes são normalmente ligadas à base por meio de um engaste. As coberturas podem ser dispensáveis, para alguns tipos de reservatórios, sendo esses, geralmente substituídos por lajes.

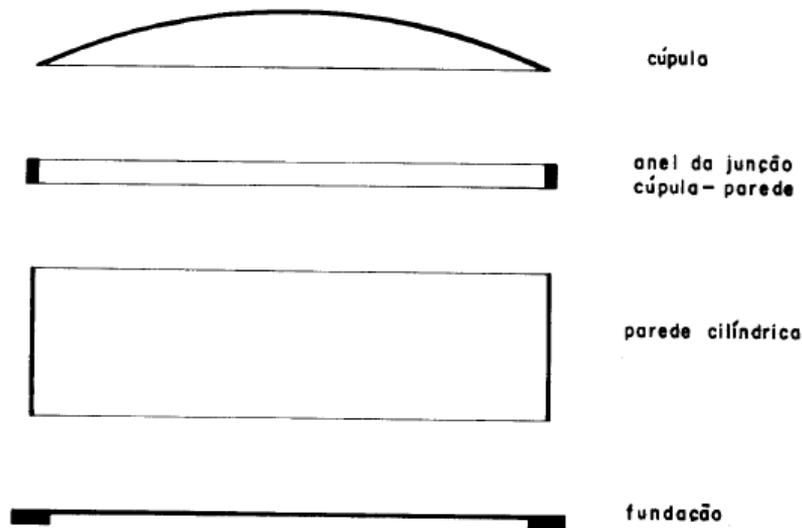


Figura 3.6: Elementos componentes de um reservatório cilíndrico típico

Fonte: Hanai (1981).

Outra classificação feita em função do tipo de reservação, como apresentado por Dacach (1979) *apud* Guimarães (1995), é a seguinte:

- a) reservatório de equilíbrio – reserva de água realizada quando o volume de adução supera o de consumo;

- b) reservatório de emergência – água reservada para ser utilizada quando a adução for interrompida;
- c) reservatório de incêndio – utilizada para combater situações de incêndio.

Considerando-se os reservatórios em casca, Venturini (1977) associa a escolha da classe da casca a ser usada num reservatório ao diâmetro ou a função da obra. Para valores de diâmetro de 10 a 25 m, a conformação geométrica seria em cascas cônicas ou esféricas, pois ambas têm, em consumo de material, valores semelhantes. Para valores superiores a 25 m, as cascas esféricas devem ser empregadas. No caso de diâmetros superiores a 50 m as elípticas são as mais indicadas.

4 AÇÃO SÍSMICA

4.1 INTRODUÇÃO

O movimento sísmico é um fenômeno que ocorre na superfície da terra e é gerado pela movimentação constante das placas tectônicas. Essas estão em permanente processo de ajuste ocasionado pela liberação de energia acumulada no interior da terra na forma de ondas sísmicas. Donneys (2015) define como carga sísmica aquele produto gerado de uma onda originada na rocha quando ocorre um deslocamento em uma falha geológica, propagando-se em um tramo pela mesma rocha e outro tramo pelo solo até atingir a estrutura.

O poder de destruição, como foi citado por Condori (2013), é mais intenso quanto menor for a distância entre o ponto de profundidade e o centro de geração do fenômeno. Essa distância é denominada de hipocentro. A resposta a esta ação também dependerá de outros fatores como a composição do subsolo e suas características.

Os sismos são explicados por diversas teorias. Dentre elas a mais disseminada é a teoria das placas tectônicas. Segundo essa teoria, a terra está coberta por várias camadas de placas resistentes chamadas litosfera, apoiadas pela liberação brusca de energia de deformação acumulada nas placas durante um dado período de tempo. Essas placas se movimentam como corpos rígidos sobre uma camada menos resistente. Em seus limites encontram-se as cordilheiras onde novo material aflora. Nas zonas de subducção, região em que as placas penetram no interior de outras, é onde, com maior frequência, originam-se os sismos.

Condori (2013) também definiu que os limites das placas possuem uma classificação própria, segundo o tipo de deslocamento relativo ocorrido, que são:

1) borda divergente – são aquelas sucedidas nas placas com a ocorrência de uma separação e correspondem às dorsais oceânicas ou zonas de expansão; em geral ocorrem no fundo dos oceanos, local este onde se cria material cortical (Figura a);

2) borda convergente – são as placas que possuem um só encontro. Estas apresentam ainda, duas subclasses:

- de colisão – refere-se à a zona de convergência de duas placas tectônicas, há uma colisão frontal e um deslocamento relativo (Figura b);
- de subducção – é a zona de convergência entre duas placas tectônicas, a qual, uma é empurrada e absorvida por baixo da outra placa. Há destruição de material (Figura c);

3) borda transformante – neste tipo o deslocamento ocorrido é lateral, paralelo ao limite comum entre placas adjacentes. Não há destruição de material (Figura d)

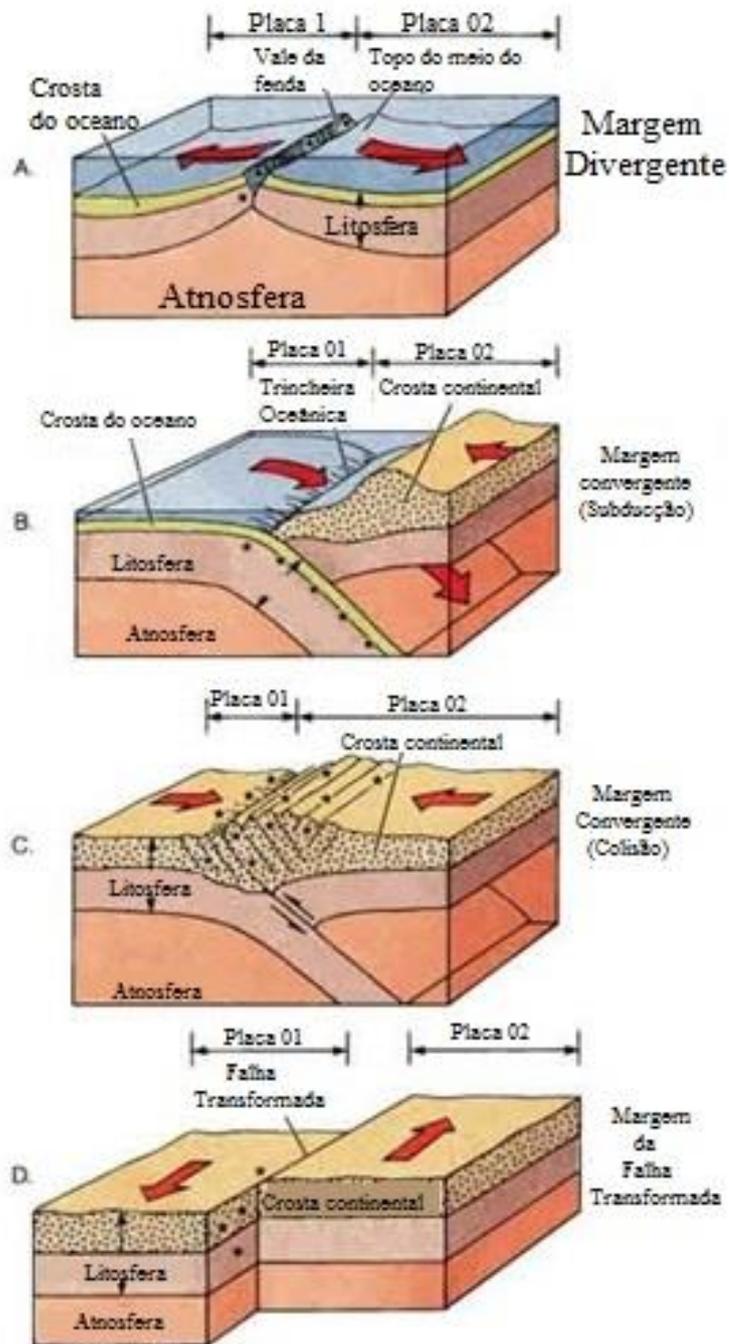


Figura 4.1: Representação do comportamento dos tipos de bordas;

Fonte: (http://www.dmae.upm.es/Astrobiologia/Curso_online_UPC/capitulo7/5.html).

4.2 PLACAS TECTÔNICAS E ZONAS SÍSMICAS

A superfície da Terra é denominada de crosta está dividida em chamadas de placas tectônicas. Essas estão dispostas lado a lado e formam um mosaico totalmente encaixado, conforme ilustra a Figura



Figura 4.2: Divisão da crosta terrestre em placas tectônicas.

Fonte: (<http://meioambiente.culturamix.com/natureza/principais-placas-tectonicas>).

A movimentação das placas tectônicas é o principal fator que determina a maneira como irá ocorrer a propagação do sismo e, por consequência, os impactos dessa ação nas estruturas. Esse processo dinâmico foi o responsável pela origem e formação dos continentes.

Parisenti (2011) apresentou que esta interação se dá seguindo alguns processos típicos: subducção, deslizamento, extrusão e acrescência. A subducção, por exemplo, ocorre quando há a zona de convergência de duas placas tectônicas e uma delas, a mais densa, é empurrada e consumida para baixo da outra, menos densa. O deslizamento, em contrapartida, acontece no instante que as placas oceânicas e continentais entram em contato. A extrusão se desenvolve quando as placas se juntam e deslizam por diferentes direções. A acrescência é quando há um pequeno impacto sobre uma placa oceânica e uma continental.

O choque entre as bordas (interação interplacas) causa o movimento gerador dos terremotos, bem como a propagação das ondas na superfície do solo. Tal processo é responsável pelo surgimento de zonas sísmicas. Em contrapartida, a interação intraplaca acontece no interior das placas, não mais no encontro entre elas, e decorre das falhas existentes nestas regiões. Na Figura há as regiões sísmicamente ativas ao redor do globo. Os

pontos pretos mostram as maiores concentrações dos fenômenos mencionados em função da distribuição das placas tectônicas.

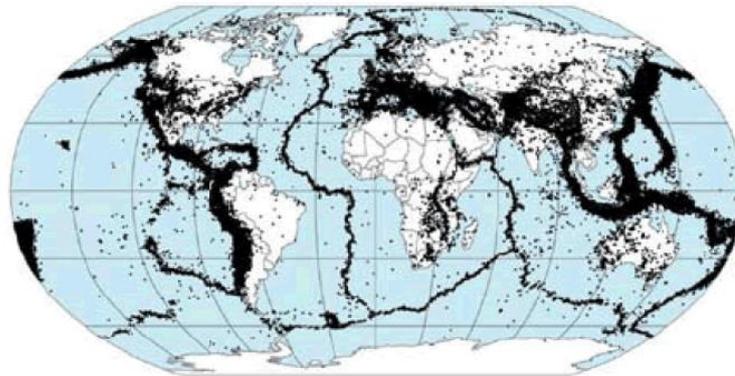


Figura 4.3: Zonas de ocorrências de terremotos ao redor do mundo;

Fonte: (http://www.maccaferri.com/brinformativo/por/2007/08/dica_2007_08.pdf).

4.3 PROPAGAÇÃO DE SISMOS

No tocante ao processo de propagação das ondas pela ação sísmica, o referente à geração de ondas sísmicas se inicia no interior da Terra, em uma região denominada de hipocentro (Figura O ponto na superfície da terra que apresenta a maior intensidade é o epicentro. Percebe-se que quanto maior for a profundidade do hipocentro, maior será a região na superfície terrestre a ser alcançada. Parisenti (2011), menciona as diversas origens da atividade sísmica. Segundo ele, os sismos podem ser naturais, os mais comuns e de maiores intensidades, induzidos. Os do segundo grupo são gerados pela ação humana por meio de explosões e outras atividades como a extração mineral. Seu processo é caracterizado pelo deslocamento de rochas do subsolo, alterando-se a estabilidade geológica próxima a uma falha.

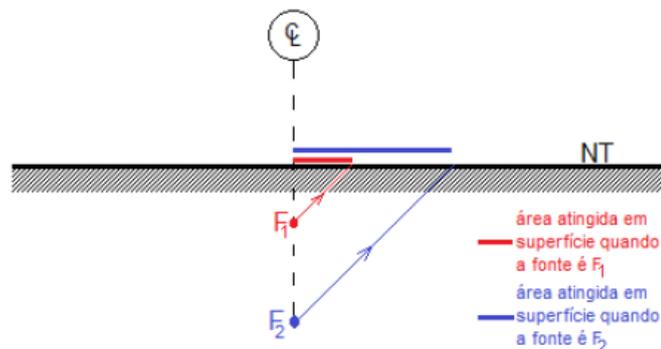


Figura 4.4: Efeito do posicionamento do hipocentro no interior da crosta terrestre

Fonte: Donneys (2015)

A propagação das ondas geradas pela ação sísmica se dá conforme alguns tipos de ondas que caracterizam, a maneira de vibrar de cada terremoto. Segundo Zurita e Piralla (1990), essas ondas se movimentam desde o foco, fazendo uso da parcela sólida da terra e são denominadas ondas de corpo ou de volume. Quando alcançam a superfície do terreno geram ondas de superfície que se propagam por essa zona. Sua amplitude tende para zero conforme aumenta a profundidade. Sendo assim, as principais características das ondas, conforme Condori (2013) podem ser descritas como:

- ondas de volume – podem ser longitudinais de compressão-dilatação (primárias) ou transversais de corte (secundárias). Essas são responsáveis pelos primeiros tremores sentidos (Figura a).
- ondas de superfície – são mais lentas, apesar de apresentar alto poder destrutivo, pois apresentam baixa frequência, longa duração e grande amplitude. Essas são classificadas em ondas *Rayleigh* e ondas *Love* (Figura 4.5b).

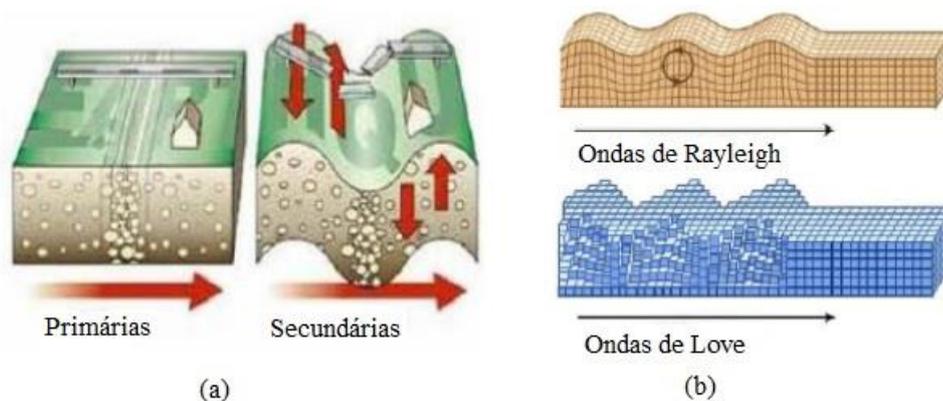


Figura 4.5: Movimento das ondas

Fonte: Condori (2013).

4.4 FALHAS

As falhas são os deslocamentos relativos de uma capa de rocha, uma em relação à outra. Essas podem ser originados dos sismos, segundo definição de Wakabayashi e Martinez (1988) *apud* Condori (2013) e são classificadas segundo o deslocamento em:

- deslocamento em inclinação – o deslocamento ocorre em direção vertical. Analisando o deslocamento de uma placa em relação a outra, estes podem ser classificados em:
 - falha normal – a capa superior da rocha desliza para baixo (Figura a); ou
 - falha reversa – a capa superior da rocha desliza para cima (Figura b);

b) deslocamento horizontal – este tipo de deslocamento acontece na direção horizontal e podem ser divididos em:

- falha lateral esquerda – vista desde uma capa da rocha, a outra capa desliza-se à esquerda (Figura);
- falha lateral direita – vista desde da rocha, a outra desliza-se à direita (Figura

Os tremores provocados pela ação sísmica podem ser desencadeados por um conjunto de ações, tais como:

- a deformação ocorrida se estabiliza;
- o deslocamento em uma falha provoca uma repercussão;
- uma força de compressão e outra de tração atuam na falha;
- a ação é equivalente ao conjunto de duas forças atuantes de maneira repentina.

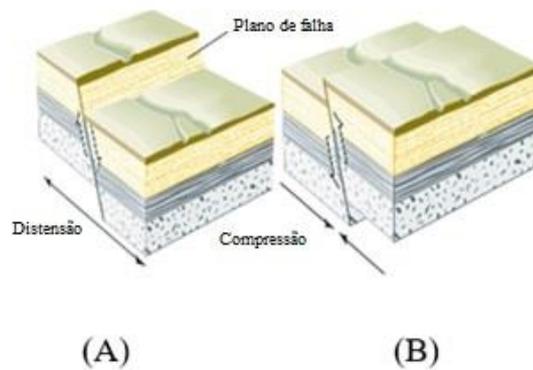


Figura 4.6: Tipos de Falhas: (A) Normal; (B) Reversa.

Fonte: (http://e-portfolio-biologia.blogspot.com.br/2009/04/estruturas-geologicas-originadas-por_26.html).

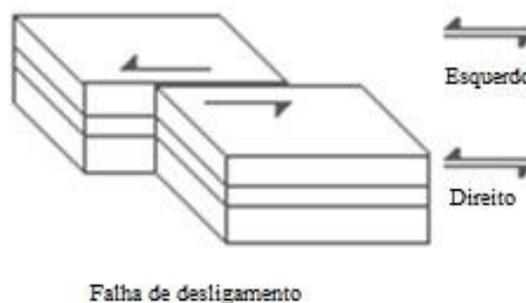


Figura 4.7: Tipos de falhas.

Fonte: (laterais http://e-portfolio-biologia.blogspot.com.br/2009/04/estruturas-geologicas-originadas-por_26.html).

4.5 MAGNITUDE E INTENSIDADE SISMOLÓGICAS

Os sismos podem ser caracterizados segundo uma série de parâmetros. Dentre os existentes, a magnitude e a intensidade são os principais para o entendimento do seu comportamento. A magnitude, segundo Parisenti (2011), está ligada à quantidade de energia liberada no decorrer da ocorrência da atividade sísmica. Esse processo independe da distância ao epicentro do evento. A intensidade, por sua vez, refere-se ao modo de como foi sentida a vibração do solo e os danos que são produzidos por uma atividade sísmica. Seu valor está diretamente ligado à distância do local considerado até o epicentro.

Como métrica de caracterização duas metodologias foram desenvolvidas para medir estas grandezas. A Escala Richter é utilizada para medir a magnitude do evento e está relacionada com a energia liberada pelo sismo e o deslocamento do solo. A escala foi desenvolvida pelo sismólogo Charles Francis Richter e varia numa escala de 0 a 9.5 graus.

A Escala Mercalli, por sua vez, analisa a atividade sísmica de maneira qualitativa, ou seja, sua intensidade. Sua metodologia consiste em analisar os efeitos na população e nas estruturas, sendo baseada unicamente na observação humana. Assim, terremotos em regiões densamente ocupadas apresentarão maiores intensidades, se comparado com as regiões de baixa ocupação populacional. A Figura 4.8 apresenta uma comparação entre as escalas de Richter e Mercalli.



Figura 4.8: Relação entre a escala Mercalli e a Richter

Fonte: Parisenti (2011).

4.6 SISMICIDADE NO BRASIL

O estudo sísmico no Brasil é uma atividade que vem sendo desenvolvida por um conjunto de pesquisadores e multiprofissionais interessados em entender o comportamento, as causas, bem como a magnitude e efeitos de tais eventos em território brasileiro. A ocorrência de eventos mais frequentes, na região Nordeste e Norte, associada à implantação de centros de pesquisa e de acompanhamento de sismos, liderados pela Rede Sismográfica Brasileira (RSBR) ratificam a relevância dos referidos estudos em território brasileiro. Sabe-se que o

Brasil se encontra em uma região de intraplaca, mais precisamente situado no centro da Placa Sulamericana, que está sujeita à uma baixa ocorrência sísmica no território, já que as maiores magnitudes acontecem nas regiões interplacas. A maioria dos estudos desenvolvidos nos países situados em regiões sismicamente ativas são direcionados para trechos interplacas, e em segundo plano a localizadas no interior das mesmas. Entretanto, percebeu-se que tal prerrogativa é equivocada devido aos relatos feitos acerca da ocorrência de eventos relevantes e com efeitos consideráveis nas áreas atingidas, como podem ser evidenciadas na Tabela 4.1:

Tabela 4.1: Sismos ocorridos em território brasileiro com magnitude maior que 5.0

Data	Hora	Localidade	Magnitude (Escala Richter)
27/01/1922	03:50:40	Mogi Guaçu – SP	5.1
28/06/1939	08:32:22	Tubarão – SC	5.5
31/01/1955	02:03:07	Serra do Trombador – MT	6.6
28/02/1955	22:46:18	Litoral Vitória – ES	6.3
13/12/1963	21:05:42	Manaus – AM	5.1
13/02/1964	08:21:46	NW de Mato Grosso do Sul	5.4
20/11/1980	00:29:42	Pacajus – CE	5.2
05/08/1983	03:21:42	Codajás – AM	5.5
30/11/1986	02:19:50	João Câmara – RN	5.1
13/10/1989	01:11:21	João Câmara – RN	5.0
12/02/1990	20:56:39	Plataforma – RS	5.0
10/03/1998	23:32:44	Porto dos Gaúchos – MT	5.2

Fonte: Soares (2009).

Os eventos sísmicos são acompanhados por meio de gráficos denominados de acelerogramas, que registram a aceleração desenvolvida pelo solo. Parisenti (2011) descreveu que com o intuito de levantar e analisar o risco sísmico em todo o mundo, as Nações Unidas, em conjunto com a Universidade de Potsdam (GFZ-Postdam) na Alemanha, elaboraram o Mapa de Risco Global (*Global Seismic Hazard Map*), o qual elenca as acelerações para todas as regiões do mundo. O Brasil, conforme demonstra a Figura 4.9 está situado em uma região de baixas acelerações. Apesar da existência de trechos de moderadas acelerações, no Nordeste e Noroeste, por exemplo, vê-se uma grande parcela do território com aceleração próxima de zero. O mapa de risco, ilustrado na Figura 4.9 mostra o sistema de isosistas (curvas de mesma aceleração) por meio de um sistema de cores, além de adotar um período de recorrência de 475 anos.

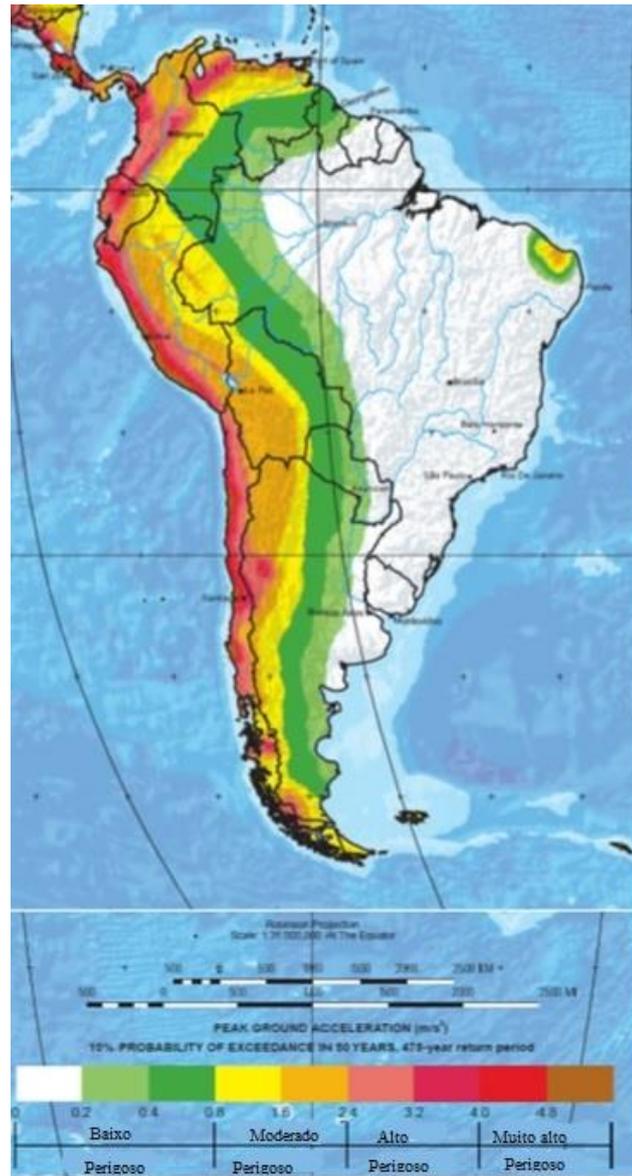


Figura 4.9: Zonas sísmicas da América do Sul segundo o *Global Seismic Hazard*;

Fonte: (http://travesti.geophys.mcgill.ca/~olivia/EES/Global_seismic_hazard.pdf).

As placas tectônicas apresentam falhas internas, ao longo do seu comprimento e distribuídas de maneira aleatória em todas as áreas. Elas são responsáveis pelo movimento sísmico nas regiões não próximas das zonas de encontro das placas tectônicas. No Brasil a maioria dos terremotos ocorridos é dessa natureza. Quando não, esses são gerados a partir de atividade interplaca. Esses fenômenos têm como origem a propagação de eventos cujo epicentro está na falha Mesoatlântica ou na Cordilheira dos Andes. É possível ilustrar a história sísmica brasileira, a partir do levantamento apresentado por Berrocal *et al* (1984) *apud* Parisenti (2011), é apresentado na Tabela 4.2 diversos terremotos ocorridos no território brasileiro:

Tabela 4.2: Maiores magnitudes de sismos ocorridos no Brasil

Região do país	Ano	Magnitude (Escala Richter)
São Paulo	1922	5.1
Espírito Santo	1955	6.3
Mato Grosso	1955	6.2
Amazonas	1983	5.5
Rio Grande do Norte	1986	5.1
Oceano Atlântico, litoral de São Paulo	2008	5.2
Acre	2007	6.5
Amazonas (divisa com Acre)	2010	6.1

Fonte: Parisenti (2011)

A Figura 4.10 mostra a distribuição, no território brasileiro, dos terremotos com as maiores magnitudes ocorridos desde a época da colonização. Os dados foram compilados em um levantamento realizado por Berrocal (1984) e retirados de Condori (2011).

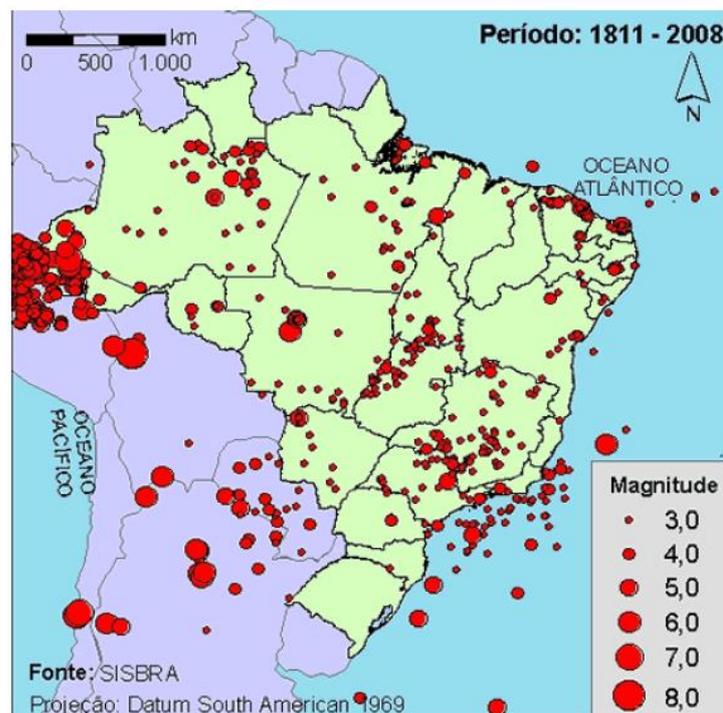


Figura 4.10: Mapa de ocorrência de sismos em território brasileiro

Fonte: Condori (2013).

Como anteriormente abordado, o Brasil não tem realizado estudos sísmicos de maneira contínua. Além dos estudos desenvolvidos pela Universidade alemã de Potsdam e pelo *United States Geological Survey (USGS)*, ambos com o objetivo de realizar um estudo

sísmico global, poucas pesquisas e trabalhos representam a sismicidade brasileira em detalhes. Com a intenção de modificar essa realidade, foi iniciada, por Allaoua Saadi, pesquisador da UFMG, em conjunto com outras universidades, uma pesquisa com o objetivo de elaborar um Mapa Neotectônico do Brasil. Esse estudo buscou levantar todas as falhas na superfície brasileira e baseou-se em históricos de ocorrências, outros mapas geológicos, relatos e mapas topográficos. Parisenti (2013) relatou que no estudo foram identificadas 48 falhas, com maior ocorrência no Nordeste e Sudeste, como apresentado na Figura 4.11.



Figura 4.11: Principais falhas brasileiras

Fonte: (http://www.apolo11.com/curiosidades.php?posic=dat_20071211-092620.inc)

Além dos pontos apresentados, outros parâmetros são de grande relevância no entendimento da engenharia sísmica. Conforme Dantas (2013), os principais parâmetros a serem observados no estudo de um movimento sísmico são:

- valores máximos da aceleração;

- duração;
- período predominante;
- valores máximos da velocidade e do deslocamento.

A duração está relacionada com a magnitude, seguindo uma relação proporcional. Os valores máximos (ou de pico) são aqueles que dependem da distância da falha, da natureza das formações rochosas e das condições do solo local. Outro fator de elevada importância é a aceleração máxima do solo. Esse é um parâmetro de projeto utilizado largamente pelas principais normas mundiais de estruturas sísmo-resistentes. Essas normas consideram um quantil de 95% da distribuição de probabilidade do valor máximo da aceleração em um período de referência de 50 anos. O valor deste quantil só é excedido uma vez a cada 20 períodos e pode ser entendido como sendo um valor de referência correspondente ao período de 1000 anos.

4.7 EFEITOS DOS SISMOS EM ESTRUTURAS

O efeito do sismo em uma estrutura dependerá de uma série de fatores, dentre eles: o tipo do solo, a localização da região em relação a falhas ou a borda da placa e a magnitude do fenômeno. Na

Tabela estão listadas as magnitudes dos sismos e seus efeitos associados. Verifica-se que para as magnitudes entre 5.0 e 6.9, valores já ocorridos no histórico sismológico brasileiro recente, danos ligeiros a severos podem surgir em edificações não projetadas para a ação sísmica.

Tabela 4.3: Ordem de grandeza da magnitude dos tremores;

Descrição	Magnitude	Efeitos	Frequência
Micro	< 2.0	Micro tremor, não se sente.	~ 8000/dia
Muito pequeno	2.0-2.9	Geralmente não se sente, mas é detectado/registrado.	~1000/dia
Pequeno	3.0-3.9	Frequentemente sentido, mas raramente causa danos. Comparável à vibração de um caminhão.	~49000/ano
Ligeiro	4.0-4.9	Tremor de objetos dentro das habitações. Pode quebrar janelas e derrubar objetos. Danos importantes pouco comuns.	~6200/ano
Moderado	5.0-5.9	Pode causar danos maiores em edifícios mal concebidos. Provoca danos ligeiros nos edifícios bem construídos. A mobília se move e o reboco cai.	800/ano
Forte	6.0-6.9	Pode ser destruidor em zonas num raio de até 180 km em áreas habitadas. Dano a construções fortes, Dano severo a construções fracas.	120/ano
Grande	7.0-7.9	Pode provocar danos graves em zonas mais vastas. Prédios saem das fundações; rachaduras surgem na terra; tubulações subterrâneas se quebram.	18/ano
Importante	8.0-8.9	Pode causar danos sérios em zonas num raio de centenas de quilômetros. Pontes se rompem; poucas construções resistem de pé.	1/ano
Excepcional	Maior que 9.0	Devasta zonas num raio de milhares de quilômetros. As ondas se movendo pela terra são visíveis a olho nu.	1 em 20 anos

Os efeitos de cada abalo sísmico variam bastante devido à distância, às condições do terreno, às condições das edificações e de outros fatores.

Fonte: Parisenti (2013).

Além dos pontos abordados, outros fatores como a geometria da edificação, o grau de amortecimento da estrutura e a topografia da região também alteram como ocorrerá esta resposta estrutural às solicitações impostas. No caso dos reservatórios, em específico, somam-se ainda a esses fatores a presença ou não de líquidos no seu interior, bem como o nível de ocupação do mesmo, o tipo de reservatório (se apoiado ou elevado, por exemplo) e a densidade do líquido armazenado.

Os danos gerais ocasionados pela ação sísmica, segundo Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013), podem ser classificados em: colapsos em bloco, fissuras em cruz, pavimentos flexíveis, pilares curtos, martelamento e liquefação.

a) Colapsos em bloco – são aqueles que ocorrem pela desestabilização lateral: paredes, pórticos ou contraventamento, os quais não suportam as cargas horizontais (Figura 4.12).



Figura 4.12: Colapso em bloco

Fonte: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

b) Fissuras em cruz – são aquelas desencadeadas rotineiramente nas paredes de alvenaria, decorrentes da ação sísmica que acontece naturalmente em mais de uma direção (Figura 4.13).



Figura 4.13: Fissuras em cruz

Fonte: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

c) Pavimentos flexíveis – são aquelas que ocorrem quando os elementos estruturais são descontinuados e as deformações acontecem em suas extremidades (Figura).



Figura 4.14: Pavimento flexível

Fonte: Retirado de: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

d) Pilares curtos – é desencadeado quando um pilar é impedido de se deformar em parte de sua altura por algum outro elemento, como uma parede de alvenaria (Figura 4.15).



Figura 4.15: Pilares com deformações impedidas;

Fonte: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

e) Martelamento – havendo prédios lado a lado, com alturas diferentes, a oscilação dos mesmos não ocorrerá da mesma maneira, podendo ocasionar uma colisão, caso ambos estejam oscilando em direções diferentes (Figura 4.16).



Figura 4.16: Martelamento em edifícios vizinhos;

Fonte: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

f) Liquefação – ocorre pela diminuição da resistência efetiva e da rigidez do solo. Neste processo há a tendência de perda de volume do material. Sua ocorrência é comum em solos saturados (Figura 4.17).



Figura 4.17: Recalque por liquefação do solo;

Fonte: Lestuzzi (2008) *apud* Condori (2013).

Nos reservatórios, em específico, alguns processos de falha ocorrem de maneira distinta das edificações. Pinho (2009) apresenta como os principais casos de falha:

a) flambagem de parede do tipo “pata de elefante” – nesse tipo de processo de ruptura a falha ocorre pela combinação de solicitações. Em conjunto a tensão de compressão o momento de tombamento, as tensões de membrana e as pressões estáticas e hidrodinâmicas do líquido promovem a flambagem local da região inferior do reservatório. É comum essa área atingir a deformação plástica (Figura 4.18).

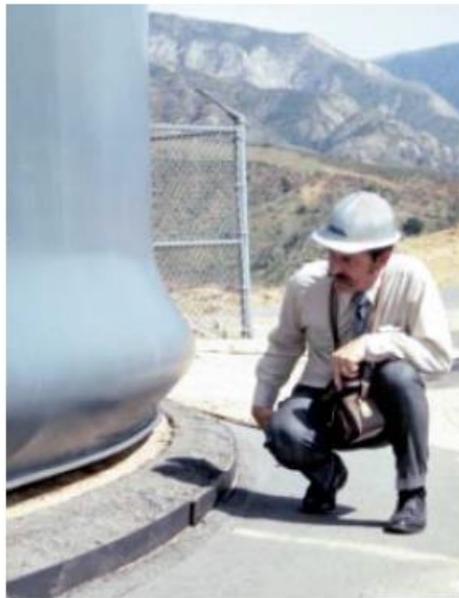


Figura 4.18: Deformação do reservatório do tipo “pata de elefante”;

Fonte: Pinho (2009).

b) flambagem do tipo “diamante” – essa tipologia acontece devido a aplicação de tensões de compressão nas paredes, porém sem a deformação das mesmas, devido às pressões internas, ou seja, quando as tensões de membrana são inferiores que às tensões de ruptura. Nesse caso as paredes sofrem deslocamentos radiais recuperáveis (Figura



Figura 4.19: Deformação do reservatório do tipo diamante;

Fonte: Pinho (2009).

c) Danos à cobertura – esse tipo de deformação ocorre pelo movimento do fluido na superfície. A oscilação do líquido entra em contato com a cobertura, causando danos a mesma. Esse fenômeno pode desencadear um processo de sucção, o qual impõe deformações às paredes do tanque. Na Figura 4.20 a seguir, a deformação ocorreu para o interior do tanque em decorrência do movimento do líquido em sentido contrário, promovendo elevadas sucções na região superior.



Figura 4.20: Danos na cobertura devido à sucção;

Fonte: Pinho (2009).

d) Deslizamento e inclinação do reservatório – o deslizamento ocorre sempre que a força de atrito na base pode ser vencida pela força cortante. O deslizamento está associado a reservatórios não ancorados, geralmente de pequenas dimensões. Para os ancorados haveria o deslizamento do conjunto reservatório/fundação (Figura 4.21).

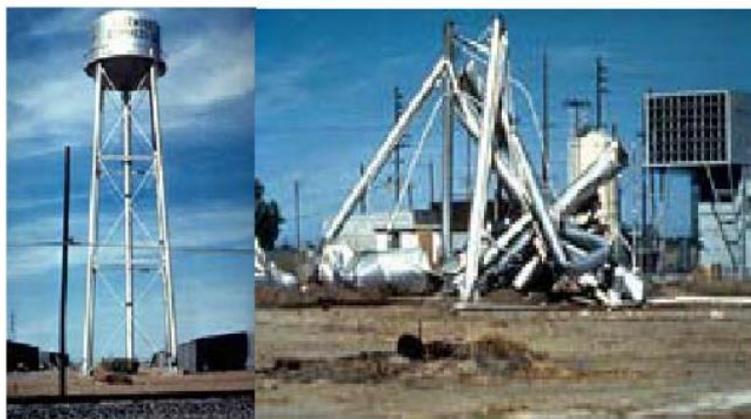


Figura 4.21: Efeitos da força de inércia atuante do líquido;

(https://nisee.berkeley.edu/bertero/html/damage_due_to_vibration.html)D

a) Fatores relevantes no estudo das estruturas sísmos resistentes

Para se analisar a resposta da estrutura diante de uma solicitação sísmica alguns fatores são importantes para a descrição desse comportamento. Dentre os pontos abordados pode-se listar: forças de inércia, período, ressonância, amortecimento e ductilidade do material.

b) Forças de inércia

Conforme Arnold e Reitherman (1982), as forças de inércia devido à massa, tamanho e forma da edificação determinam, de maneira secundária, tanto a natureza das forças como elas serão resistidas. Assim, qualquer aumento da massa gerará um aumento da força solicitante. Um ponto de grande relevância é sua contribuição para o efeito P- Δ . Apesar dos projetos apresentarem um certo grau de segurança, devido aos coeficientes de segurança, esses ainda não são suficientes para minimizar tal efeito, que pode gerar uma flexão extra nos pilares.

Nesse processo, a ação sísmica entra como uma componente na força vertical, pois a ação sísmica vibra o solo em diversas direções inclusive na vertical. Na direção vertical, essas forças apresentam uma magnitude aproximada de 2/3 das forças horizontais. Durante um terremoto as estruturas caem para baixo e não para frente. As forças laterais esgotam a resistência da estrutura mediante flexão e força cortante nos pilares e vigas, e logo a gravidade colapsa a estrutura, já debilitada para baixo. Esse fenômeno é bastante comum em reservatórios elevados.

c) Período e ressonância

Os períodos fundamentais das estruturas, como edifícios de até quatro pavimentos, por exemplo, são de 0,5 s e valores entre 1 e 2 s para edificações altas com 10 ou 20 pavimentos, segundo levantamento realizado por Arnold e Reitherman (1982). Os períodos naturais, por sua vez, em solos, quando sob sísmos apresentam períodos naturais entre 0,5 e 1s. Tal característica mostra a possibilidade que o solo e a estrutura assumam o mesmo valor, desencadeando um processo de ressonância parcial, denominada de quasi-ressonância.

d) Amortecimento

As respostas da edificação para a solicitação provocada pelo sismo serão influenciadas também pelo amortecimento existente na estrutura. Esse processo será função do material empregado e das conexões existentes no modelo estrutural. Um maior ou menor amortecimento implicará em maiores ou menores vibrações da estrutura, ou seja, o quanto o elemento se alterará e retornará à posição inicial.

e) Ductilidade

Considerando-se evitar a ressonância e o amortecimento correto da edificação, as estruturas ainda podem estar sujeitas a forças muito maiores que aquelas previstas nas normas. Todavia, as estruturas podem ainda se apresentar seguras devido à ductilidade. Os materiais se deformam elasticamente, regressando à sua condição inicial quando cessada a solicitação. Apresentam essas propriedades, satisfatoriamente, materiais muito utilizados em estruturas como o concreto armado e o aço estrutural.

5 PROJETO DE RESERVATÓRIOS SOB AÇÃO SÍSMICA.

5.1 INFORMAÇÕES PRELIMINARES

Diversas referências normativas abordam, por meio de modelos e considerações próprias, o projeto de reservatórios sismo-resistentes. Comparando-se com as normas sísmicas desenvolvidas para edificações e pontes, por exemplo, estas se distinguem, prioritariamente, pela adoção da parcela da ação hidrodinâmica gerada pela movimentação do líquido. O efeito da ação sísmica em reservatórios é bastante relevante. A possibilidade do colapso dessas, quando estes estão armazenando alguma substância perigosa (combustíveis e produtos químicos, por exemplo), pode vir a maximizar os efeitos dos terremotos nas regiões atingidas. Além disso, ressalta-se que grande parte dessas estruturas são dimensionadas para a armazenagem de água potável. Em uma situação de tragédia, ocasionadas pela ação sísmica, tal medida pode ser um ponto crítico na manutenção de vidas humanas atingidas.

De acordo com Meneses (2013) em estruturas de concreto armado não há a ocorrência de flambagem local, como é comum em reservatórios metálicos. Isso se deve a maior rigidez e menor capacidade de resistir a solicitações na fase não linear. Seus projetos são desenvolvidos considerando os estados limites de fissuração ao invés do estado limite último (ELU), apresentando assim uma resistência elástica maior.

Acerca dos modelos adotados em cada referência normativa, como por exemplo, o EUROCODE 8 (2006) e o ACI 350 (2006) utilizam o modelo de massa equivalente idealizado por Housner. Esta metodologia, descrita em Housner (1954) *apud* Condori (2013), dispõe que o movimento total do líquido é composto por uma parcela impulsiva m_i , que acompanha o movimento do reservatório e outra denominada convectiva m_c , a qual representa o movimento das ondas da água.

Dentre as normas que são analisadas nessa pesquisa, alguns parâmetros sísmicos de projeto são comuns a todos os códigos. Dentre eles podem ser listados: o fator de zona a_g ; fator de importância I ; tipo de solo S ; coeficiente de resposta elástica S_e e o fator de modificação de resposta R_w .

5.2 FATOR DE ZONA a_g

Essa característica sísmica relaciona a aceleração horizontal máxima do solo de cada região analisada. O referido parâmetro está ligado ao tipo do solo da região. Na NBR15421(2006), por exemplo, em zonas que apresentam a_g semelhantes, o território

brasileiro é dividido, em cinco zonas sísmicas (de 0 a 4), conforme o mapeamento descrito na Figura

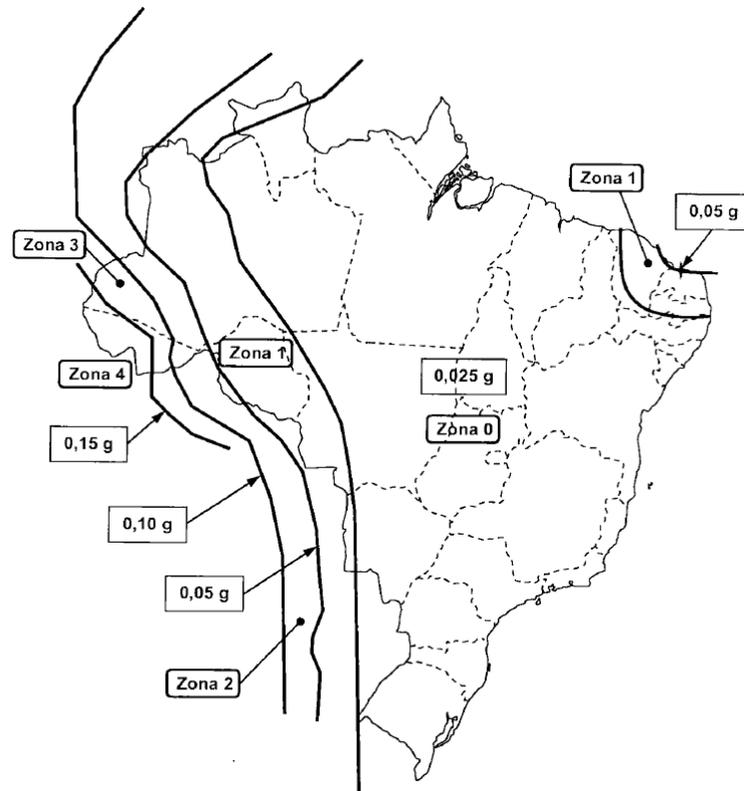


Figura 5.1: Zoneamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos Classe B;

Fonte: NBR 15421(2006).

Essa é a única referência normativa que apresenta as acelerações do solo e outros parâmetros para o território brasileiro. Com o zoneamento apresentado na Figura 5.1, tem-se as seguintes acelerações, apresentadas na Tabela 5.1

Tabela 5.1: Zonas Sísmicas; NBR 15421 (2006).

Zona Sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

5.3 FATOR DO SOLO S

Este fator está ligado às características do solo encontrado na região do projeto. Quando sob ação dinâmica representa o comportamento sob vibração das primeiras camadas de solo do terreno. A resposta a esse tipo de ação está diretamente ligada às condições naturais do material e sua capacidade de propagação desde camadas mais profundas de rocha até a superfície do solo. A NBR15421(2006) faz uso de dois parâmetros para caracterizar estas camadas de solos: a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento \bar{V}_S em sua ausência, o número \bar{N} médio de golpes no SPT. Com os referidos ensaios é possível descrever o solo da referida região entre as classes rocha sã e solo mole.

5.4 FATOR DE IMPORTÂNCIA I

Esse parâmetro relaciona as condições de utilização da estrutura após a ocorrência do sismo. Assim, as estruturas são classificadas conforme suas tipologias (natureza de ocupação) definidas distintamente conforme cada norma.

Para cada classificação é atribuído um fator de importância que define quais sistemas estruturais são permitidos, suas limitações e as análises sísmicas necessárias.

5.5 COEFICIENTE DE RESPOSTA ELÁSTICA (S_e)

A ação sísmica em projeto de estruturas costuma ser representada na forma de um espectro de resposta em função da aceleração horizontal do solo no regime elástico.

Para a utilização em um projeto estrutural é empregado um espectro de resposta de projeto (Figura 5.2), que representa um determinado sismo obtido por meio de critérios estatísticos traçados em função de diferentes sismos. Cada sismo ocorrido apresenta um espectro de resposta distinto dos outros. Assim, surge a necessidade de se elaborar um espectro de resposta de projeto, para que possa ser aplicado em função de critérios estatísticos de recorrência.

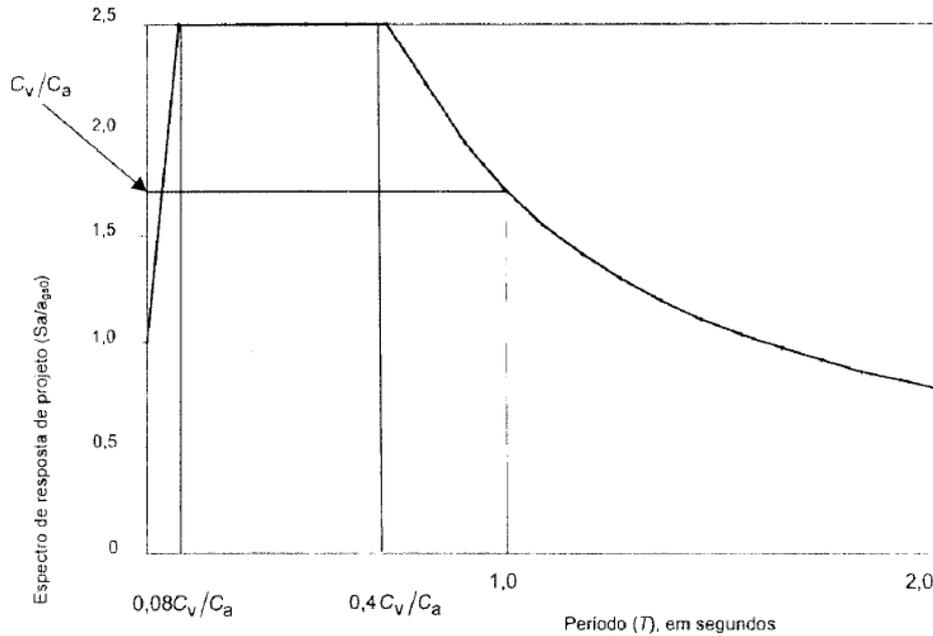


Figura 5.2: Variação do espectro de resposta de projeto em função do período

Fonte: NBR 15421 (2006).

O espectro é elaborado em função de um grau de liberdade e, na maioria das normas, exceto no EUROCODE 8 (2006), é considerado um amortecimento crítico padrão de 5%. Quando o amortecimento apresenta valor conhecido e diferente de 5%, é aplicado um fator de correção, como descrito na NBR15421 (2006). As características do solo local também são importantes, é por meio delas que se conhece a capacidade de amplificação deste solo diante desta ação sísmica. Para a NBR 15421 (2006), o espectro de resposta de projeto é representado, em função de três faixas de períodos. Quando for necessária a determinação do espectro de resposta para a aceleração vertical do solo deve-se considerar como 50% do espectro da aceleração horizontal.

5.6 FATOR DE MODIFICAÇÃO DE RESPOSTA R_w

Segundo Condori (2013) o fator de modificação da resposta é um parâmetro que mede a capacidade da estrutura de se deformar, em regime elástico sem, todavia, entrar em colapso. Esse coeficiente atua na modificação da força cortante na base, com a função de manter a estrutura em regime elástico durante o tempo de ocorrência do sismo. Havendo um sistema estrutural cuja resposta seja um comportamento inelástico, a carga capaz de suportar será inferior à elástica para a mesma ação sísmica. Isso representa uma redução na força sísmica, quando se atinge o regime não linear.

O valor do fator de modificação de resposta tem um acréscimo quando a ductilidade da estrutura aumentar e a sua capacidade de dissipação de energia também. As estruturas devem ser concebidas com um certo grau de dissipação dessa energia. Assim será possível converter os espectros de resposta elástica em espectros de resposta de projeto por meio da aplicação de coeficientes de modificação de resposta.

5.7 CRITÉRIOS DE PROJETO SEGUNDO À ACI – 350.03 (2006)

A norma ACI 350 (2006) prescreve procedimentos para reservatórios projetados em concreto armado, seguindo o modelo desenvolvido por Housner (1954), Esse parâmetro estuda um modelo mecânico simplificado para considerar também a parcela hidrodinâmica do líquido armazenado.

Segundo o ACI 350 (2006) os reservatórios devem ser divididos nas seguintes categorias

- 1) quanto à configuração geométrica
 - a) retangular;
 - b) circular;

- 2) quanto à sua posição em relação ao nível do solo
 - a) apoiado no solo;
 - b) elevado;

- 3) quanto ao seu método construtivo
 - a) concreto armado;
 - b) concreto protendido;

- 4) quanto ao tipo de apoio
 - a) retangular;
 - b) fixos na base;
 - c) engastados na base;

Circulares

- a) fixos na base – concreto armado e protendido;
- b) engastados na base – concreto armado e protendido;
- c) bases flexíveis – concreto protendido;

As paredes do reservatório deverão ser verificadas para o seguinte conjunto de ações, somadas à pressão estática:

- forças de inércia P_w e P_r ;
- pressão impulsiva hidrodinâmica P_i do líquido armazenado;
- pressão convectiva hidrodinâmica P_c do líquido armazenado;
- pressão dinâmica do solo sobre a parte enterrada;
- efeitos da aceleração vertical.

Para se realizar o dimensionamento da estrutura é necessário verificar quanto às solicitações impostas. Para tanto, as etapas descritas a seguir devem ser seguidas.

a) Determinação das massas da parede m_w e da base m_b

$$m_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] H_{\text{total}} \cdot \gamma_c \quad (5.7.1)$$

$$m_b = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 \right] t_{\text{base}} \cdot \gamma_c \quad (5.7.2)$$

b) Coeficiente de massa efetiva

$$\varepsilon = \left[0,0151 \cdot \left(\frac{D}{2} \right)^2 - 0,1908 \left(\frac{D}{h_1} + 1,021 \right) \right] \leq 1,0 \quad (5.7.3)$$

Dessa forma, a massa efetiva total é descrita por

$$m_e = \varepsilon \cdot m_w + m_r \quad (5.7.4)$$

c) Obtenção da massa impulsiva m_i e da convectiva m_c

$$m_i = m_1 \cdot \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{D}{h_1}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{h_1 D}{h_1}} \quad (5.7.5)$$

$$m_c = -\frac{363}{512} \cdot m_1 \cdot \frac{\tanh\left(\sqrt{13,5} \frac{h_1}{D}\right)}{\sqrt{13,5} \frac{h_1}{D}} \quad (5.7.6)$$

d) Cálculo das alturas convectivas e impulsivas

d1) caso EBP – neste caso não se considera a pressão da base no momento de tombamento. Essa altura é então calculada

Altura impulsiva

sendo a razão $\frac{D}{h_1} < 1,333$

$$\frac{h_i}{h_1} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{D}{h_1} \right) \quad (5.7.7)$$

caso $\frac{D}{h_1} \geq 1,333$

$$\frac{h_i}{h_1} = 0,375 \quad (5.7.8)$$

Para qualquer tipo de reservatório, a altura convectiva é definida por:

$$\frac{h_c}{h_1} = 1 - \frac{\cosh \left[3,68 \left(\frac{h_1}{D} \right) \right] - 1}{3,68 \left(\frac{h_1}{D} \right) \cdot \sinh \left[3,68 \left(\frac{h_1}{D} \right) \right]} \quad (5.7.9)$$

d2) caso IBP – para esta situação, é adotado a fundação como referencial e toda a estrutura é analisada em relação à fundação, quando se calcula o momento de tombamento.

Altura impulsiva

sendo a relação $\frac{D}{h_1} < 0,75$ deve-se utilizar

$$\frac{h'_i}{h_1} = 0,45 \quad (5.7.10)$$

para o caso de $\frac{D}{h_1} \geq 0,75$:

$$\frac{h'_i}{h_1} = \frac{0,866 \left(\frac{D}{h_1} \right)}{2 \cdot \tanh \left[0,866 \cdot \left(\frac{D}{h_1} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad (5.7.11)$$

A altura convectiva, para todas as situações é dada por

$$\frac{h'_c}{h_1} = 1 - \frac{\cosh \left[3,68 \left(\frac{D}{h_1} \right) \right]}{3,68 \left(\frac{h_1}{D} \right) \sinh \left[3,68 \left(\frac{h_1}{D} \right) \right]} \quad (5.7.12)$$

e) Rigidez convectiva do líquido

$$k_c = 0,836 \cdot \frac{mg}{h} \tanh^2 \left(3,68 \frac{h}{D} \right) \quad (5.7.13)$$

f) Período natural do primeiro modo convectivo

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)\sqrt{D} \quad (5.7.14)$$

sendo a frequência circular da parcela convectiva (ω_c) e o coeficiente λ definidos respectivamente, por

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (5.7.15)$$

$$\lambda = \sqrt{3,68 \cdot g \cdot \tanh\left[3,68 \left(\frac{h_1}{D}\right)\right]} \quad (5.7.16)$$

Na expressão do período, o fator $\frac{2\pi}{\omega_c}$ é obtido segundo o diagrama apresentado

Figura

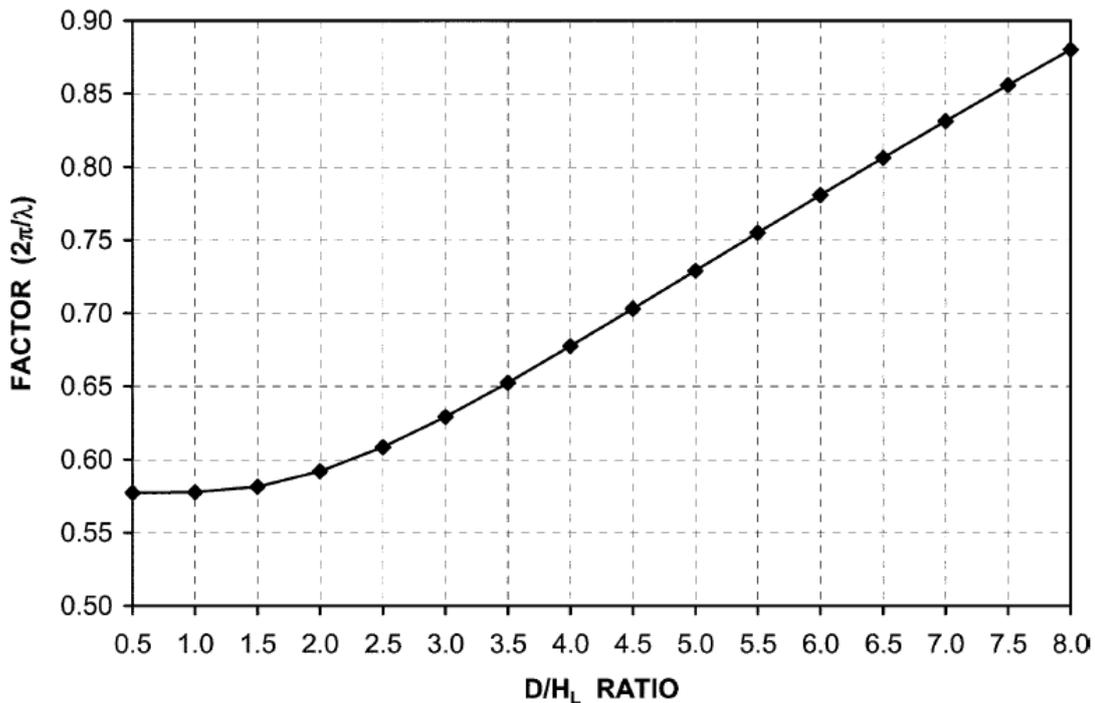


Figura 5.3: Fator $\frac{2\pi}{\omega_c}$ para reservatórios cilíndricos; ACI 350 (2006).

g) Período impulsivo

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (5.7.17)$$

O coeficiente C_w e a frequência circular da parcela impulsiva são dados, respectivamente por:

$$C_i = C_w \cdot \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \quad (5.7.18)$$

$$\omega_i = C_i \frac{1}{h} \sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}} \quad (5.7.19)$$

O coeficiente C_w é definido segundo o gráfico da Figura 5.4.

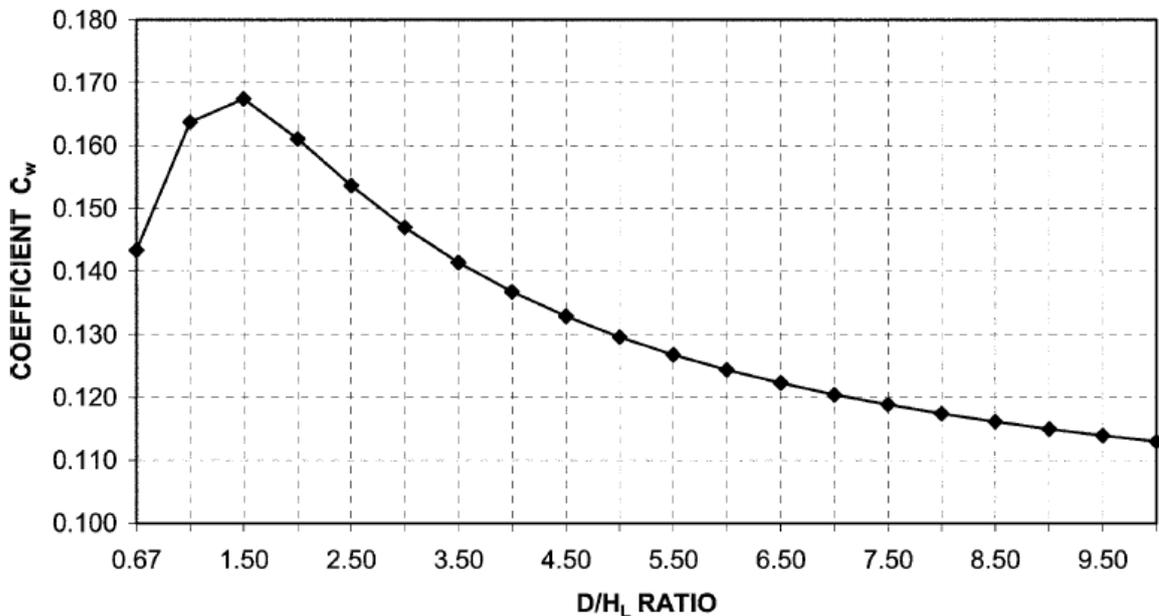


Figura 5.4: coeficiente C_w para reservatórios cilíndricos; ACI 350 (2006).

a) Caracterização dos parâmetros sísmicos de projeto

As primeiras determinações a serem realizadas são os espectros de respostas para períodos curtos a_{gs} e para períodos longos a_{g1} baseadas no mapa das máximas respostas espectrais das acelerações do solo. Esses podem ser obtidos da ASCE 7-05 (2006), na Tabela 5.2 ou no sítio da *United States Geological Survey* (USGS) (Figuras 5.5 e 5.6). O endereço eletrônico é bastante útil, porque fornece as máximas acelerações do solo de cada localidade do território norte americano, utilizando-se de georreferenciamento. A etapa seguinte consiste em se obter os coeficientes S_a e S_V ligados ao tipo do solo, utilizando-se as Tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente.

USGS science for a changing world FEMA

Earthquake Hazards Program

U.S. Seismic Design Maps

Documentation

Earthquakes

Hazards

Data & Products

Learn

Monitoring

Research

Search...

Search

Title: ANÁLISE SÍSMICA

Location: Charlotte, NC

Reference Document: 2015 NEHRP Provisions

Site Class: D (default): Stiff Soil

Risk Category: IV e.g. (Essential Facilities)

Calculate

New Print Download Upload

Figura 5.5: Mapas sísmicos de projeto;

(<https://earthquake.usgs.gov/designmaps/beta/us/>)

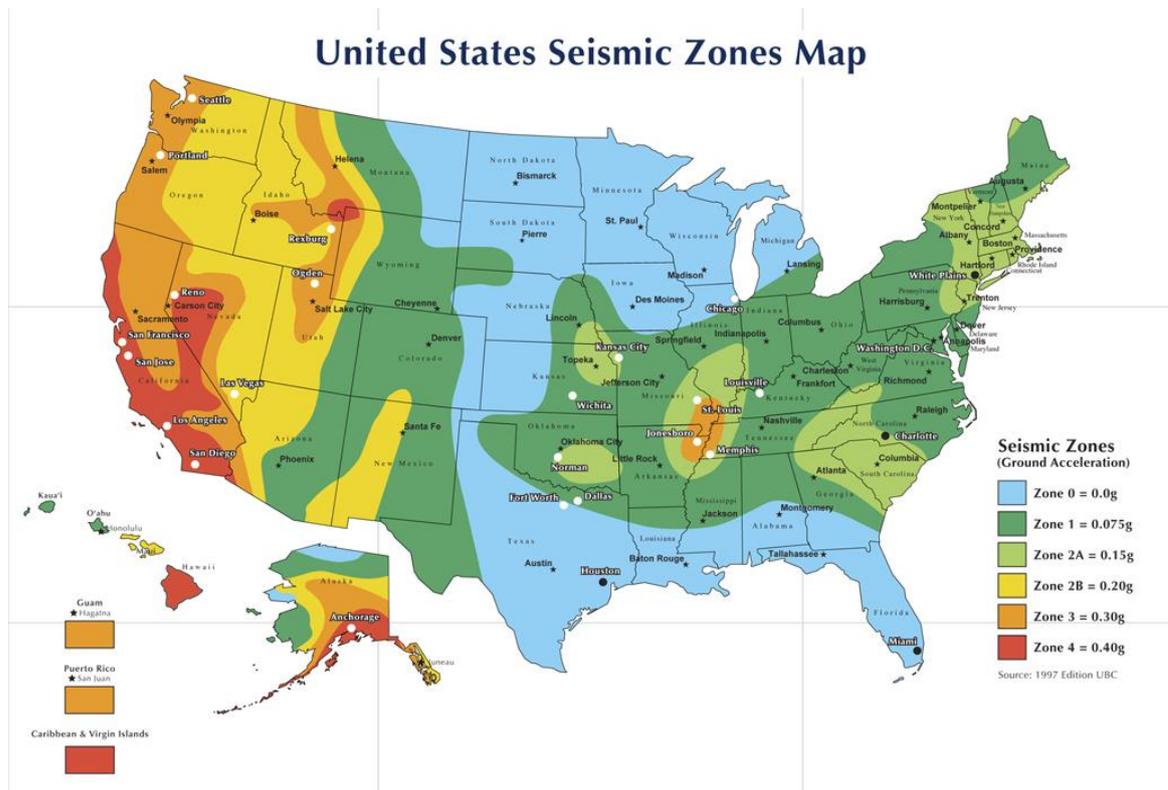


Figura 5.6: Zoneamento sísmico dos Estados Unidos, segundo o UBC;

(<http://www.nishkian.com/what-happened-to-seismic-zones/>)

Tabela 5.2: Determinação do tipo de solo; ASCE 7 (2005).

Classificação do Solo					
Tipo do solo	Descrição	V_s	NSPT	Su	
A	Rochas duras	> 1524 m/s	NA	NA	
B	Rochas	de 762 até 1524 m/s	NA	NA	
C	solos muito densos e rochas "moles"	de 365,76 até 1524m/s	>50	>2000 psf	
D	Solo rijo	de 182,88 até 1524 m/s	15 até 50	1000 até 2000 psf	
E	Solo de argila fofa	menor que 182,88 m/s	<15	<1000 psf	
		Qualquer região com mais que 3,045m de solo tendo as seguintes características:			
		Índice de plasticidade $IP > 20$			
		Teor de umidade $\geq 40\%$			
F	Solos que necessitam de análise específica, de acordo com a seção 21.1	Resistência ao cisalhamento na condição não drenada $S_u \leq 500$ psf.			
		Ver seção 20.3.1 (ASCE-05)			

Tabela 5.3: Determinação do coeficiente do solo S_a ; ASCE 7 (2005)

Site Class	Mapped maximum considered earthquake spectral response acceleration parameter at 1 -s period				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	See section 11.4.7				

Tabela 5.4: Determinação do coeficiente do solo S_v ; ASCE 7 (2005).

Site Class	Mapped maximum considered earthquake spectral response acceleration parameter at 1 -s period				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	See section 11.4.7				

Obtendo-se esses parâmetros, a etapa seguinte consiste em definir o fator de importância, o qual estão ligadas às características do reservatório. Esse é encontrado na Tabela 5.5

Tabela 5.5: Fator de importância I do reservatório; ACI 350 (2006).

	Uso do tanque	Fator I
III	Tanques que contém materiais perigosos	1,50
II	Tanques que pretendem manter condições de uso, em situações de emergência após a ocorrência de sismos or tanques que são parte de sistemas de linhas de vida.	1,25
I	Tanques que não estão classificados como II ou III.	1,0

Com os períodos são obtidos os fatores de amplificação espectral:

1) caso impulsivo

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5.7.20)$$

e para $T_i \leq T_S$ usa-se

$$C_i = S_{DS} \quad (5.7.21)$$

e se para $T_i > T_S$

$$C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad (5.7.21)$$

2) caso convectivo

para $T_c > 1,6/T_S$

$$C_c = \frac{2,4 \cdot S_{DS}}{T_c^2} \quad (5.7.22)$$

para $T_c \leq 1,6/T_S$

$$C_c = \frac{1,5S_{D1}}{T_c} \leq 1,5 \cdot S_{DS} \quad (5.7.23)$$

b) cálculo das forças dinâmicas laterais

$$V_W = C_i I \varepsilon \frac{W_W}{R_{Wi}} \quad (5.7.24)$$

$$V'_W = C_i I \varepsilon \frac{W'_W}{R_{Wi}} \quad (5.7.25)$$

$$V_r = C_i I \varepsilon \frac{W_r}{R_{Wi}} \quad (5.7.26)$$

$$V_i = C_i I \varepsilon \frac{W_i}{R_{Wi}} \quad (5.7.27)$$

$$V_c = C_c I \varepsilon \frac{W_c}{R_{Wc}} \quad (5.7.28)$$

c) determinação da força cortante na base

$$V = \sqrt{(V_i + V_w + V_r)^2 + V_c^2} \quad (5.7.29)$$

d) obtenção da distribuição das forças verticais para as parcelas convectivas e impulsivas, em uma direção qualquer ao longo de sua altura:

A força lateral de inércia devido ao peso equivalente W'_w das paredes do reservatório perpendiculares à direção da ação sísmica é dada por:

$$P_{WY} = \frac{P_W}{2H_W} \quad (5.7.30)$$

A componente impulsiva é escrita como

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \cdot \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (5.7.31)$$

A parcela convectiva é dessa forma

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \cdot \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (5.7.32)$$

A pressão na direção diametral distribuída ao longo de D é definida por

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi R} \quad (5.7.33)$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi R} \cdot \cos \theta \quad (5.7.34)$$

$$p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9 \cdot \pi R} \cdot \cos \theta \quad (5.7.35)$$

A pressão resultante é dada por:

$$p_{hy} = \ddot{u}_v \cdot q_{hy} \quad (5.7.36)$$

Sendo:

$$\ddot{u}_v = ZSIC_v \frac{b}{R_{wi}} \quad (5.7.37)$$

$$C_v = \frac{1,25}{T_v^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad (5.7.38)$$

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_L D h_1^2}{2gt_w E_c}} \quad (5.7.39)$$

$$q_{hy} = \gamma_L (H_L - y) \quad (5.7.40)$$

e) determinação do momento de flexão na seção transversal (em relação à base da parede)

Caso EBP

$$M_W = P_W h_W \quad (5.7.41)$$

$$M_r = P_r h_r \quad (5.7.42)$$

$$M_i = P_i h_i \quad (5.7.43)$$

$$M_c = P_c h_c \quad (5.7.44)$$

$$M_{base} = \sqrt{[(M_i + M_W + M_r)^2 + M_c^2]} \quad (5.7.45)$$

Caso IBP (nesse caso é considerado no momento de tombamento o fundo do reservatório e a estrutura de suporte):

$$M'_i = P_i h'_i \quad (5.7.46)$$

$$M'_c = P_c h'_c \quad (5.7.47)$$

$$M_{\text{tomb}} = \sqrt{[(M'_i + M_W + M_r)^2 + M_c'^2]} \quad (5.7.48)$$

j) determinação da onda máxima ocasionada pela ação sísmica

$$d_{\text{max}} = \frac{D}{2}(IC_c) \quad (5.7.49)$$

a. **Critérios de projeto segundo o EUROCODE 8 – parte 04 (2006)**

O código europeu foi concebido seguindo parâmetros que permitem seu uso nos diversos tipos de reservatórios, além de silos e sistemas de tubulações dispostos na superfície ou enterrados. Para o EC-8 (2006), os primeiros modos de vibração são os que caracterizam o movimento da onda gerada pela movimentação do líquido, ou seja, a onda de *sloshing*.

As etapas para o cálculo de tanques e reservatórios pelo EUROCODE 8 (2006), para o caso de uma geometria cilíndrica e fixa na base serão descritas a seguir, utilizando-se o método simplificado. Para os casos descritos, o sistema fluido-estrutura é modelado como um sistema de dois graus de liberdade, estando a parcela impulsiva a parede flexível movendo-se juntas e a outra parte movendo-se livremente representa a contribuição impulsiva.

a) determinação das massas impulsivas e convectivas

Para a determinação das referidas massas, é necessário calcular previamente as massas totais do líquido m_l e a massa total do reservatório m_t . Para o caso de reservatórios de concreto as forças de inércia são paralelas à ação horizontal do sismo, o qual induz a pressão para a superfície da casca. Essas são descritas por

$$m_l = \left[H \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (2R - 2t)^2 \right] \cdot \rho_l \quad (5.8.1)$$

$$m_t = \left[H_t \cdot \frac{\pi}{4} \cdot [(2R)^2 - (2R - 2t)^2] \right] \cdot \rho_t + m_r \quad (5.8.2)$$

Os valores das parcelas convectivas m_c , impulsivas m_i e da interação fluido-estrutura m_d segundo as expressões:

$$m_i = \left(\frac{m_i}{m_l} \right) \cdot m_l \quad (5.8.3)$$

$$m_c = \left(\frac{m_c}{m_l} \right) \cdot m_l \quad (5.8.4)$$

$$m_d = \left(\frac{m_d}{m_l}\right) \cdot m_l \quad (5.8.5)$$

b) determinação das alturas impulsivas e convectivas

Essas alturas são obtidas pelo produto entre a altura de superfície livre do líquido e da relação h_1/R , para o caso convectivo.

c) período natural das componentes impulsiva e convectiva

As parcelas impulsivas e convectivas são obtidas pelas seguintes expressões:

$$T_i = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{t/R} \cdot \sqrt{E}} \quad (5.8.6)$$

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R} \quad (5.8.7)$$

Coefficientes C_c e C_i são obtidos da tabela a seguir Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Determinação dos fatores C_c e C_i ; EUROCODE (2006).

Valores para as componentes impulsiva e convectiva										
H/R	C_i	C_c	m_i / m_l	m_c / m_l	m_d / m_l	h_i / h_l	h_c / h_l	h_d / h_l	h'_i / h_l	h'_c / h_l
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.15	0.400	0.521	0.48	2.64	3.414
0.5	7.74	1.74	0.3	0.7	0.2	0.400	0.543	0.42	1.46	1.517
0.7	6.97	1.6	0.414	0.586	0.313	0.401	0.571	0.431	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.38	0.419	0.616	0.45	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.42	0.439	0.69	0.475	0.555	0.734
2.0	6.21	1.18	0.763	0.237	0.442	0.448	0.751	0.498	0.5	0.764
2.5	6.56	1.48	0.81	0.19	0.43	0.452	0.794	0.523	0.48	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.419	0.453	0.825	0.53	0.472	0.825

d) espectros de resposta

A determinação dos espectros de resposta da aceleração, aceleração espectral referente a parcela impulsiva $S_e(T_i)$ e convectiva $S_e(T_c)$, se faz necessário para a obtenção da contribuição de cada uma das parcelas, convectiva e impulsiva, no sistema reservatório – líquido. Para o amortecimento deve-se considerar 5% para a parcela impulsiva e 0,5% para a parcela convectiva.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (5.8.8)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (5.8.9)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (5.8.10)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad T_D \leq T \quad (5.8.11)$$

sendo

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (5.8.12)$$

O EUROCODE 8 (2009) prevê, para cada país membro e signatário, um anexo que descreve o seu zoneamento sísmico próprio. Esse é denominado de Anexo Nacional. Para o caso de Portugal, seu zoneamento é classificado segundo os seguintes tipos (Figura 5.7):

- tipo 1 – a ação sísmica é moderada a uma pequena distância focal (próxima);
- tipo 2 – a ação sísmica é elevada a uma grande distância focal (afastada).

Para cada zona é associado um parâmetro único, denominado de aceleração máxima de referência a_{gR} , considerado ao nível do solo e obtido para a classe de solo tipo A. Esses valores, para os dois tipos estão apresentados nas Tabelas 5.7 e Tabela 5.8, respectivamente.

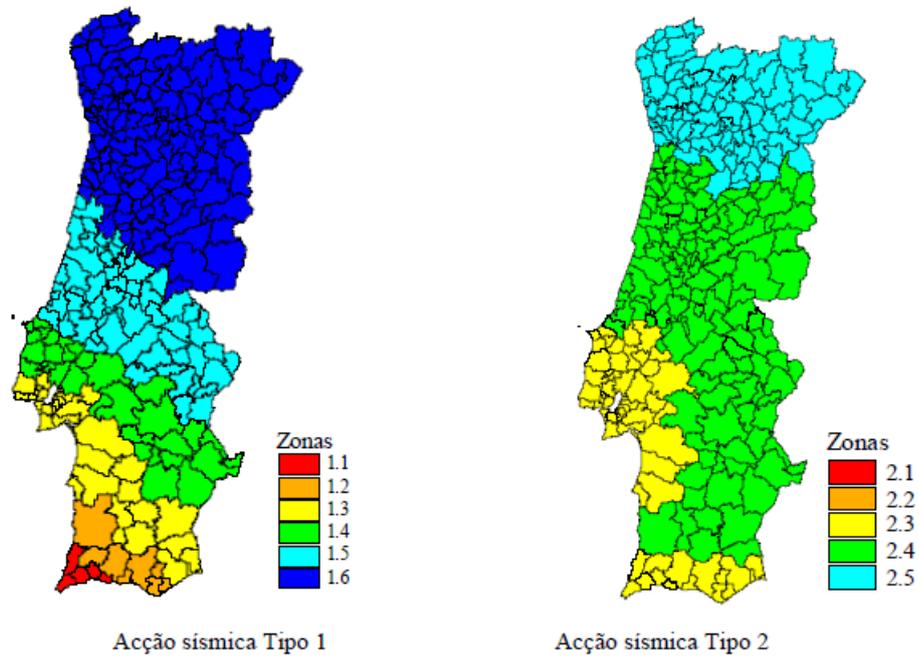


Figura 5.7: Zoneamento sísmico de Portugal continental; EUROCODE 8 (2004).

Tabela 5.7: Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas.

Zona sísmica Tipo 1		Zona sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Tabela 5.8: Tipos de terreno; EUROCODE 8 (2004)

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		V_s (m/s)	N_{SPT}	C_u (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica similar à rocha incluindo como máximo 5 m de material mas fraco em superfície.	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito densa, grava, argilas muito duras de ao menos, várias dezenas de metros de espessura caracterizados por um incremento das propriedades mecânicas em profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s.	–	–	–
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água.	< 100 (indicativo)	–	10 – 20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1	–	–	–

Os espectros de resposta a serem utilizados são definidos segundo as Tabelas 5.9 e

5.10

Tabela 5.9: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 1; EUROCODE 8 (2009).

Tipo do terreno	S	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 5.10: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 2; EUROCODE 8 (2009).

Tipo do terreno	S	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,1	0,3	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

As classes, de acordo com o EUROCODE (2009) referem-se às seguintes situações:

- classe 1 – corresponde a situações com alto risco para a vida das pessoas e com importantes consequências econômicas sociais e meio ambiental;
- classe 2 – corresponde a situações de risco médio;
- classe 3 – faz referência a situações de baixo risco.

O fator de importância, ligado ao tipo de reservatório e ao material reservado é definido conforme a Tabela 5.11

Tabela 5.11: Fator de importância γ_1 ; EUROCODE (2009).

Uso da estrutura / Instalação	Classe		
	1	2	3
Subministro de água potável	1,2	1,2	1,2
Material não tóxico nem inflamável			
Água para apagar fogo	1,4	1,2	1,0
Material tóxico não volátil			
Produtos petroquímicos de baixa inflamabilidade			
Produtos químicos tóxicos e voláteis	1,6	1,4	1,2
Explosivos e outros líquidos de alta inflamabilidade			

e) Cálculo das solicitações

Parcela impulsiva – corresponde à soma da parcela da massa total do reservatório (parede – coberta) e a massa do líquido somada ao reservatório, ou seja, o sistema líquido – reservatório movimentando-se como corpo rígido.

Parcela convectiva – somente a parcela do líquido.

e.1) força cortante na base

É representada pela soma das parcelas de cada massa multiplicadas pela aceleração espectral $S_e(T)$. A força cortante na base é definida por

$$V = (m_i + m_w + m_r)S_e(T_i) + m_c S_e(T_c) \quad (5.8.12)$$

e.2) momento na base

O momento é dado por:

$$M_b = \left(m_i h_i + m_w \frac{H}{2} + m_r H \right) S_e(T_i) + m_c h_c S_e(T_c) \quad (5.8.13)$$

e.3) momento de tombamento

Esse momento dependerá da pressão hidrodinâmica e de suas condições de apoio em relação à fundação. Assim

$$M_{\text{tomb}} = \left(m_i h'_i + m_w \frac{H}{2} + m_r H \right) S_e(T_i) + m_c h'_c S_e(T_c) \quad (5.8.14)$$

f) altura máxima devido ao *sloshing*

A altura máxima de onda devido ao fenômeno de *sloshing* é função do espectro de resposta do 1º modo convectivo do sistema. Assim, ela pode ser calculada por

$$d_{\text{máx}} = 0,84 R S_e(T_{c1}) / g \quad (5.8.15)$$

b. Critérios de projeto segundo o IITK- GSDMA

Guidelines for seismic design of liquid storage tanks é uma publicação auxiliar que apresenta recomendações complementares e exemplos de dimensionamento à norma IS 1893 (2014). Para o cálculo segundo esse método, os modelos analíticos são construídos considerando-se, um sistema de dois graus de liberdade, além do efeito vertical da aceleração do solo. Esse código atende a todos os tipos de reservatórios, inclusive os enterrados. A força hidrodinâmica é adicionada como uma componente da força hidrostática do sistema massa-mola.

Nesse modelo, o líquido armazenado exerce sobre a fundação e as paredes do reservatório pressão hidrodinâmica composta por parte impulsiva e a outra convectiva. A ação

hidrodinâmica é adicionada ao sistema por meio de um sistema massa-mola equivalente. Esse modelo considera a interação fluido-estrutura. Na Figura 5.8, tem-se a posição da massa impulsiva (a e b) e sua contribuição para a pressão nas paredes e na base. A parcela convectiva também pode ser identificada na Figura 5.8 (c e d).

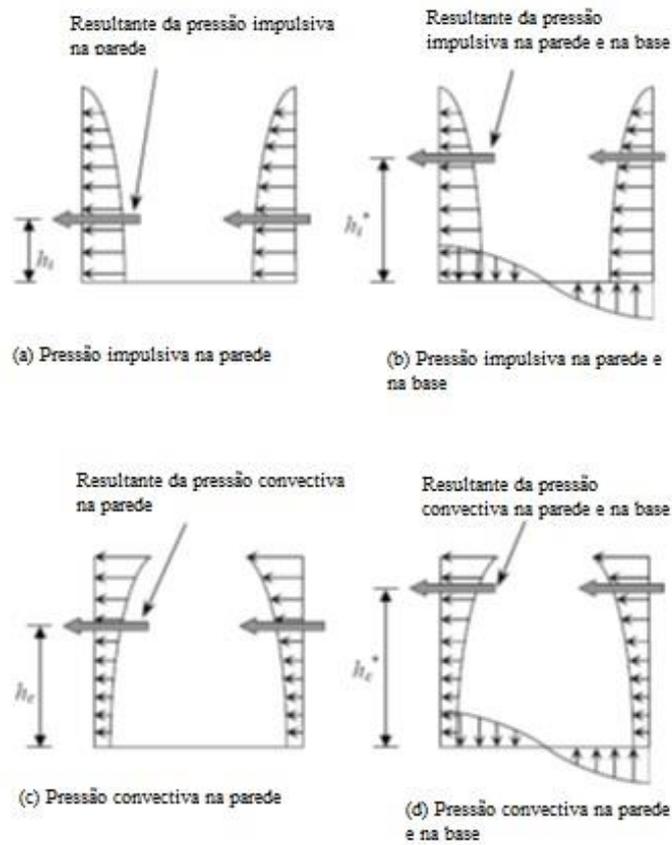
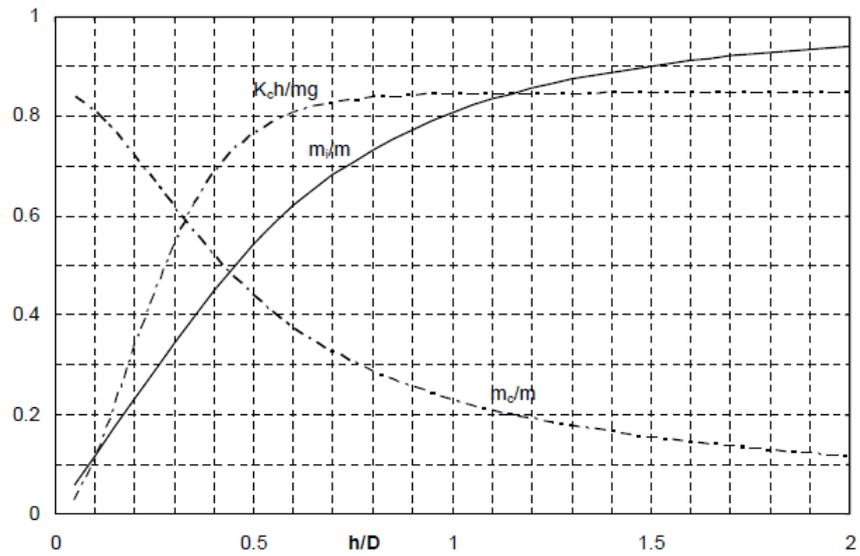


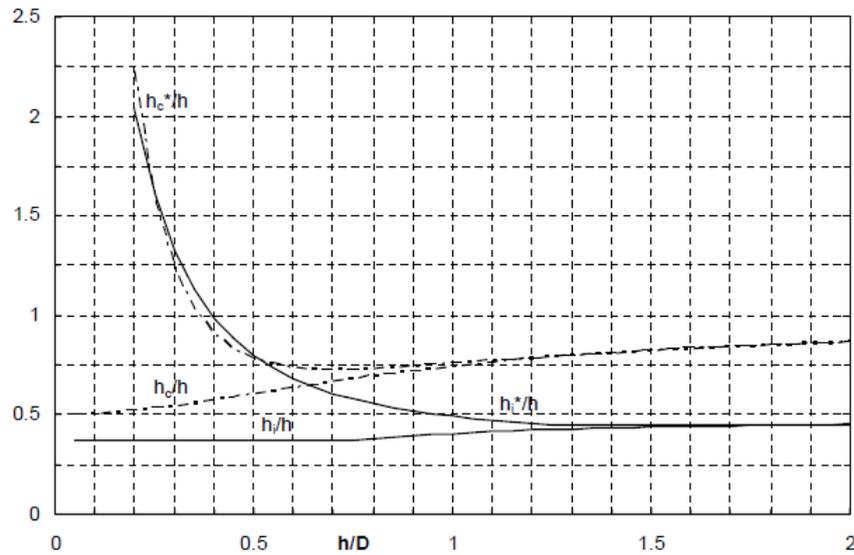
Figura 5.8: Modelo impulsivo e convectivo de distribuição de pressão

Fonte: Guidelines for seismic design of liquid storage tanks (2014).

Com o gráfico da Figura 5.9 (a), também é possível obter os seguintes dados: (a) massas convectiva e impulsiva; (b) as alturas impulsiva e convectiva.



(a) Impulsive and convective mass and convective spring stiffness



(b) Heights of impulsive and convective masses

Figura 5.9: Parâmetros do modelo massa-mola para um reservatório circular

Fonte: GSDMA (2014).

Outra maneira de se obter os parâmetros mencionados é utilizando as seguintes expressões:

Massa impulsiva

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}} \quad (5.9.1)$$

a) Alturas impulsivas

$$\frac{h_i}{h} = 0,375, \text{ para } h/D \leq 0,75 \quad (5.9.2)$$

ou

$$\frac{h_i}{h} = 0,5 - \frac{0,09375}{h/D}, \text{ para } h/D \geq 0,75 \quad (5.9.3)$$

$$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0,866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0,866 \frac{D}{h}\right)} 0,125, \quad \text{para } h/D \leq 1,33 \quad (5.9.4)$$

$$\frac{h_i^*}{h} = 0,45, \text{ para } h/D > 1,33 \quad (5.9.5)$$

b) Massa convectiva

$$\frac{m_c}{m} = 0,23 \frac{\tanh\left(3,68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}} \quad (5.9.6)$$

c) Altura convectiva

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3,68 \frac{h}{D}\right) - 1}{3,68 \frac{h}{D} \sinh\left(3,68 \frac{h}{D}\right)} \quad (5.9.7)$$

$$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3,68 \frac{h}{D}\right) - 2,01}{3,68 \frac{h}{D} \sinh\left(3,68 \frac{h}{D}\right)} \quad (5.9.8)$$

d) Cálculo do coeficiente de rigidez da parcela convectiva

$$K_c = 0,836 \frac{mg}{h} \tanh\left(3,68 \frac{h}{D}\right) \quad (5.9.9)$$

e) Modo de vibração da parcela impulsiva (período no tempo), para reservatórios cilíndricos apoiados no solo

$$T_i = C_i \frac{h\sqrt{\rho}}{\sqrt{t/D}\sqrt{E}} \quad (5.9.10)$$

$$C_i = \left(\frac{1}{\sqrt{h/D (0,46 - 0,3 h/D + 0,067(h/D)^2)}} \right) \quad (5.9.11)$$

f) Modo de vibração da parcela convectiva (período no tempo), para reservatórios cilíndricos

$$T_c = C_c \sqrt{D/g} \quad (5.9.11)$$

sendo

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3,68 \tanh(3,68 h/D)}} \quad (5.9.12)$$

Os coeficientes apresentados anteriormente podem ser interpolados e definidos pela curva da Figura 5.10

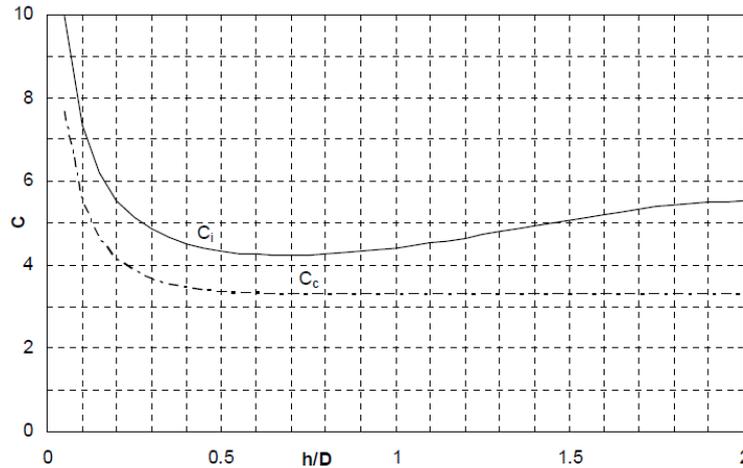


Figura 5.10: Determinação dos coeficientes C_c e C_i ; GSDMA (2012).

g) Fator de amortecimento

A norma simplifica os coeficientes de amortecimento críticos a serem usados. Para o amortecimento, o modo convectivo é utilizado 0,5% para qualquer tipo de líquido. No impulsivo, por sua vez, adota-se 2% para os projetados em aço e 5% para os reservatórios de concreto e alvenaria.

h) Determinação do coeficiente de carga horizontal A_h

O coeficiente de carga horizontal de projeto deve ser aplicado tanto na parcela convectiva como na impulsiva. Este representa a parcela horizontal da ação sísmica e é definido por:

$$A_h = \frac{Z I S_a}{2 R g} \quad (5.9.13)$$

O zoneamento sísmico adotado, segundo o conceito do máximo terremoto considerado, é descrito como as condições de uso da estrutura após a ação sísmica. As zonas citadas são definidas conforme a Tabela 5.12.

Tabela 5.12: Zoneamento sísmico;

Zona Sísmica	II	III	IV	V
Intensidade sísmica	Baixa	Moderada	Severa	Muito severa
Z	0,10	0,16	0,24	0,36

Fonte: IS1893 (2002).

O zoneamento apresentado na Tabela 5.12 também poderá ser definido segundo o mapa da Figura 5.11

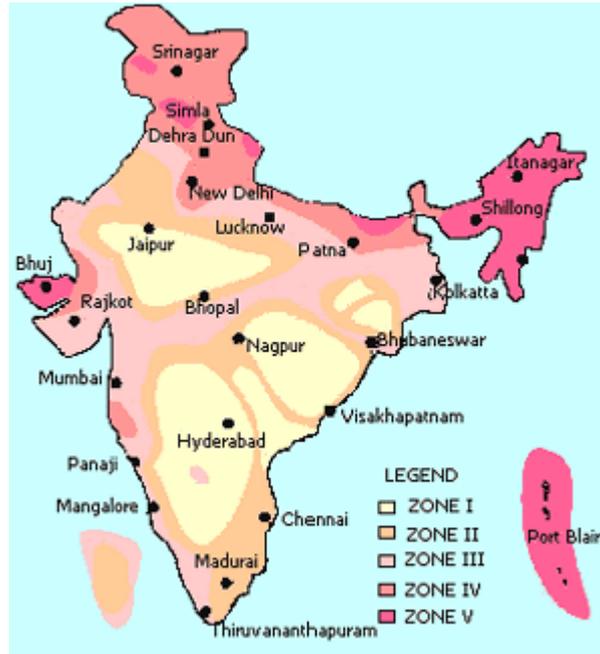


Figura 5.11: Zoneamento sísmico da Índia; IS(1998).

Na Tabela 5.13 são apresentados os tipos de solo. Sua classificação auxilia na determinação do comportamento da camada de solo diante da ação sísmica.

Tabela 5.13: Tipos de solo; IS1893 (2002).

Classificação dos solos	
Tipos de solo	Características
Tipo I	Rochas ou solos compactos: misturas bem graduadas com ou sem argila. $N > 30$
Tipo II	Solos médios: todos os solos com N entre 10 e 30 e com areias com baixo teor de finos.
Tipo III	Todos os solos com $N < 10$

O fator de importância, descrito na Tabela 5.14, está ligado à funcionalidade necessária ao reservatório após o sismo, bem como às consequências de um processo de colapso da referida estrutura após o evento sísmico e o risco ligado ao líquido reservado.

Tabela 5.14: Fator de importância I; GSDMA (2014).

Tipo de reservatório	I
Reservatórios usados para estocar água potável, materiais não- voláteis, petroquímicos com baixa inflamabilidade, etc. Estes poderão ser usados para operações de emergência e combate ao fogo. Reservatórios importantes para pós a ação do sismo.	1,5
Todos os reservatórios sem o risco para a vida e sem consequências para o meio ambiente, sociedade e economia.	1,0

O fator de redução de resposta R representa o fator aplicado à força sísmica máxima na estrutura no decorrer da movimentação do solo. Assim, aplica-se o coeficiente de redução R para obter a força de projeto. Os valores de R, apresentados na Tabela 5.14 são definidos conforme o tipo do reservatório.

Tabela 5.15: Fator de redução de resposta R; GSDMA (2014).

Tipo de reservatório	R
Reservatórios elevados	
Reservatório apoiado em base de alvenaria	
a) Base de alvenaria armada por faixas horizontais	1,3
b) Base de alvenaria armada com armaduras verticais e horizontais nos cantos e	1,5
Reservatório apoiados sobre bases de concreto armado	
Reservatórios apoiados sobre base com duas camadas de armadura, cada uma com uma camada horizontal e vertical de armadura.	1,8
Reservatórios apoiados em pórticos de concreto armado	
a) pórticos resistentes a momentos comuns	1,8
b) pórticos resistentes a momentos especiais	2,5
Reservatórios apoiados em pórticos de aço	2,5
Reservatórios apoiados no solo	
Reservatórios de alvenaria	
a) paredes de alvenaria armadas com faixas horizontais	1,3
b) paredes de alvenaria armadas nas duas direções e nos cantos	1,5
Reservatórios de concreto armado/ protendido	
a) fixos ou engastados na base	2,0
b) bases flexíveis ou ancoradas	2,5
c) conteúdos livres ou reservatórios vazios	1,5
Reservatórios de aço	
a) base livre	2,0
b) base ancorada	2,5
Reservatório enterrados de concreto armado e de aço	4,0

A relação $\frac{S_a}{g}$, também conhecida como o coeficiente de resposta da aceleração deverá ser determinada por uma das seguintes relações:

Para solos bem compactados

$$\frac{S_a}{g} = 1 + 15T \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,10 \quad (5.9.13)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,50 \quad \text{para } 0,10 \leq T \leq 0,40 \quad (5.9.14)$$

$$\frac{S_a}{g} = 1/T \quad \text{para } 0,40 \leq T \leq 4,0 \quad (5.9.15)$$

Para solos medianamente compactados:

$$\frac{S_a}{g} = 1 + 15T \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,10 \quad (5.9.16)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,50 \quad \text{para } 0,10 \leq T \leq 0,55 \quad (5.9.17)$$

$$\frac{S_a}{g} = 1,36/T \quad \text{para } 0,55 \leq T \leq 4,00 \quad (5.9.18)$$

Para solos fofos:

$$\frac{S_a}{g} = 1 + 15T \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,10 \quad (5.9.19)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \quad \text{para } 0,10 \leq T \leq 0,67 \quad (5.9.20)$$

$$\frac{S_a}{g} = 1,67/T \quad \text{para } 0,67 \leq T \leq 4,0 \quad (5.9.21)$$

Outro método para se obter os espectros de resposta é utilizando o espectro de projetos

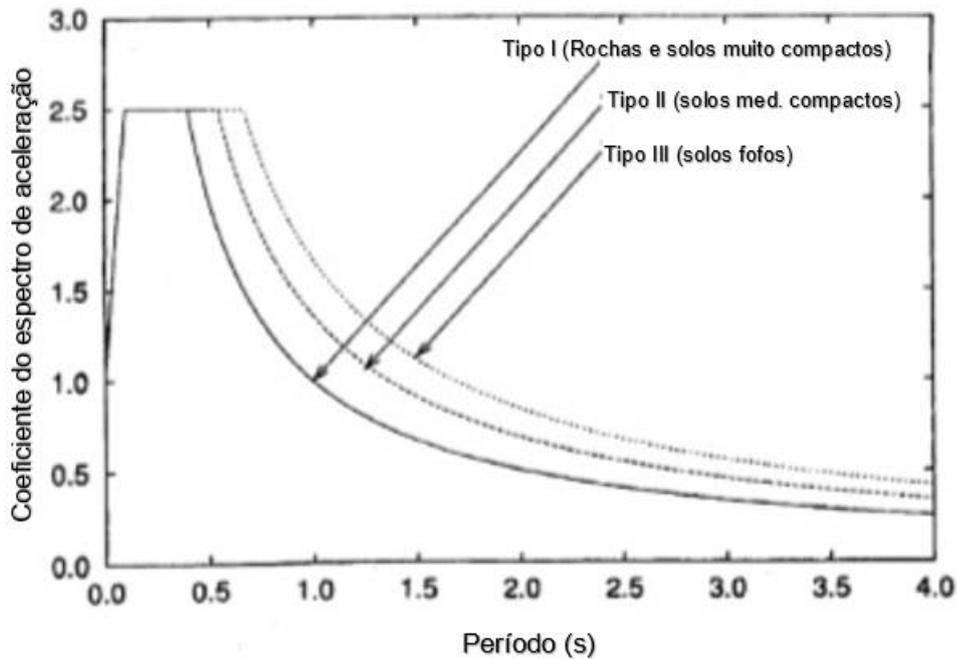


Figura 5.12: Espectro de resposta para os diversos tipos de solos, considerando 5% de amortecimento

Fonte: IS1893 (2002).

O período T , apresentado na Figura 5.12 acima refere-se aos períodos impulsivo T_i e convectivo T_c . Isso quer dizer que o espectro de resposta de projeto apresentará uma também uma configuração para o período convectivo e outra para a impulsiva.

i) Determinação da força cortante na base

Para o caso de reservatórios apoiados no solo a força cortante na base é composta por uma parcela impulsiva e outra convectiva. Assim:

$$V_i = (A_h)_i (m_i + m_w + m_t) g \quad (5.9.20)$$

A parcela convectiva é definida por:

$$V_c = (A_h)_c m_c g \quad (5.9.21)$$

A força cortante total na base é descrita como:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (5.9.22)$$

j) Determinação do momento na base

O momento de flexão na base, para a parcela impulsiva, é obtido por:

$$M_i = (A_h)_i(m_i h_i + m_w h_w + m_t h_t)g \quad (5.9.23)$$

Para o modo convectivo tem-se que:

$$M_c = (A_h)_c m_c h_c g \quad (5.9.24)$$

O momento total na base é obtido por:

$$M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \quad (5.9.25)$$

k) Obtenção do momento de tombamento

A parcela impulsiva é descrita pela seguinte expressão:

$$M_i^* = (A_h)_i \left[m_i (h_i^* + t_b) + m_w (h_w + t_b) + m_t (h_t + t_b) + \frac{m_b t_b}{2} \right] g \quad (5.9.26)$$

A componente convectiva pode ser obtida por:

$$M_c^* = (A_h)_c m_c (h_c + t_b) g \quad (5.9.27)$$

O momento de tombamento total é descrito por:

$$M^* = \sqrt{M_i^{*2} + M_c^{*2}} \quad (5.9.28)$$

l) Determinação da parcela hidrodinâmica

A pressão hidrodinâmica no reservatório ocorrerá no decorrer da excitação lateral devido ao sismo. Essa será composta por uma parcela impulsiva e outra convectiva. Para os reservatórios cilíndricos, a parcela hidrodinâmica é definida por

Parcela impulsiva

$$p_{iw} = Q_{iw}(y)(A_h)_i \rho g h \cos \phi \quad (5.9.29)$$

sendo o coeficiente de pressão impulsiva determinado por

$$Q_{iw}(y) = 0,866 \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \left(0,866 \frac{D}{h} \right) \quad (5.9.30)$$

E pelo gráfico da Figura 5.13

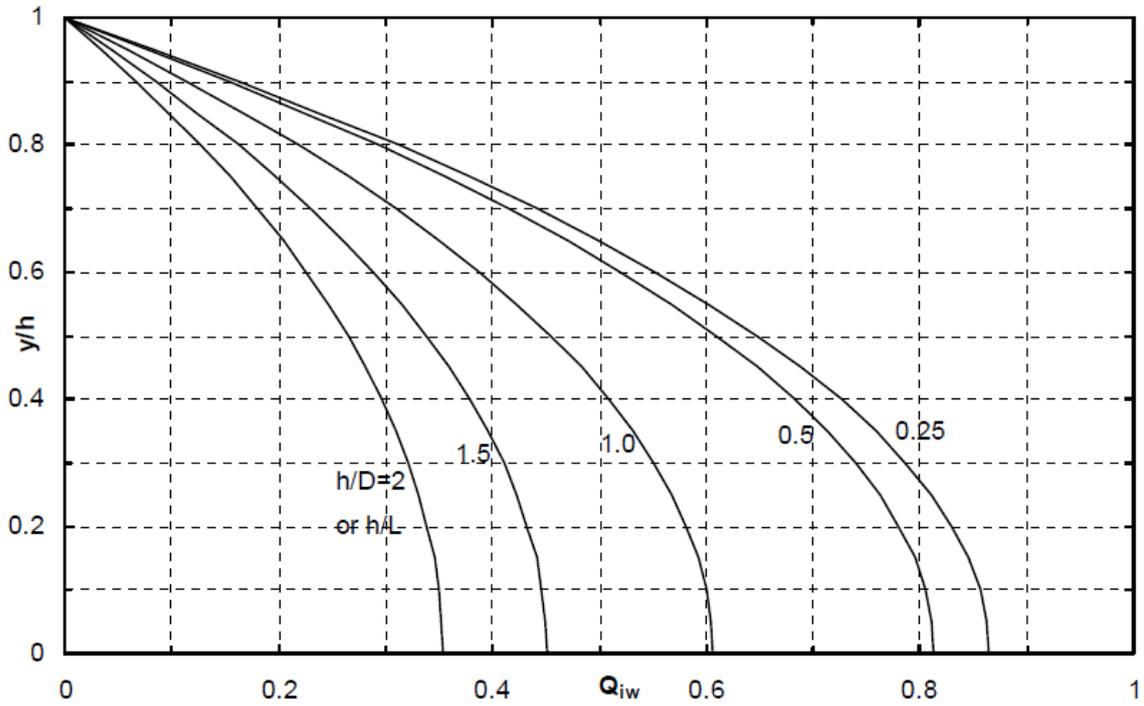


Figura 5.13: Determinação, pelo método gráfico, do coeficiente de pressão impulsiva

Fonte: GSDMA (2014).

Na direção vertical, a pressão hidrodinâmica impulsiva é definida por

$$P_{ib} = 0,866 (A_h)_i \rho g h \frac{\sinh\left(1,732 \frac{x}{h}\right)}{\cosh\left(0,866 \frac{l}{h}\right)} \quad (5.9.31)$$

Parcela convectiva

Nessa direção, o valor da parcela convectiva é descrita pela seguinte expressão

$$p_{cw} = Q_{cw}(y) (A_h)_c \rho g D \left[1 - \frac{1}{3} \cos^2 \phi\right] \cos \phi \quad (5.9.32)$$

sendo o coeficiente

$$Q_{cw}(y) = 0,5625 \frac{\cosh\left(3,674 \frac{y}{D}\right)}{\cosh\left(3,674 \frac{h}{D}\right)} \quad (5.9.33)$$

podendo ser obtido pelo gráfico da Figura 5.14

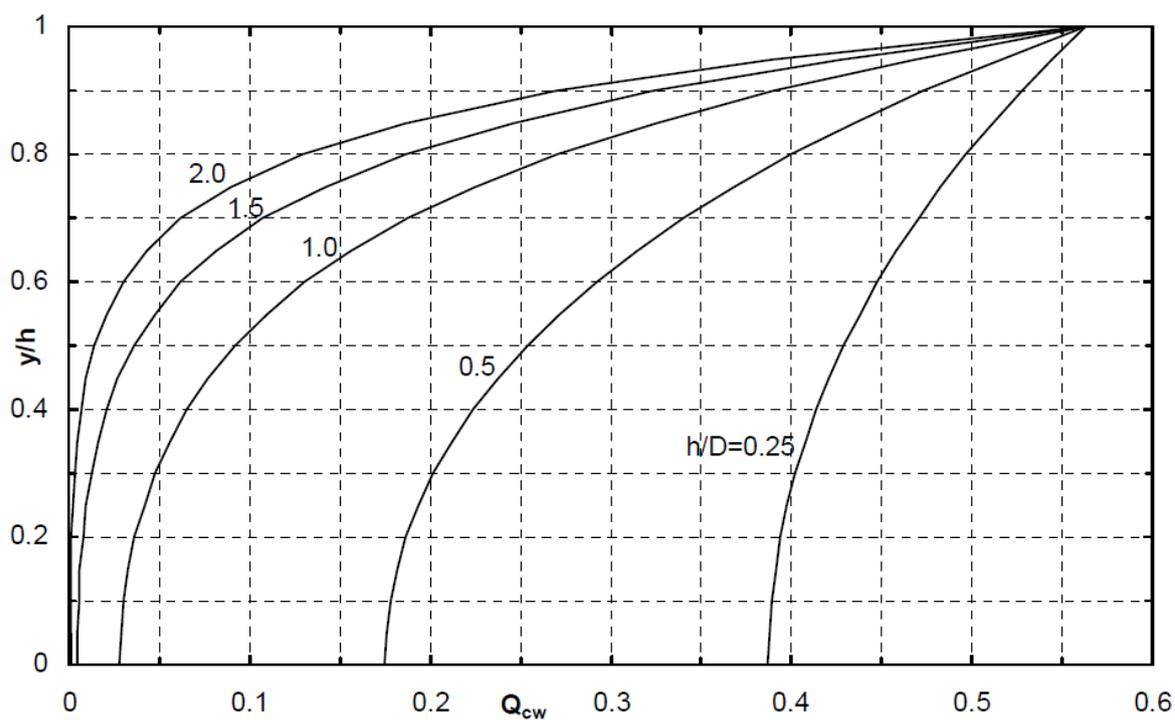


Figura 5.14: coeficiente de pressão convectiva num ponto qualquer da parede do reservatório

Fonte: GSDMA (2014).

na direção vertical a pressão convectiva é obtida por

$$p_{cb} = Q_{cb}(x)(A_h)_c \rho g D \quad (5.9.34)$$

sendo

$$Q_{cb}(x) = 1,125 \left[\frac{x}{D} - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{D} \right)^3 \right] \operatorname{sech} \left(3,674 \frac{h}{D} \right) \quad (5.9.35)$$

ou obtido pelo gráfico da Figura 5.15

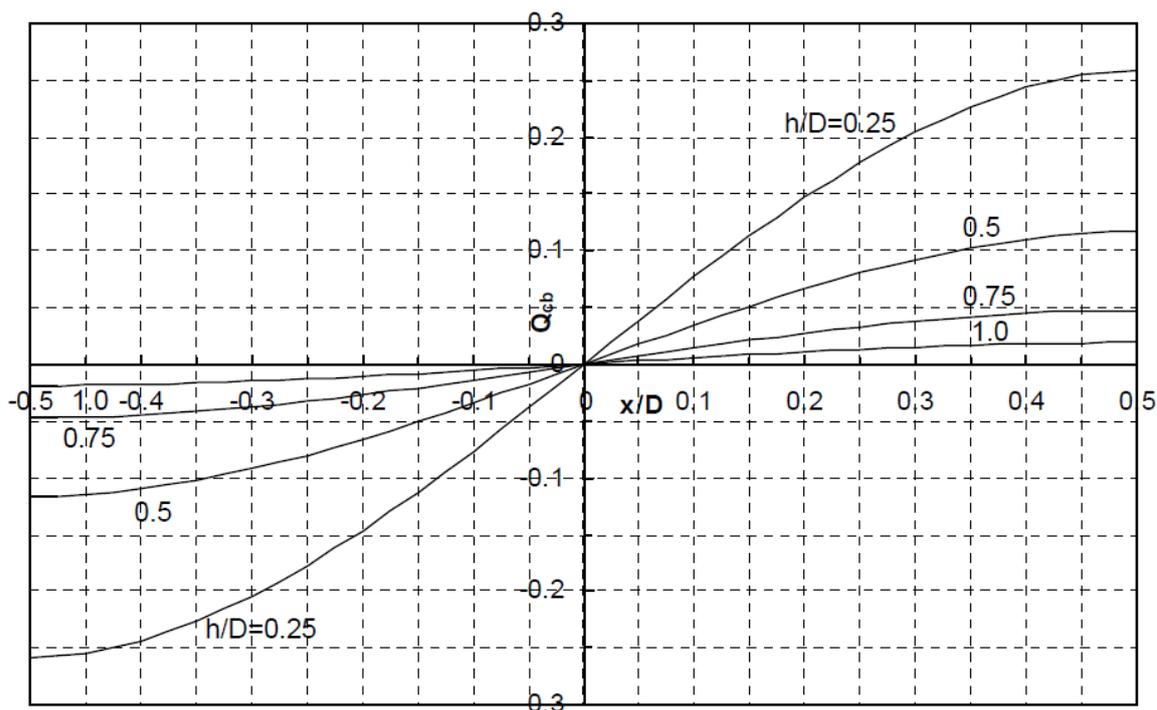


Figura 5.15: coeficiente de pressão convectiva na base

Fonte: GSDMA (2014).

m) Determinação da pressão devido à inércia das paredes

$$p_{ww} = (A_h)_i t \rho_m g \quad (5.9.36)$$

n) Máxima pressão hidrodinâmica

$$p = \sqrt{(p_{iw} + p_{ww})^2 + p_{cw}^2 + p_v^2} \quad (5.9.37)$$

o) Efeito do *sloshing*

A altura da onda gerada pelo efeito do *sloshing* atuante no reservatório pode ser calculada, para reservatórios cilíndricos pela expressão:

$$d_{\max} = (A_h)_c R \frac{D}{2} \quad (5.9.38)$$

c. Critérios de projeto segundo o AIJ 2014

A norma japonesa foi desenvolvida para ser aplicada em diversos tipos de reservatórios. Dentre eles, destaca-se: vasos de pressão, reservatórios de água e outras

substâncias, bem como silos para armazenamento de granéis. A geometria e o tipo de reservatório (apoiado, semi-enterrado ou elevado) também são parâmetros a serem adotados nos projetos destas estruturas. Além disso, são especificados os tipos de materiais adequados, os carregamentos e condições de flambagem se a análise for realizada baseada nos coeficientes de ação sísmica modificados ou na análise modal.

A análise estrutural de um reservatório simplesmente apoiado no solo pode ser implementada dos modos descritos a seguir:

a) Determinação da massa impulsiva

O cálculo da massa impulsiva, para esse tipo de reservatório, é realizado seguindo as duas metodologias abaixo especificadas:

a.1) Método do coeficiente sísmico modificado

Nesse método, o sistema é composto por um grau de liberdade, sendo a força cortante de projeto

$$Q_d = C_s W_s \quad (5.10.1)$$

sendo o fator de importância é definido segundo à Tabela 5.16

Tabela 5.16: Fator de importância I; AIJ(2014).

Classificação sísmica de projeto	Descrição	I
I	Reservatórios com pequenas capacidades e sem conter produtos perigosos	0,60 ou superior
II	Reservatórios com médias e grandes capacidades, os quais não contem materiais perigosos e que não terão consequências significantes, caso ocorra danos pela ação do sismo.	0,80 ou superior
III	Reservatórios que danos provocados pela ação do sismo são equivalentes a uma edificação comum.	1,0 ou superior
IV	Reservatórios que contem materiais perigosos e que a falha poderá causar um segundo desastre	1,2 ou superior

A Figura 5.16 apresenta o zoneamento sísmico de todo o território japonês

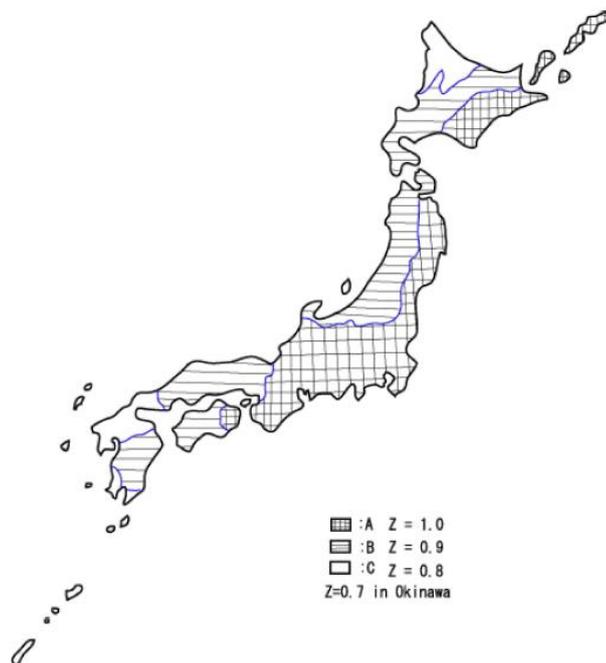


Figura 5.16: Zoneamento sísmico do Japão.

O coeficiente sísmico utilizado na expressão 5.10.1 é dado por

$$C = Z_s I D_s \frac{S_{a1}}{g} \quad (5.10.2)$$

$$C \geq 0,3 Z_s I \quad (5.10.3)$$

$$D_s = D_h D_\eta \quad (5.10.4)$$

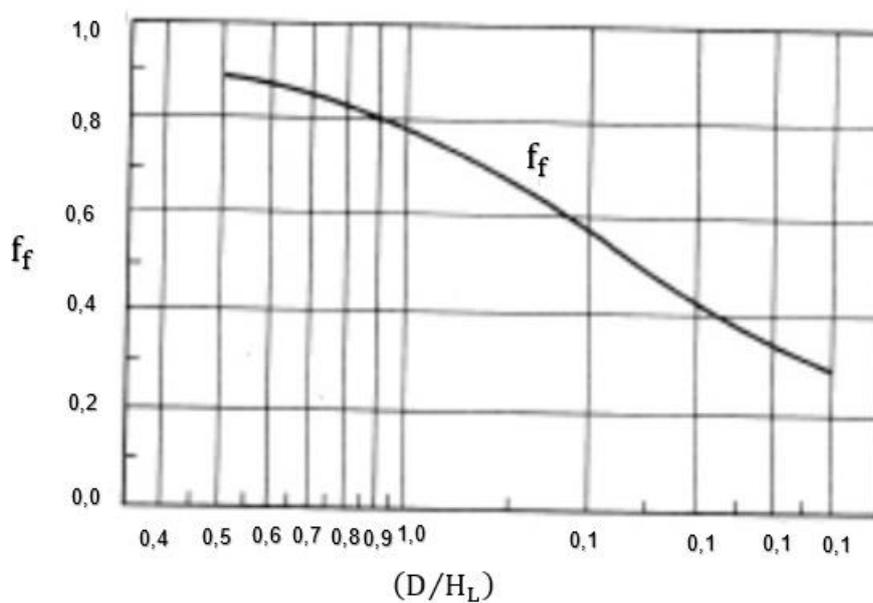


Figura 5.17: Fator de massa efetiva; AIJ (2014).

O valor de D_η é calculado segundo o tipo do material do reservatório. Este pode ser obtido informa a Tabela 5.17

Tabela 5.17: Valores de D_η ; AIJ (2014).

Tipo estrutural		η	D_η
Estruturas apórticadas		1,3	0,40
Estruturas em paredes	Concreto armado	1,0	0,45
	Aço	0,75 ~ 0,25	0,50 ~ 0,70

Outra maneira de se obter o valor de D_s é utilizar os valores descritos na Tabela 5.18.

Tabela 5.18: Fator D_s para reservatórios instalados diretamente na fundação ou sobre o solo; AIJ (2014).

Estrutura	D_s
Concreto protendido	0,45
Concreto armado	
Outros diferente dos listados acima	0,55

O fator de amortecimento, por sua vez, é obtido conforme descrito na Tabela 5.19

Tabela 5.19: Fator de amortecimento para o 1º modo de sloshing; AIJ(2010).

Condição de superfície	Fator de amortecimento
Superfície livre (coberta fixa)	0.10%
Deck único	0.50%
Deck duplo	1.00%

b) Análise modal

A análise modal é utilizada quando é considerada um sistema de massa-mola com n graus de liberdade. Dessa forma, a força cortante de projeto será determinada por:

$$Q_{di} = \left[\sum_{j=1}^k \left\{ C_j \sum_{m=1}^n W_m \beta_j u_{mj} \right\}^2 \right]^{1/2} \quad (5.10.5)$$

sendo

$$C_j = Z_s I D_s \frac{S_{aj}}{g} \quad (5.10.6)$$

$$Q_{d1} \geq 0,3 Z_s I W \quad (5.10.7)$$

As determinações do espectro de resposta de projeto da velocidade (S_{vj}) e do espectro de resposta de projeto da aceleração (S_{aj}) são obtidas segundo as expressões a seguir.

Para:

$$\begin{aligned} T_j < T_G & \quad S_{vj} = 1,56 T_j \\ & \quad S_{aj} = 9,8 \end{aligned} \quad (5.10.8)$$

$$\begin{aligned} T_j \geq T_G & \quad S_{vj} = 1,56 T_G \\ & \quad S_{aj} = 9,8 T_G / T_j \end{aligned} \quad (5.10.9)$$

O período crítico T_G (s) é definido segundo à Tabela 5.20

Tabela 5.20: Tabela do período crítico T_G (s); AIJ(2010).

Classificação do solo	Condição do solo	T_G (s)
Tipo 1	(1) o solo antes do Terciário (2) Deluvionar (3) Aluvionar o qual está a menos de 10 m da camada de rocha	0,64
Tipo 2	Aluvionar com menos que 25 m de espessura até à rocha e aqueles cuja camada fofa tem menos que 5m de espessura	0,96
Tipo 3	(1) Solos diferentes dos apresentados acima (2) Solos que não se conhece suas propriedades	1,28

Determinação da pressão devido à massa impulsiva

$$P_W = C_s P_{W0} \quad (5.10.10)$$

Para o caso da pressão impulsiva, a determinação do coeficiente

$$D_s = \frac{1,42}{1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3,3 t \sigma_y^2}{l_a p_a \sigma_y} \left(\frac{T_1}{T_e}\right)^2}} \quad (5.10.11)$$

O valor da pressão dinâmica de referência gerada pela massa impulsiva

$$P_{W0} = \sqrt{p_f^2 + \frac{1}{4}(p_r - p_f)^2 \cos\varphi} \quad (5.10.12)$$

A velocidade do espectro de resposta devido ao *sloshing*, considerando-se um fator de amortecimento de 0,5%, é dada pelas seguintes expressões

$$\begin{aligned} IS_v &= 2 \left(\frac{m}{s}\right) & 1,28s \leq T \leq 11s \\ IS_v &= \frac{22}{T} \left(\frac{m}{s}\right) & 11s \leq T \end{aligned} \quad (5.10.13)$$

Determinação da força cortante devido à massa convectiva no fenômeno de *sloshing* é dado por :

$$P_s = \frac{\eta_s P_{so}}{D_c} \quad (5.10.14)$$

sendo

$$\eta_s = 0,802 Z_s I S_{v1} \sqrt{\frac{D}{g} \tanh\left(\frac{3,682 H_1}{D}\right)} \quad (5.10.15)$$

$$P_{so} = \frac{\gamma g D \cosh\left(3,682 \frac{Z}{D}\right) \cos\varphi}{\cosh\left(3,682 \frac{H_1}{D}\right)} \quad (5.10.16)$$

d. Critérios de projeto segundo à NBR 15421 (2006)

A NBR 15421(2006) é o código sísmo-resistente que melhor representa a realidade sísmológica do Brasil. Todavia, sua aplicação é limitada, às edificações. Sendo assim, para o caso de tanques e reservatórios, faz-se necessário um complemento com as normas internacionais específicas.

Adotando-se a metodologia de Condori (2013), que utiliza o ACI 350-03 (2006) como norma complementar, é descrito o procedimento de análise de acordo com a NBR 15421 (2006), conforme as etapas a seguir enumeradas:

a) análise sísmica estática

A força horizontal na base do reservatório é obtida segundo a equação:

$$V = C_s W \quad (5.11.1)$$

sendo

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R_w/I)} \quad (5.11.2)$$

O coeficiente de resposta sísmica não necessita ser maior que o valor:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs1}/g)}{T(R_w/I)} \quad (5.11.3)$$

Deve-se se atentar que os fatores de importância I e o coeficiente de modificação de resposta R_w são somente aplicáveis a edificações, não sendo adequados a reservatórios. Assim, utilizou-se os parâmetros do ACI 350-06 (2006). O coeficiente a_g foi determinado utilizando o mapa de zoneamento da aceleração sísmica horizontal brasileira apresentado pela Tabela 5.21. A classe do terreno é descrita na Tabela 5.22 em função do tipo de solo e de sua resistência obtida pelo ensaio de SPT. Na Tabela 5.23 são definidos os valores dos coeficientes de amplificação sísmica, C_a e C_V no solo para 0 e 1s, respectivamente.

Tabela 5.21: Zonas sísmicas; NBR15421 (2006).

Zona Sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025 g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05 g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10 g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Tabela 5.22: Classe do terreno; NBR15421(2006).

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		\bar{V}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	Não aplicável
B	Rocha	$1500 \frac{\text{m}}{\text{s}} \geq \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$	Não aplicável
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \frac{\text{m}}{\text{s}} \geq \bar{V}_s \geq 370 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \frac{\text{m}}{\text{s}} \geq \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo Mole	$\bar{V}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	—	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
	—	1 Solo exigindo avaliação específica, como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos fracamente cimentados; 3 Turfa ou argilas orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos ($\geq 35\text{m}$) de argila mole ou média.	

Tabela 5.23: Fatores de amplificação sísmica no solo; NBR15421(2006).

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0.15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0.15g$
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.00	1	1.1	1.1
C	1.2	1.2	1.7	1.7
D	1.6	1.5	2.4	2.2
E	2.5	2.1	3.5	3.4

Da mesma maneira como apresentado no ACI 350-06 (2006), o método utilizado considera que a força cortante na base do reservatório terá uma parcela devido à massa do reservatório e outra devido à massa do líquido.

b) método da resposta espectral

Para a utilização da resposta espectral deve-se considerar:

- o número de modos deve alcançar pelo menos 90% da massa total da estrutura em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise;
- as respostas modais em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator $\frac{I}{R_W}$.

c) método utilizando as acelerações no tempo

Nessa tipologia de análise é necessário que

- considere-se pelo menos três acelerogramas;
- os acelerogramas devem ser aplicados de maneira simultânea e independentes entre si, e nas direções ortogonais do problema;
- para cada acelerograma as respostas obtidas de forças momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator $\frac{I}{R_W}$. O fator de importância é obtido seguindo a descrição de ocupação, conforme Tabela 5.24.

Tabela 5.24: Fator de importância I; NBR 15421(2006).

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como categoria II ou III	1,0
II	<p>Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes:</p> <p>a) estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área;</p> <p>b) estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes;</p> <p>c) estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes;</p> <p>d) estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes;</p> <p>e) instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias;</p> <p>f) Instituições penitenciárias;</p> <p>g) quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes;</p> <p>h) Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública, não classificadas como de categoria III;</p> <p>I) Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III.</p>	1,25
III	<p>Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes:</p> <p>a) instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias;</p> <p>b) prédios de bombeiros de instituições de salvamento e polícias e garagens para veículos de emergências;</p> <p>c) centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta emergência;</p> <p>d) instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III;</p> <p>e) torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência;</p> <p>f) estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo;</p> <p>g) estruturas com funções críticas para a defesa nacional;</p> <p>i) instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.</p>	1,50

6 INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA

O problema da interação de um fluido que escoar numa estrutura ou nela contido é uma realidade em diversos sistemas físicos está presente em muitas áreas da engenharia. Morais (2000) relata que os sistemas compostos por dois meios estão presentes na engenharia civil, na aeronáutica, nuclear, naval e até na bioengenharia. Dentre os problemas de interação fluido-estrutura, salientam-se os de vibração induzidas por escoamento, as análises não lineares do tipo choque ou explosões em sistemas limitados ou ilimitados e os de vibrações de estruturas flexíveis acoplados a um meio acústico linear.

Os reservatórios estão sujeitos a um conjunto de solicitações mais gerais, de variada contribuição no conjunto de ações finais. Dentre essas pode-se citar a ação do fluido sobre as paredes do reservatório, que comumente é denominado de interação fluido estrutura (IFE). A adição da parcela do fluido se faz necessária quando sua presença altera significativamente o comportamento final da estrutura. Dessa forma, para esse processo de análise estrutural far-se-á uso das leis clássicas da mecânica dos fluidos e mecânica dos sólidos e dependerá, dentre outras considerações, do fluido reservado e suas propriedades (propagação das ondas, cavitação, *etc.*), do tipo de material do tanque e do tipo de escoamento a ser considerado. Morais (2000) relata que nos processos iterativos é comum encontrar na literatura simplificações consideráveis motivadas pela complexidade dos modelos construídos. As simplificações ocorrem devido ao tipo de modelagem do fluido (escoamentos potenciais, problemas acústicos, *etc.*) ou da estrutura (corpos rígidos, elasticidade linear, *etc.*), bem como da geometria do problema (modelos 2D, discretizações simplificadas, *etc.*).

Júnior (2006) relata que as simplificações ocorrem em um dos meios contínuos com o intuito de facilitar a solução do problema. É comum no caso da IFE considerar o fluido por meio de uma análise estática, ou seja, representa-se assim o efeito inercial do fluido atuante na estrutura. Além disso, duas abordagens podem ser adotadas no estudo de IFE: a) a interação entre uma estrutura deformável e o escoamento do fluido; e b) a interação dinâmica entre a estrutura e o fluido. Para a primeira situação o fluido sob um fluxo constante gera vórtices, que excitam a estrutura de maneira estática e dinâmica. A modelagem segue as equações de movimento do fluido (Navier-Stokes). Nesse caso é relevante acompanhar as forças de arraste (*drag*) e sustentação (*lift*) resultantes na estrutura. No segundo modelo, por sua vez, considera-se que o fluido se movimenta em torno de posições estáticas. Também admite-se que a estrutura vibra e interage com o fluido de maneira a formar uma sistema de dois meios

contínuos acoplados, com equação que relaciona as variáveis da estrutura com as variáveis do fluido (deslocamento e pressões).

Júnior *et al* (2007), por sua vez, colocam que com o intuito de se obter soluções cada vez mais acuradas, bem como determinar certas características como as frequências naturais, os fatores de amortecimento e a resistência à fadiga da estrutura na presença do fluido outras técnicas de análise têm sido pesquisadas e implementadas. Anteriormente essas análises computacionais eram realizadas sem qualquer tipo de acoplamento entre o fluido e o sistema estrutural. Entretanto, uma análise mais refinada dos efeitos estruturais sob a ação de tais meios concebidos de maneira acoplada é essencial para a obtenção de resultados mais precisos. As implementações dessas técnicas somente foram possíveis por meio das atuais técnicas computacionais. Almeida (2012) descreve que, sistemas acoplados são aqueles em que um conjunto de variáveis interage dinamicamente com cada componente, influenciando o comportamento das outras.

Lefrançois e Boufflet (2010), relatam que o processo iterativo entre o fluido e a estrutura pode ser simplificado e entendido como demonstrada na Figura 6.1. Assim, o efeito da onda sísmica sobre o líquido deve ser calculado, já que essa maximiza as solicitações finais nas paredes da referida casca cilíndrica.

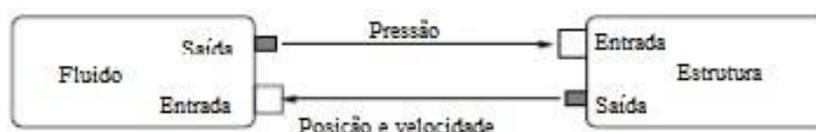


Figura 6.1: Princípio da interação fluido-estrutura

Fonte: Lefrançois e Boufflet (2010).

Na formulação clássica, a parte da esquerda da Figura 6.1 representa o fluido, a da direita representa a estrutura e a igualdade funciona como o meio de acoplamento entre as partes devido à velocidade, à posição e à pressão no sistema mecânico.

Júnior (2006) menciona que a interação entre meios contínuos é comum na realidade de problemas diários de Engenharia. A solução dos mesmos se dá de maneira simultânea, contudo é sendo recomendável a análise de somente um meio. Os problemas apresentados são denominados de acoplados porque, pois envolvem diferentes constantes físicas. O acoplamento pode ser forte ou fraco, de acordo com o grau de interação de suas partes. Ziekiewicz (1989) classifica os acoplamentos segundo duas classes, que são

- classe I – o acoplamento é realizado aplicando condições de contorno ao problema. A discretização é realizada de maneira distinta para a parte sólida e

para o fluido. Todavia, na interface, há um acoplamento entre eles, que tem um processo físico semelhante. Nessa classe estão os problemas de interação fluido-estrutura e estrutura-estrutura;

- classe II – há uma superposição dos domínios (parcial e total). O acoplamento é realizado nas equações diferenciais que representam o fenômeno físico. Estão nessa classe a análise térmica de tensões, a estabilidade de solos e a percolação em meios porosos.

Outra classificação, como descrito por Almeida(2012), divide esses problemas, segundo duas metodologias:

a) tratamento monolítico, em que as componentes do sistema são tratados de maneira única e avançam no tempo de maneira simultânea;

b) tratamento particionado no qual cada componente é modelada separadamente e avançada no tempo em etapas distintas. Aplicam-se, nesse caso, as condições de contorno que são transmitidas de um meio para o outro na região de interface por meio de técnicas de sincronização e predição.

Entretanto, Pedroso (1982), admite como critério de classificação do fenômeno de interação fluido-estrutura aqueles casos que apresentam características semelhantes, isto é:

a) problemas com grandes deslocamentos que são governados pelas características do escoamento. É comum desconsiderar-se a compressibilidade do fluido. Caso como oscilações em cabos, *flutter* em asas de aviões e oscilações em pontes suspensas são exemplos desse tipo;

b) problemas com pequenos deslocamentos que são caracterizados por excitações de longa duração e vinculação em pontos fixos e/ou móveis e o fluido não apresenta compressibilidade. São exemplos desse tipo: as estruturas *offshore*, as oscilações de navios, os ventos sobre construções, sismos em barragens, correntes sobre pilares, vibrações nas barras de combustível nuclear devido ao fluxo refrigerante;

c) problemas de curta duração com pequenos deslocamentos no fluido, o qual é compressível, confinado ou sujeito a perturbações localizadas, estando a estrutura fixa. Essa tipologia é exemplificada por casos de explosões ocorridas em cavidades, cargas de impacto ou choque entre estruturas e fluido com superfície livre, variações bruscas no fluxo sob pressão em tubulações devido a manobras previstas ou acidentais;

d) problemas com movimentos relativos apreciáveis são aqueles em que a estrutura encontra-se livre e mergulhada num meio ilimitado e o fluido é descrito como compressível

ou não. Podem se encaixar nessa classificação os veículos aerodinâmicos, naves supersônicas, projéteis e explosões submarinas.

Os processos de interação fluido-estrutura podem ser estudados segundo duas abordagens: a Lagrangeana e a Euleriana. A primeira preconiza o movimento do sólido, enquanto que na euleriana analisa-se o escoamento do fluido em relação a uma dada posição no espaço. Segundo Júnior (2006), a primeira apresenta o sólido e o fluido com variáveis de deslocamento. O fluido assim será modelado como um sólido elástico sem resistência ao cisalhamento. Nesse tipo de formulação há as seguintes vantagens: fácil implementação, têm matrizes simétricas e não há a necessidade de considerações especiais, porque o acoplamento é natural pela igualdade de deslocamentos dos meios na interface. Todavia, esse método apresenta um contraponto que é a produção de um elevado número de graus de liberdade, que conduz a um grande número de modos naturais. O método de formulação Euleriana, por sua vez, utiliza variáveis escalares para descrever o fluido, como pressão, potencial de velocidades e potencial de deslocamentos, o que implica na geração de um número menor de graus de liberdade, se comparado com o primeiro tipo. Nesse caso, o fluido é descrito por pressão, como uma formulação derivada a partir da discretização da equação da onda por meio do método de Galerkin. A estrutura, é descrita por variáveis de deslocamento. Por fim, na formulação clássica tem-se uma matriz de acoplamento que permite a resolução conjunta do sistema com todas as variáveis.

Morais (2000) relata que, para as abordagens citadas empregadas em um sistema acoplado, pode-se descrever o comportamento dinâmico do sólido e do fluido pela equação da conservação da quantidade de movimento, definida, sem considerar as forças de corpo, da seguinte forma:

$$\rho \vec{V}_i = \rho (\vec{V}_{i,t} + \vec{V}_{i,j} \vec{V}_j) = \vec{\sigma}_{ij,j} \quad (6.1)$$

no qual:

ρ = Densidade; \vec{V} = Velocidade; $\vec{\sigma}$ = tensor de tensões.

Dentre os processos de simplificação possíveis aplicáveis ao fluido, o mais comum é aquele que considera o escoamento invíscidos, o que resulta em tensões hidrostáticas dados por

$$\vec{\sigma}_{ij} = -p \vec{\delta}_{ij} \quad (6.2)$$

sendo p a pressão e $\vec{\delta}$ o delta de Kronecker.

A equação do movimento escreve-se

$$\rho \dot{\vec{V}}_1 = -p_i \quad (6.3)$$

A pressão é definida, em função da energia interna, por

$$p = p(\rho, \bar{e}) \quad (6.4)$$

A energia interna e a massa específica são descritas pelas equações de massa e energia, assim

$$\dot{\rho} + \rho \overrightarrow{V}_{11} \quad (6.5)$$

$$\rho \dot{\bar{e}} = p \overrightarrow{V}_{i,i} \quad (6.6)$$

Considerando-se o escoamento como incompressível, tem-se

$$\overrightarrow{u}_{i,i} = \overrightarrow{V}_{i,i} = 0 \quad (6.7)$$

Considerando-se também um deslocamento limitado no meio fluido, é possível linearizar as equações. Nesse caso, o problema passará a ser denominado de acústico e será descrito por

$$\dot{p} = \frac{\beta}{\rho} \dot{\rho} \quad (6.8)$$

Com algumas substituições e diferenciando-se em função do tempo, tem-se

$$\rho \ddot{\vec{u}}_1 = \beta \overrightarrow{V}_{j,j1} \quad (6.9)$$

e integrando-se

$$\rho \ddot{\vec{u}}_1 = \beta \overrightarrow{u}_{j,j1} \quad (6.10)$$

A equação 6.10 representa uma abordagem Lagrangeana utilizada no fluido, na qual a variável deslocamento caracteriza uma observação do ponto de vista material.

Utilizando a mesma equação e diferenciando-a em relação à X_1 , resulta

$$\rho \ddot{\vec{u}}_1 = \beta p_{,ii} \quad (6.11)$$

Essa equação faz uso da variável “pressão”, definida em relação a um ponto do espaço. Esse tipo de descrição do problema é tido como Euleriana.

Além das abordagens Euleriana e Lagrangeana Jabar e Patel (2012) acrescentam outras aproximações para o estudo da interação fluido-estrutura, que são: a adição de massa aproximada e a aproximação lagrangeana-euleriana.

a. Adição de massa aproximada

Nesse método a equação do movimento para o sistema em estudo, sujeito à ação sísmica, é descrita por

$$M^* \ddot{u} + c \dot{u} + ku = -M^* \ddot{u}_g \quad (6.12)$$

No qual M^* representa a matriz de massa com as parcelas hidrodinâmicas e a massa da estrutura. O modelo em questão, desenvolvido por Westergaard (o método também é conhecido por Modelo de Westergaard) foi inicialmente aplicado para barragens, todavia o mesmo pode ser estendido, sem nenhum prejuízo para outras estruturas como tanques sujeitos a ações sísmicas. Westergaard descreve que a massa impulsiva deverá ser obtida segundo a metodologia de George W. Housner Ghaemmghami (2010), e à essa quantidade se adiciona uma massa impulsiva (Figura 6.2), a qual é obtida por

$$m_{ai} = \left[\frac{7}{8} \rho x \sqrt{hx(h - y_i)} \right] x A_i \quad (6.13)$$

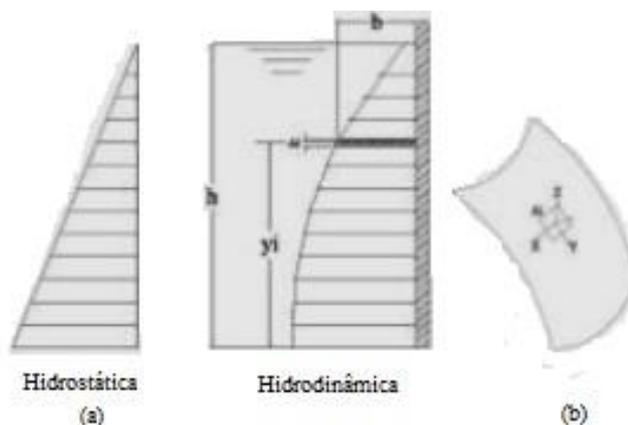


Figura 6.2: (a) Conceito de massa adicionada desenvolvido por Westgaard (b) superfícies curvas na direção normal cartesiana

Fonte: Jabar e Patel (2012).

A direção da pressão aplicada numa superfície tridimensional irá apresentar grande variabilidade de ponto para ponto da estrutura, o que gerará uma adição de massa naquele

ponto, associado aos três eixos ortogonais. Assim, o valor final que poderá ser associado à referida massa é definido por

$$m_{ai} = a_i A_i \lambda_i^T \lambda_i = a_i A_i \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \lambda_y & \lambda_x \lambda_z \\ \lambda_y \lambda_x & \lambda_y^2 & \lambda_y \lambda_z \\ \lambda_z \lambda_x & \lambda_z \lambda_y & \lambda_z^2 \end{bmatrix} \quad (6.14)$$

$$a_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h_i (h_i - y_i)}$$

sendo

A_i = área associada ao nó “i”;

$\lambda_i = (\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z)_i$ cossenos da direção normal.

b. Aproximação Lagrangeana

As considerações da abordagem Lagrangeana são muito corriqueiras no estudo de estruturas e sistemas mecânicos, especialmente, os sistemas com elementos sólidos. Sua aplicação na resolução de problemas que envolvam a presença de fluido também é de extrema valia. Como apresentado por Olson e Bathe (1983), nesse modelo pode-se incorporar facilmente elementos de fluido à base de deslocamento do sistema, porque a matriz final é simétrica, o que facilita os métodos de solução.

c. Aproximação Lagrangeana – Euleriana arbitrária

Neste tipo de abordagem, as equações de escoamento de Navier-Stokes são descritas na forma Lagrangeana-Euleriana arbitrária (ALE), que adota um sistema de referência com movimento arbitrário (movimento da malha). Em dinâmica estrutural é utilizada uma formulação não linear geométrica alternativa, denominada formulação posicional, onde as variáveis são obtidas diretamente das posições e não dos deslocamentos. A resolução é efetuada de maneira independente, ou seja, o acoplamento é particionado e, resolve-se a dinâmica do fluido independentemente da dinâmica da estrutura, transferindo-se as condições de contorno de um domínio para o outro.

Almeida (2012) apresenta, na Figura um esquema da formulação ALE em um problema sujeito à IFE. Nessa formulação, na estrutura usa-se a formulação lagrangeana, a cuja malha aplicada à estrutura seguirá a velocidade desenvolvida pelo corpo, no caso \dot{u} . Na modelagem do fluido, por sua vez, adota-se a formulação euleriana para as regiões afastadas e a ALE para as que tangenciam o objeto. Nessa área de interface a malha aplicada se move para adaptar-se aos deslocamentos da estrutura.

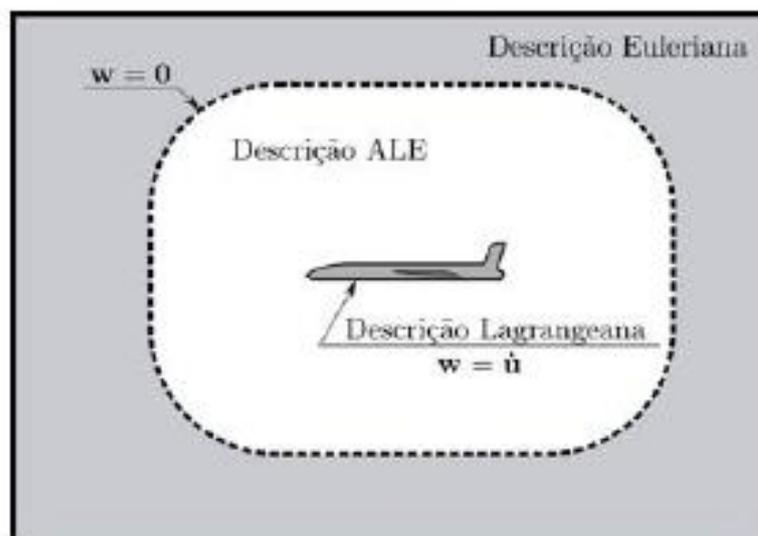


Figura 6.3: Esquema representativo das formulações lagrangeana, euleriana e ALE num problema de interação fluido-estrutura

Fonte: Almeida (2012).

Acerca do processo do deslocamento do sistema e sua localização em relação a sistema tem de referência, Fernandes (2016) adota três domínios, que são eles: R que é o domínio da referência, $C(t_0)$, sendo o domínio contínuo no tempo inicial e $C(t)$ domínio contínuo no tempo final, como apresentado na Figura

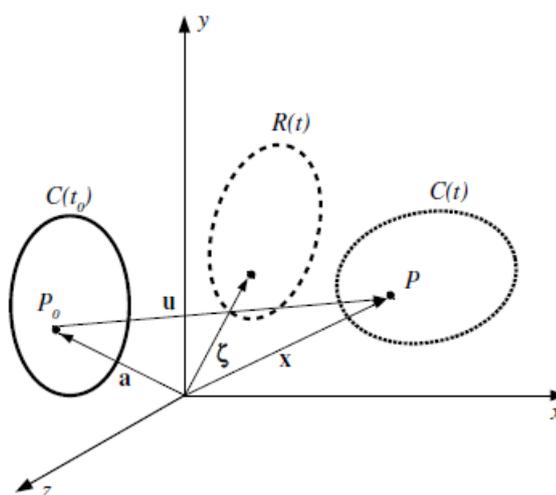


Figura 6.4: Cinemática da descrição ALE

Fonte: Fernandes (2016).

Adotando-se um vetor de coordenadas de um ponto no domínio de referência, que relaciona a posição inicial ao tempo tem-se uma função do movimento, para o domínio de referência por

$$\zeta_i = f_i(a_i, t) \quad (6.3.1)$$

Dessa forma, o domínio de referência será mapeado em relação à sua posição inicial, utilizando-se o Jacobiano J de mudança de configuração definidas por

$$J_{ij} = \frac{\partial \zeta_i}{\partial a_j} \quad (6.3.2)$$

A variação com o tempo pode ser descrita como

$$\frac{\partial J}{\partial t} = J \nabla \cdot \omega_1 \quad (6.3.3)$$

sendo

$$\omega_1 = \frac{\partial \zeta_1}{\partial t} \quad (6.3.4)$$

Se for considerada uma propriedade física qualquer $g(\zeta_i, t)$, descrita no sistema de referência igual a \tilde{g} , tem-se

$$g(\zeta_i, t) = g[f_i(a_i, t)] = \tilde{g}(a_i, t) \quad (6.3.5)$$

e derivando-se em relação ao tempo têm-se

$$\frac{\partial \tilde{g}(a_i, t)}{\partial t} = \frac{\partial g(\zeta, t)}{\partial t} + \frac{\partial g(\zeta, t)}{\partial \zeta_i} \omega_i \quad (6.3.6)$$

Utilizando-se na equação apresentada a regra do produto fornece

$$\nabla \cdot (g\omega) = g\nabla \cdot \omega + \omega \cdot \nabla g \quad (6.3.7)$$

Com o Jacobiano, é possível reescrever a regra do produto da seguinte maneira:

$$J \nabla \cdot (g\omega) = \frac{\partial J}{\partial t} g + J \omega \cdot \nabla g \quad (6.3.8)$$

Utilizando manipulação algébrica na equação anterior tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} (J\bar{g}) = J \left[\frac{\partial g}{\partial t} + \nabla \cdot (g\omega) \right] \quad (6.3.9)$$

Dessa forma, adotando a equação da continuidade, com a massa específica constante tem-se

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = \nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (6.3.10)$$

Considerando-se também a equação de quantidade de movimento ou equação de Navier-Stokes é apresentada na descrição Euleriana, para um escoamento incompressível isotérmico (para o caso tridimensional com quatro incógnitas, ou seja, três componentes de velocidade e pressão e quatro equações). Ela poderá ser formulada em notação indicial da seguinte maneira:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) - \rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} - \mu \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) = 0, \text{ com } i, j = 1, 2, 3 \quad (6.3.11)$$

Essas equações podem ser reescritas na descrição ALE como

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (6.3.12)$$

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) - \rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} - \mu \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) = \rho \omega_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (6.3.13)$$

d. *Sloshing* em reservatórios

O *sloshing* é um fenômeno que ocorre na interação entre fluido-estrutura e que ocasiona a vibração do líquido armazenado na cavidade (em sua maioria, tanques, reservatórios e dutos). A movimentação da estrutura promove o surgimento de pressões dinâmicas. Essas pressões são geradas pela superfície de onda do líquido. Conforme Eswaran e Reddy (2015) o *sloshing* é o movimento de vibração da superfície livre de um líquido reservado. Esse movimento dá origem a um carregamento específico denominado de carga de *sloshing*, Essa costuma ser cíclica e representa uma das principais causas de falhas em reservatórios, já que pode danificar o reservatório ou até levar ao colapso por essa ação adicional. Os efeitos de *sloshing* deve ser admitida nesses projetos, porque em muitos casos, o líquido reservado pode apresentar algum grau de toxicidade.

Para reservatórios sob ação sísmica, a carga de *sloshing* é gerada pela vibração do reservatório. Nesse caso o líquido apresentará frequências muito próximas ao do sismo ou da

frequência natural da estrutura, acarretando em uma possível ressonância. Na Tabela 6.1. há uma série histórica com reservatórios que ruíram pela ação do *sloshing* quando submetidos à ação de sismos. Nesses casos, o colapso ocorrerá devido a sismos de longos períodos.

Tabela 6.1: Histórico de danos em reservatórios devido ao *Sloshing*;

Terremoto	Ano	Magnitude	Dano
Kanto	1923	7.9	6000 t de óleo
Long Beach	1933	6.2	Reservatório de água
Kem Country	1952	7.5	Tanques de óleo
Alaska	1964	9.2	Muitos tanques de óleo, incêndios
Niigata	1964	7.6	Muitos tanques de óleo, incêndios
Chile Central	1965	7.1	Tanques de óleo
San Fernando	1971	6.6	Tanques de óleo
Miyagi-oki	1978	7.4	Tanques de óleo
Imperial Valley	1979	6.5	Tanques de óleo
Coalinga	1983	6.2	Muitos tanques de óleo
Mar do Japão	1983	7.7	Muitos tanques de óleo, incêndios
Kocaeli	1999	7.6	Muitos tanques de óleo, incêndios
Chi-Chi	1999	7.7	Tanques de óleo
Tokachi-oki	2003	8.3	Muitos tanques de óleo, incêndios

Fonte: Vakilaadsarabi e Miyajima (2012).

Vakilaadsarabi e Miyajima (2012) relatam que além da pressão dinâmica, o problema de *sloshing* envolve a estimativa de forças, momentos, frequências naturais da superfície livre do líquido e direção da onda. A ação da pressão dinâmica causada pela interação entre a estrutura e o fluido pode causar grandes deformações nas paredes do reservatório e nos apoios pelo impacto das ondas geradas. A interação entre esses parâmetros tem ação direta na estabilidade dinâmica do sistema. Nesse caso a parcela impulsiva do sistema apresenta aceleração proporcional a do reservatório. A velocidade do fluido, neste caso, é à igual ao da estrutura. Nesses termos a força hidrodinâmica devido à vibração do líquido no tanque na parede da estrutura é um importante parâmetro para se considerar na análise de integridade de reservatórios industriais e dutos.

Os estudos acerca do *sloshing* têm sido cada vez mais comuns no meio técnico-científico e na análise de problemas de engenharia que envolvem os meios sólido e fluido. Essas pesquisas utilizam métodos analíticos, numéricos e experimentais para a construção de modelos que representem, da melhor maneira, a interação fluido-estrutura. Nessas análises, a determinação da altura de superfície livre é um parâmetro essencial para a acurácia do resultado. Essa altura é geralmente computada quando se analisa o fenômeno por meio de um

espectro de resposta de projeto. Além da altura do líquido, é importante determinar: a geometria do tanque, a profundidade do líquido, a frequência e amplitude de excitação externa e a posição do centro de gravidade CG do sistema.

Conforme apresentado, a geometria é um parâmetro de grande influência na ação do *sloshing*. Para Choun (2012), em reservatórios retangulares, o efeito do *sloshing* depende diretamente da relação entre profundidade e altura $\frac{d}{L_q}$. Em tanques mais largos, com baixos fatores $\frac{d}{L_q}$ quase todo o fluido participa do movimento da onda. Em contrapartida, para tanques com grandes relações $\frac{d}{L_q}$, somente a parte da superfície livre contribui para a ocorrência do fenômeno. Além disso, a resposta final é mais significativa em tanques largos que nos de grandes alturas.

De acordo com Brar e Singh (2014) muitos métodos matemáticos de solução são incapazes de representar, de maneira satisfatória, o comportamento do *sloshing*. Isso se deve aos seguintes pontos: caráter não linear da interface fluido-estrutura; a incapacidade de construção de alguns modelos matemáticos sem uma interação fluido-estrutura efetiva; utilização de modelos que não consideram a massa do fluido. Além disto, o problema de *sloshing* é considerado, diferente tanto da maioria dos problemas de estruturas, como de grandes deformações. Assim, muitos dos princípios aplicados na Mecânica dos Sólidos não podem ser adotados. Dessa forma, a utilização do Método ALE é recomendável, porque é possível considerar a parcela da estrutura e a do fluido na modelagem. Nesse tipo de modelo, na região de interação é gerada uma malha indeformada, com mais de um material no mesmo elemento. A acoplagem final é mais eficiente entre as partes.

7 MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

O modelo em elementos finitos (MEF) concebido para se analisar um reservatório sob ação sísmica deverá ser adequado para representar o elemento sólido, ou seja, o reservatório, o fluido contido na cavidade e a superfície de interação entre as duas partes. Para tanto, os modelos em MEF de interação fluido-estrutura devem ser elaborados por meio de uma metodologia própria que represente o acoplamento dos dois materiais, num só elemento, de maneira efetiva. Neste trabalho utiliza-se o Abaqus e seu módulo CFD. Ele é o mais adequado para modelar a parcela do líquido e problemas de interação fluido-estrutura, porque faz uso de equações de escoamento.

No caso do reservatório, os elementos são utilizados foram os tridimensionais do tipo casca S4R (Figura 7.1). Nessa ilustração, S representa elemento tipo casca (*Shell*), com quatro nós e R mostra que a técnica de solução numérica é a integração reduzida. Esse tipo de integração permite que a solução seja aproximada e evita a ocorrência de distorções no elemento. Além disto, reduz significativamente o tempo de processamento do problema. Dentre a família de elementos utilizados pelo programa (Figura 7.2) este é o que mais se adequa ao problema e à geometria da peça. Isso se deve à necessidade de se modelar o problema considerando um elemento com curvatura, graus de liberdade necessários e número de nós suficientes. Segundo o guia do usuário do programa ABAQUS (2014), para uma análise do tipo ALE, na qual os elementos são compostos, em uma interface por dois materiais distintos, o problema deverá ser modelado no modo *Explicit* utilizando-se uma malha adaptativa. Nesse tipo de malha é possível adotar os referenciais euleriano e lagrangiano comutantemente.

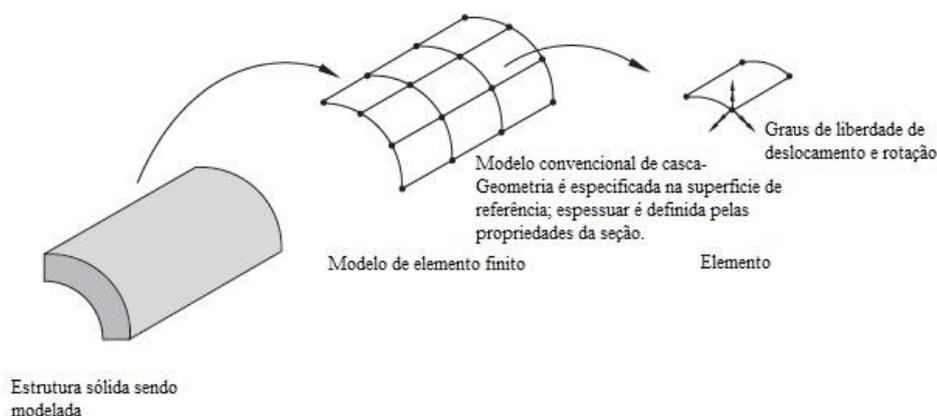


Figura 7.1: Elemento do tipo casca

Fonte: Abaqus (2014).

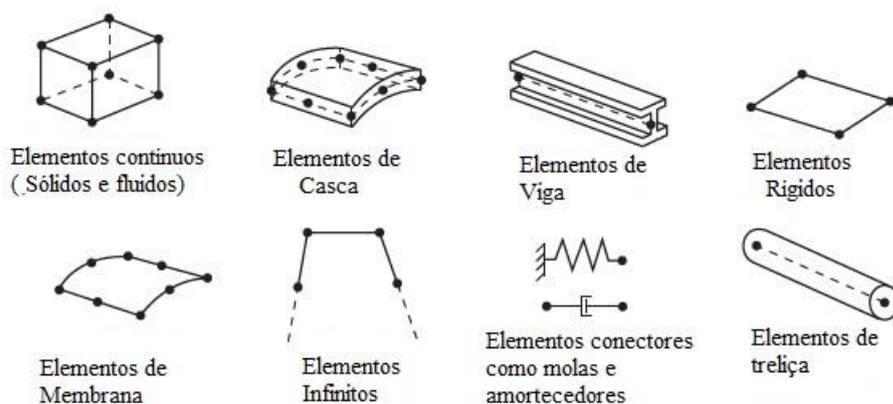


Figura 7.2: Família de elementos do ABAQUS

Fonte: Abaqus (2014).

Além do tipo adequado de elemento há outros preceitos a serem seguidos, numa modelagem em elementos finitos para a obtenção de um modelo eficiente. Um dos mais importantes é o grau de refinamento da malha. Esse processo deve ser realizado de maneira a garantir um nível de precisão desejável para o problema analisado. Em regiões de grandes variações de tensões e de aplicação de condições de apoio, a malha utilizada deverá ser mais refinada com o intuito de representar melhor a variação brusca e se obter resultados mais precisos, tanto em análises lineares como em não lineares.

Para realizar a análise dinâmica do modelo no Abaqus é introduzido o espectro de resposta de projetos híbridos, composto pelas parcelas impulsiva e pela convectiva, foram obtidos segundo a metodologia do ACI 350.03 (2006) (Figura 7.3).

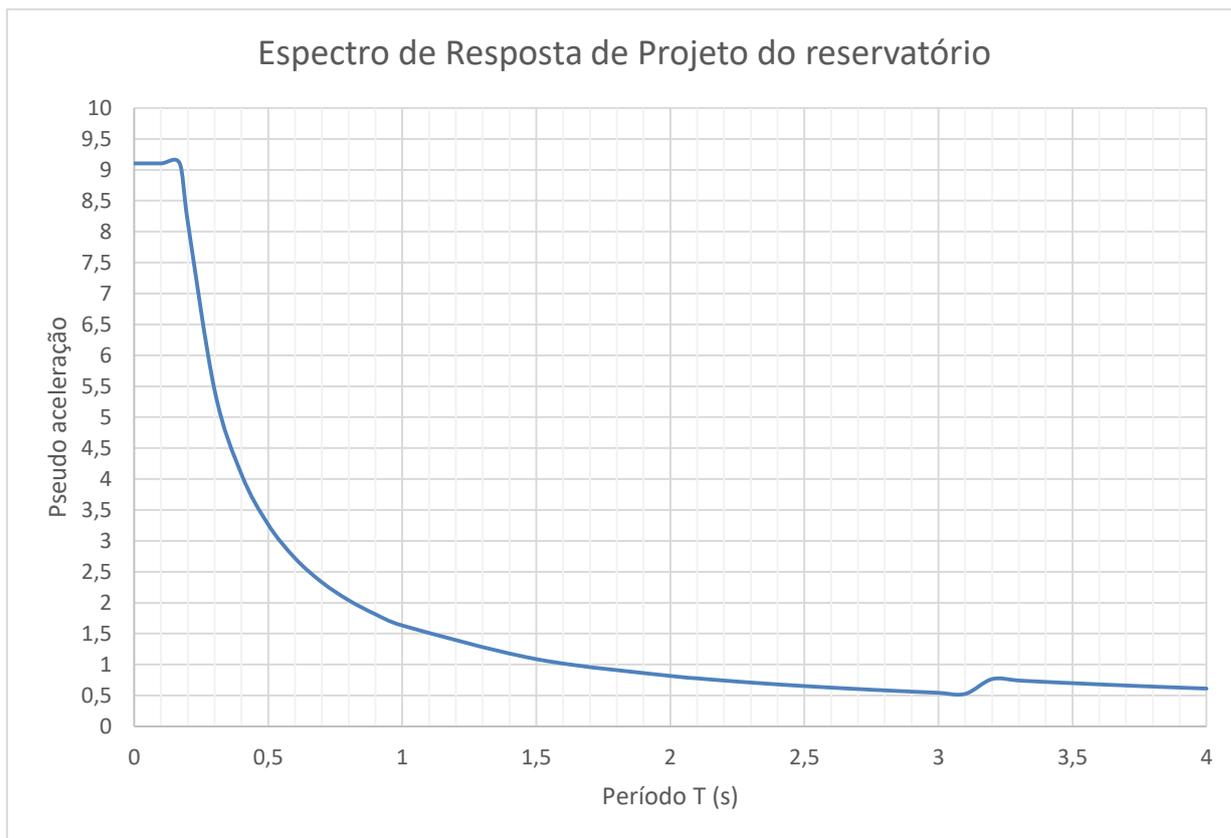


Figura 7.3: Espectro de resposta de projeto para o ACI 350.06 (2006).

Na etapa seguinte, admite-se um meio euleriano utilizando-se uma *part* (Figura 7.4) específica do programa. Cada *part* do Abaqus é responsável por criar a geometria do problema a ser analisado ou importá-lo, bem como definir o domínio em que estará inserida a análise. No caso da *part* euleriana, ela é corriqueiramente usada para análises que demandam escoamento de fluidos. Sua característica principal é a condição indeformada durante toda a análise. Enquanto a carga é aplicada, o material se deforma e o escoamento do fluido ocorre.

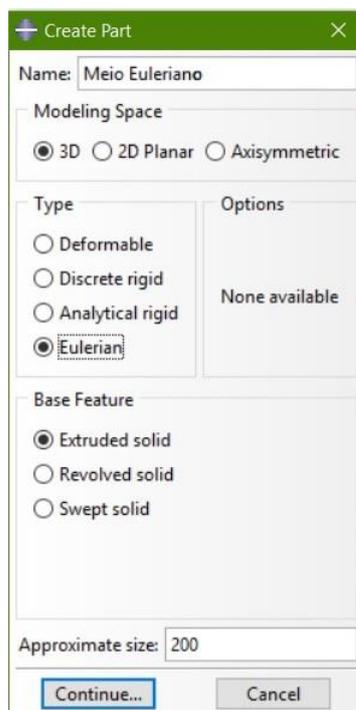


Figura 7.4: Criação do meio euleriano.

O meio euleriano é também desenvolvido para se adotar um referencial no espaço, em que toda a vibração do sistema irá ocorrer. Esse meio está acoplado ao sistema lagrangeano. O seu tamanho deve ser suficiente para que se permita todo o deslocamento do reservatório, devido à aceleração do solo nas direções vertical e horizontal. Nesse tipo de análise, o sólido tende a manter melhor sua forma geométrica, se comparado a uma análise somente com o meio euleriano. Outra vantagem da análise empregando os meios eulerianos e lagrangeanos acoplados é a possibilidade de se considerar no modelo, tanto cargas aplicadas no líquido quanto no sólido.

No caso do reservatório cilíndrico analisado nesse trabalho utilizou-se um prisma para representar o meio euleriano, o próprio cilindro, em concreto armado, e outro de mesmo raio e altura diferenciada para representar a água em seu interior (Figura 7.5). A cada parcela foi atribuída uma *part*, com propriedades distintas. No meio euleriano foi utilizado o tipo euleriano; no cilindro empregou-se uma estrutura do tipo casca de revolução e a parcela da água foi modelada a partir de um sólido com propriedades deformáveis.

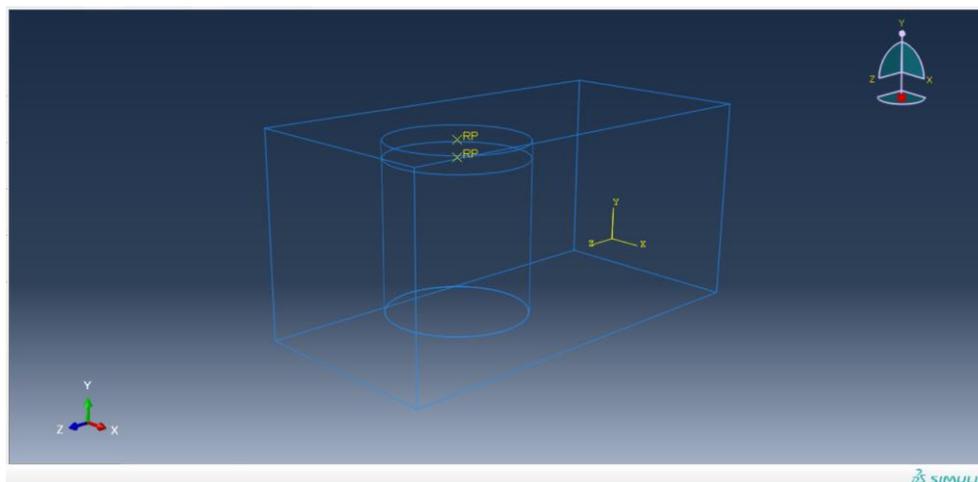


Figura 7.5: Meios utilizados na análise do reservatório.

Na etapa seguinte atribuem-se as propriedades da seção para cada uma das partes. Destaca-se o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e as propriedades plásticas do concreto.

O passo posterior é definir a interação entre as *parts* na análise. Segundo o guia do usuário do programa Abaqus (2014), o contato entre o sólido e o fluido neste tipo de análise é geral, ou seja, poderá haver interação entre diferentes superfícies contidas nos dois meios (Figura 7.6).

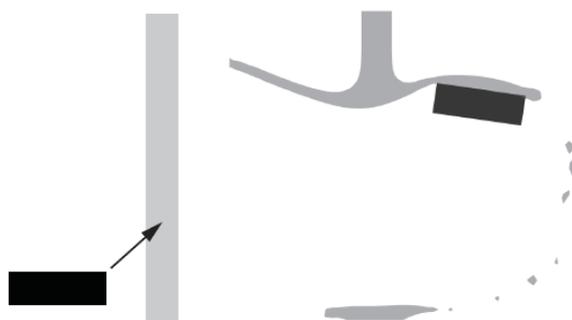


Figura 7.6: Contato entre as *parts* numa análise euleriana-lagrangeana

Fonte: Abaqus (2014).

Nesta fase também se utiliza a função do *volume fraction*. Nela insere-se na cavidade o líquido que está interagindo com a estrutura definida no meio lagrangeano. O conjunto reservatório e líquido está imerso no meio euleriano em análise (Figura 7.7).

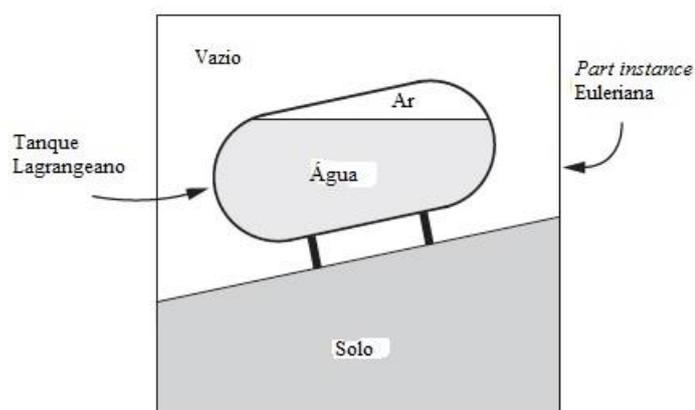


Figura 7.7: Exemplo da interação entre um tanque e a água analisado no meio Euleriano-Lagrangeano;

Fonte: Abaqus (2014).

Na definição das cargas atuantes, além dos espectros de resposta de projeto de cada uma das normas, é necessário considerar a ação da gravidade no modelo que, dá-se conforme a direção e sentido de sua ação.

A escolha da malha é a fase seguinte e deve ser realizada com cautela, já que se tem dois meios sendo analisados com materiais distintos. Para o caso da água reservada, deve-se utilizar uma malha que represente melhor os efeitos da água com o movimento causado pelo sismo. A opção que melhor se adequa é a malha de movimento euleriano. Conforme o guia do usuário do Abaqus (2014), essa técnica permite a diminuição do tamanho da malha euleriana para certos modelos maximizando a malha e resultando em soluções mais refinadas. Esse tipo de malha se ajusta aos elementos inscritos no meio euleriano e translacionam durante o movimento ocorrido na análise. A malha acompanha o movimento (Figura 7.8).

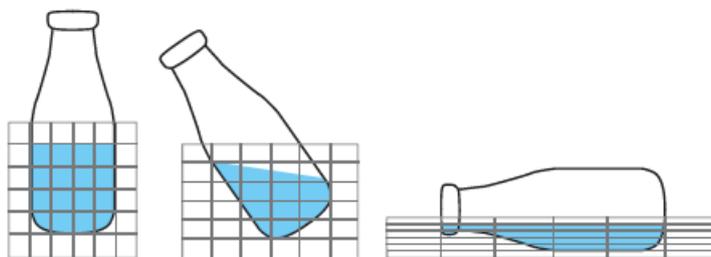


Figura 7.8: Movimento da malha euleriana.

Fonte: Abaqus (2014).

Ressalta-se que, em análises do tipo ALE, os problemas de distorção na malha são um grande empecilho para soluções com melhores resultados. Para evitar esse problema, as malhas de ambos materiais devem ser escolhidas considerando um tamanho único de

elemento. Outro recurso é usar malhas adaptativas (Figura 7.9). Essas malhas tipo ALE adaptativas ajustam-se e se suavizam no decorrer da análise. Costumam ser usada em grandes deformações e em modelos com perdas de material.

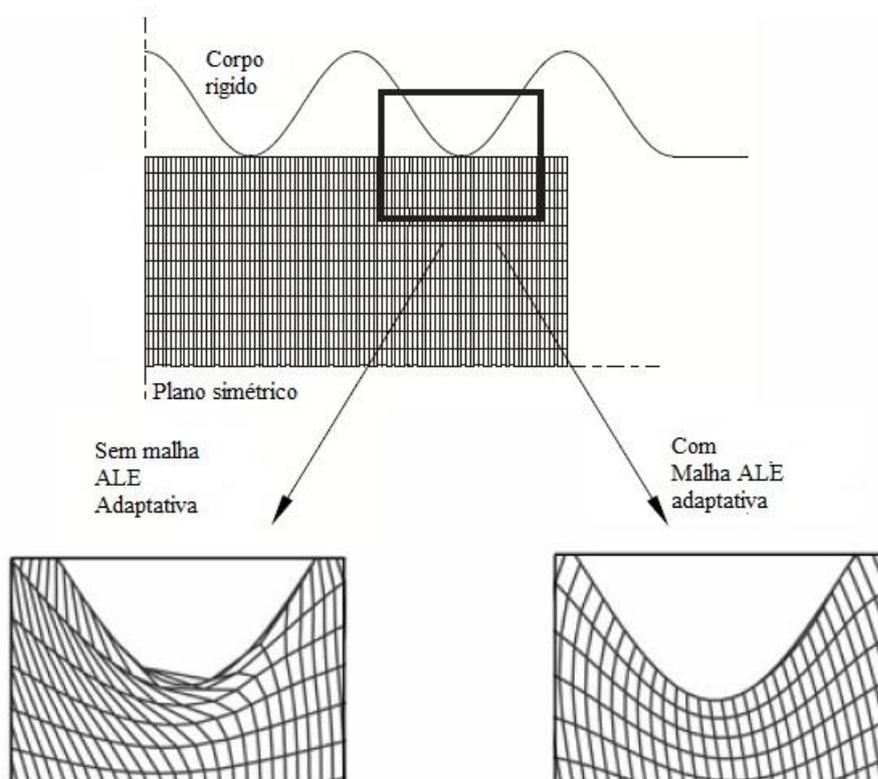


Figura 7.9: Uso de malha ALE adaptativa.

Fonte: Abaqus (2014).

Por fim, são definidas as condições de contorno do problema. No caso do problema em análise, o engaste em toda a base do reservatório. A fase seguinte é calcular os momentos de flexão na base e as forças cortantes a partir dos *jobs* definidos.

8 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso consiste na análise de um reservatório cilíndrico em concreto armado, com volume total de 471,72 m³ e volume de armazenamento de 424,55 m³, do tipo apoiado sobre o solo e encontra-se engastado em sua placa de fundação. O reservatório foi projetado para reserva de água potável e será construído em Rio Branco, na capital do Acre. As análises sísmicas realizadas com cada norma apresentada anteriormente seguem os padrões para essa região do país para que assim seja possível realizar a comparação entre as referências normativas.

São avaliadas as massas convectivas e impulsivas para o caso das normas que sigam o modelo desenvolvido por Housner, bem como as alturas impulsivas e convectivas.

a. Propriedades do reservatório

O reservatório proposto para análise tem as seguintes propriedades geométricas, apresentadas na Tabela 8.1. As propriedades do líquido e do concreto estão descritas na Tabela 8.2.

Tabela 8.1: Propriedades geométricas.

Diâmetro externo	$D_{\text{ext}} = 8,25 \text{ m}$
Diâmetro interno	$D_{\text{int}} = 7,75 \text{ m}$
Espessura da parede	$t_w = 0,25 \text{ m}$
Altura da superfície livre	$HL = 9,0 \text{ m}$
Altura do reservatório	$H = 10,0 \text{ m}$
Espessura da placa de fundação	$t = 0,40 \text{ m}$
Volume do reservatório	$V_{\text{total}} = 471,72 \text{ m}^3$
Volume da água reservada	$V_a = 424,55 \text{ m}^3$

Tabela 8.2: Propriedades do material.

Resistência à compressão do concreto	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Massa total do líquido	$M_a = 4,3278 \times 10^5 \text{ kg}$
Peso específico do concreto	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Peso específico da água	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$
Peso total do reservatório	$P_w = 1,5708 \times 10^6 \text{ kN}$
Peso total do líquido reservado	$P_a = 4,2456 \times 10^6 \text{ kN}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Aceleração da gravidade	$g = 9,810 \text{ m/s}^2$

b. Parâmetros sísmicos

Os resultados dos parâmetros sísmicos apresentados nesta seção foram calculados com intuito de se obter os valores de momento fletor na base, força cortante na base e momento de tombamento. Cada norma apresenta uma metodologia própria e considerações singulares para obtenção dos mesmos, em função da região sísmica e da aceleração horizontal do solo. Na Tabela 8.3 encontram-se os fatores de importância adotados em cada uma das normas empregadas

Tabela 8.3: Comparação entre os fatores de importância.

Fator de importância					
Fator de importância	NBR 15421 (2006)	AIJ (2014)	GDSMA (2012)	EUROCODE 8 (2006)	ACI 350.3-06 (2006)
I	1,25	0,8	1,5	1,0	1,25
Características	Retirado do ACI 350.3	Tipo do líquido armazenado	Tipo do líquido armazenado	classe de risco do evento sísmico (se baixo, médio ou alto) e do líquido armazenado. Neste caso, água potável	Definido em função da natureza do líquido armazenado

Todos valores utilizados são função do tipo de líquido armazenado e o risco que ele poderá trazer caso colapse durante a ação do sismo. Outro ponto considerado é a necessidade de utilização do reservatório no pós-sismo. São considerados nesse caso tanques para armazenamento de água potável e para combate a incêndio. No EUROCODE 8 (2006), os valores são determinados de acordo com os anexos nacionais de cada país, ou seja, cada nação apresentará valores próprios. A norma japonesa AIJ (2010) reitera que além do tipo do líquido reservado, a altura total da estrutura é essencial para calcular o valor de I.

Os fatores de modificação de resposta utilizados em cada modelo analítico estão descritos na Tabela 8.4.

Tabela 8.4: Fatores normativos de modificação de resposta elástica.

Fator de modificação de resposta						
NBR 15421 (2006)		AIJ (2012)	GDSMA (2015)	EUROCODE 8 (2006)	ACI 350.3-06 (2006)	
R _i	R _c				R _i	R _c
2,0	1,0	0,45	2,0	1,0	2,0	1,0

A norma indiana GDSMA (2014) utiliza como parâmetro de definição o tipo de material do reservatório associado ao de reservatório (se apoiado no solo, elevado ou enterrado) e a condição de apoio do mesmo. Para todas as normas considerou-se a condição de engaste no reservatório do modelo. A japonesa, por sua vez, adota como parâmetro somente o material que o constitui.

Os valores empregos na NBR 15421(2006) são os considerados no ACI 350.3, já que a norma brasileira não apresenta parâmetros próprios para reservatórios. Há em sua prescrição um valor para a parcela convectiva e outro para a impulsiva. A AIJ (2012), por sua vez, utiliza um fator de 0,45, o qual está associado ao concreto armado e as propriedades de deformação específica plástica da estrutura. O coeficiente do EUROCODE 8 (2006) utilizado é igual à 1e isto se deve à baixa capacidade de dissipação de energia dessas estruturas, pois seu comportamento é estritamente inelástico. Caso se conheçam as fontes de dissipação da energia e se possa quantificá-las, outro valor pode ser usado.

As propriedades dos solos da região de implantação do reservatório são determinantes no processo de propagação das ondas sísmicas, pois dependendo do grau de compacidade as ondas sísmicas podem se propagar de maneiras distintas. Além disso, essas propriedades definem o qual suscetível é o solo ao fenômeno da liquefação. Os tipos e considerações empregados em cada norma estão apresentados na Tabela 8.5.

Tabela 8.5: Classificação do solo.

Tipo de solo					
Norma avaliada	NBR 15421(2006)	AIJ (2012)	GDSMA (2015)	EUROCODE 8 (2006)	ACI 350.3-06 (2006)
Classificação	Tipo D	Tipo III	Tipo II	Tipo C	Tipo D
Características	Solo rígido ($15 \leq \text{NSPT} \leq 50$)	Aquele que não se conhece as propriedades do solo	Solos médios com $10 < N < 30$.	Solo com Velocidade média de ondas de corte entre 180 e 360 m/s, NSPT entre 15 e 50; Resistência ao cisalhamento na condição não drenada entre 70 e 250	solo rijo, com N SPT entre 15 e 50
Cidade	Rio Branco (Acre)	Yokohama (Japão)	Mumbai (Índia)	Lisboa (Portugal)	Reeseville, Carolina do Sul (Estados Unidos)

O tipo de solo, bem como sua classificação utilizada nos cálculos das solicitações foram obtidas segundo os valores de NSPT de cada camada, suas espessuras e classificação granulométrica. Além disso, excetuando à AIJ (2010), todas as outras utilizam também a velocidade de ondas ao corte para realizar a classificação do solo. Foram escolhidas regiões e cidades com as mesmas características sísmicas e aceleração do solo da Cidade de Rio Branco, no Acre.

9 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados apresentados nessa seção foram obtidos na análise do reservatório cilíndrico apresentado no capítulo anterior, considerando as normas EUROCODE 08 parte 06 (2006), GSDMA (2014), AIJ (2010), NBR15421(2006) e ACI 350.3 (2006). Os parâmetros empregados buscaram uniformizar o problema para um evento sísmico de mesmas características. Os códigos que não apresentaram seções específicas sobre estruturas de reservatórios foram utilizados os dados da norma Americana ACI 350.3 (2006) como referência auxiliar. Dessa forma, foram calculados os seguintes solicitações e parâmetros

- força cortante na base do reservatório;
- momento de flexão na base;
- momento de tombamento;
- alturas impulsiva e convectiva;
- massa convectiva e impulsiva;
- parcelas convectivas e impulsivas do período natural.

Os modelos implementados em elementos finitos, por meio do programa Abaqus foram calibrados com os espectros de projeto de cada norma. Assim, foi possível realizar uma análise mais adequada entre os modelos analíticos e os desenvolvidos em MEF.

a. Resultados encontrados dos modelos analíticos

Os coeficientes sísmicos foram calculados inicialmente pela relação HL/D ou HL/R , para o caso do código europeu. Todos os valores encontrados e adotados foram listados na Tabela 9.1 . Os parâmetros C_i e C_c entram no cálculo dos valores dos períodos de oscilação impulsiva e convectivas, respectivamente. As relações adimensionais $\frac{m_i}{m_l}$ e $\frac{m_c}{m_l}$ definem qual o valor da massa do líquido será contabilizado na parcela convectiva ou na impulsiva. Com as relações $\frac{h_i}{h_l}$ e $\frac{h_c}{h_l}$ obtêm-se as alturas de cada uma dessas massas no reservatório. Tais parâmetros são importantes para calcular os momentos de tombamento.

Tabela 9.1: Coeficientes sísmicos das parcelas impulsivas e convectivas.

Parâmetros para as componentes impulsiva e convectiva					
Parâmetro	Código				
	NBR 15421	AIJ	GDSMA	EUROCOD E 8	ACI 350.03
Ci	9,104	–	4,5946	6,452	9,1037
Cc	0,841	–	3,276	1,48	0,8409
mi / ml	0,848	–	0,8483	0,793	0,8483
mc / ml	0,198	–	0,198	0,207	0,198
md / ml	–	–	–	0,434	–
hi / hl	0,419	–	0,4982	0,451	0,4193
hc / hl	0,772	–	0,7123	0,779	0,7724
hd / hl	–	–	–	0,514	–
h'i / hl	0,111	–	0,45	0,487	0,1109
h'c / hl	0,779	–	0,779	0,785	0,779

A Tabela 9.2 apresenta os valores das massas convectivas e impulsivas segundo o procedimento de cálculo de cada referência normativa. Os valores apresentados pela NBR 15421 (2006) e ACI 350.03 (2006) são iguais, já que a metodologia empregada foi a mesma. Assim, tomando-se como referência os valores calculados pela norma americana percebe-se que o valor da massa convectiva obtida segundo o EUROCODE 8 (2006) é 2,07% superior. Comparando-se ao código indiano é 1,94% inferior. O procedimento de referência do código do AIJ (2014) não utiliza essa metodologia de divisão de massas, logo não faz menção a essas parcelas.

Para a massa impulsiva, o valor para a NBR15421 (2006) é 9,04% maior do que o obtido pela norma europeia. Em relação à norma GDSMA (2012), o valor se mantém constante e igual à 1,94%, variação essa encontrada anteriormente na massa convectiva. As alturas convectivas, para todos os casos, apresentaram pequenas variações de até 0,02 m. Nas alturas das massas impulsivas, tomando-se como referência novamente à NBR 15421 (2006), ficou de 0,29 m para o caso do EC-8 (2006) e 0,71 m para o código indiano. Essas informações são apresentadas na Tabela 9.2.

Tabela 9.2: Valores das alturas e massas convectivas e impulsivas.

Dados sísmicos						
Parâmetro	HL	NBR 15421	AIJ	GDSMA	EUROCODE 8	ACI 350.3-06
Massa convectiva m_c (kg)	9,00 m	85681,0	–	84053,0	87460,0	85681,0
Massa impulsiva m_i (kg)		367120,0	–	360150,0	336670,0	367120,0
Altura impulsiva h_i (m)		3,77	–	4,49	4,06	3,77

Para o cálculo dos períodos naturais e dos espectros de resposta elástica é necessário definir os fatores de amortecimento crítico dos materiais. Cada referência normativa tem um conjunto de diretrizes próprias para sua especificação. Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 9.3 a seguir. A norma japonesa AIJ (2014) define o fator de amortecimento em função do tipo de condição de apoio considerado no modelo estrutural. O GDSMA (2012) especifica de acordo com o material componente da estrutura e um valor fixo para a parcela convectiva. Nesse caso para o concreto, a componente convectiva assume o valor de 0,5%. A norma ACI 350 (2006) considera que para ambas deve-se considerar o mesmo valor de 0,05% de amortecimento. Para a NBR 15421(2006), por não abordar as estruturas de reservatório em suas prescrições foram adotados os valores da norma americana. O código europeu EC-8 parte 4 prevê valores fixos para a parcela impulsiva e outro para convectiva. Ambos independem do líquido reservado e do material constituinte do reservatório. Os fatores de amortecimento estão apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3: Fator de amortecimento.

Código	Parcela impulsiva	Parcela Convectiva
AIJ (2014)	0,10%	0,50%
GDSMA (2012)	5,0%	0,5%
NBR 15421(2006)	0,05%	
ACI 350.3 (2006)	0,05%	
EUROCODE 8 (2006)	5,0%	0,05%

Na Tabela 9.4 tem-se os valores dos períodos naturais do sistema, segundo cada referência normativa. De acordo com as recomendações da AIJ (2014) não há uma separação entre as parcelas convectivas e impulsivas do reservatório. Os valores encontrados segundo o procedimento de cálculo da norma americana referem-se ao primeiro modo de vibração do sistema reservatório-líquido. Em sua metodologia o ACI 350.3(2006) *apud* Veletsos e Shivakumar (1997) propõe inicialmente calcular as frequências naturais. Essas são função das propriedades do material e da conformação geométrica, nesse caso, uma geometria cilíndrica. Analisando-se os valores encontrados pelo ACI 350.03 (2006) percebe-se que, para a parcela impulsiva é 0,39% inferior ao valor encontrado pelo EUROCODE e 1,10% inferior ao obtido seguindo-se à metodologia do GDSMA (2010). No caso da componente convectiva, os valores encontrados pelo ACI 350.3 (2006) foram 0,055% inferiores aos apresentados pelo EUROCODE 8(2006), e iguais ao previstos pelo código GDSMA (2012).

Tabela 9.4: Períodos naturais da estrutura.

Período natural	NBR 15421	AIJ	GDSMA	EUROCODE 8 Parte 04	ACI 350.3
Período impulsivo (T_i)	1,226	0,0637	1,2395	1,2308	1,226
Período convectivo (T_c)	2,9118		2,9118	2,9134	2,9118

Os valores apresentados na Tabela 9.5 abaixo representam os espectros de resposta elástica devido à aceleração horizontal do solo. O código europeu faz uma distinção dos espectros e divide-os em tipo I e II, de acordo com a distância do epicentro do evento sísmico ao local de implantação da estrutura em análise. O espectro de resposta dependerá do tipo de solo e de suas características geotécnicas. As normas NBR 15421(2006) e GDSMA(2012) não apresentam prescrições para a construção dos espectros de resposta de projeto.

Tabela 9.5: Espectros de resposta elástica.

Massa associada	NBR 15421 (2006)	AIJ (2012)	GDSMA (2012)	EUROCODE 8 (2006)		ACI 350.03 (2006)	
				Tipo I	Tipo II	Período curto	Período longo
Parcela Impulsiva	–	9,81	–	2,9725	1,785	1,6324	9,1037
Parcela convectiva	–		–	0,8622	0,3186		

a) Força cortante na base – na Figura 9.1 a seguir encontram-se os valores das cortantes na base do reservatório. Estes valores foram calculados segundo as prescrições de cada norma. Com exceção da norma europeia EC-8, todas as outras utilizadas no estudo definem um valor para a componente impulsiva, que representa o conjunto reservatório mais líquido que se desloca junto às paredes da estrutura e a parcela convectiva que é a superfície livre do líquido. Além disso, exceto no EUROCODE 8, uma força cortante resultante de projeto, a qual foi calculada e apresentada na Tabela 9.6 e é equivalente ao valor da combinação das duas parcelas. A aceleração utilizada foi de 0,15g. Comparando-se os valores da resultante calculada pela NBR 15421 (2006) com a obtida pelo código japonês, vê-se que o calculado pela referência brasileira é 275,3% maior que o japonês e 460,19% superior que o GDSMA (2012). Em relação ao ACI 350.3, a referência brasileira é 110,72% maior. Para o EC-8, o tipo I, é 64,53% superior ao valor calculado pela norma brasileira. Os resultados da NBR 15421 (2006) é 106,30% superior ao encontrado empregando-se dados sísmicos do tipo II.

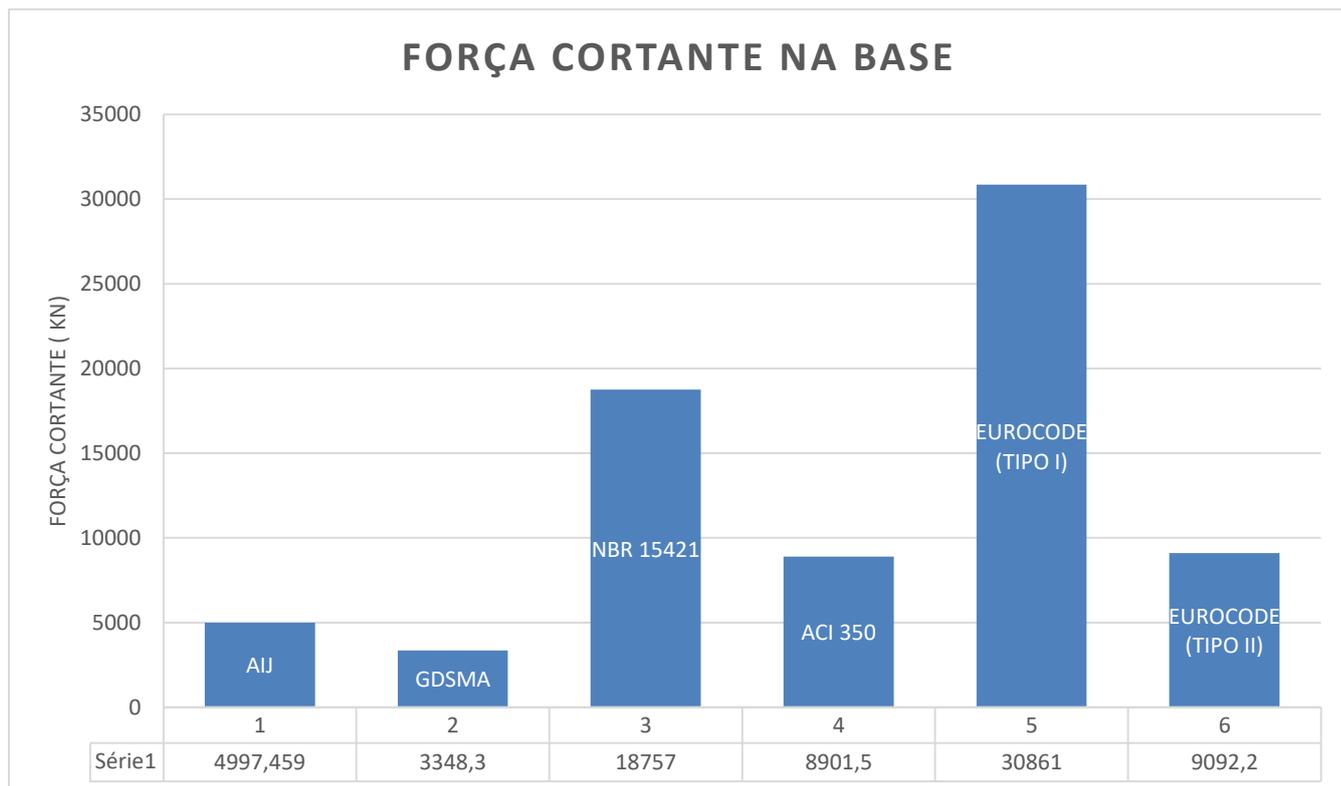


Figura 9.1: Força cortante na base do reservatório

- b) Momento de flexão na base – os principais códigos para o dimensionamento de reservatórios sismo-resistentes utilizam duas metodologias para obter os valores do momento de flexão: EBP, o qual não considera a pressão na base do reservatório e o IBP que considera a pressão gerada pelo encontro entre a fundação e as paredes do reservatório. O EC-8 (2006) e o código AIJ (2010) não mencionam o caso IBP. Comparando os resultados calculados percebe-se que o momento de flexão encontrado pela AIJ (2010) é 37,79% superior ao descrito pela NBR 15421(2006). Já em relação à Norma Indiana GDSMA (2014), a norma brasileira é 109,09% maior. Analisando a NBR 15421 (2006) em relação à norma ACI 350.3(2006), o valor calculado de acordo com a referência americana é 30,27% superior à brasileira. Para o cálculo de acordo com o EUROCODE 8 (2006), o valor obtido de acordo com a NBR 15421 (2006) é 318,48% inferior para o tipo I e 23,74% menor para o tipo II. Em ambos os casos a norma europeia mostrou-se mais conservadora que a norma brasileira. Os resultados obtidos para os casos EBP e IBP, respectivamente, estão apresentados na Figura 9.2 e 9.3

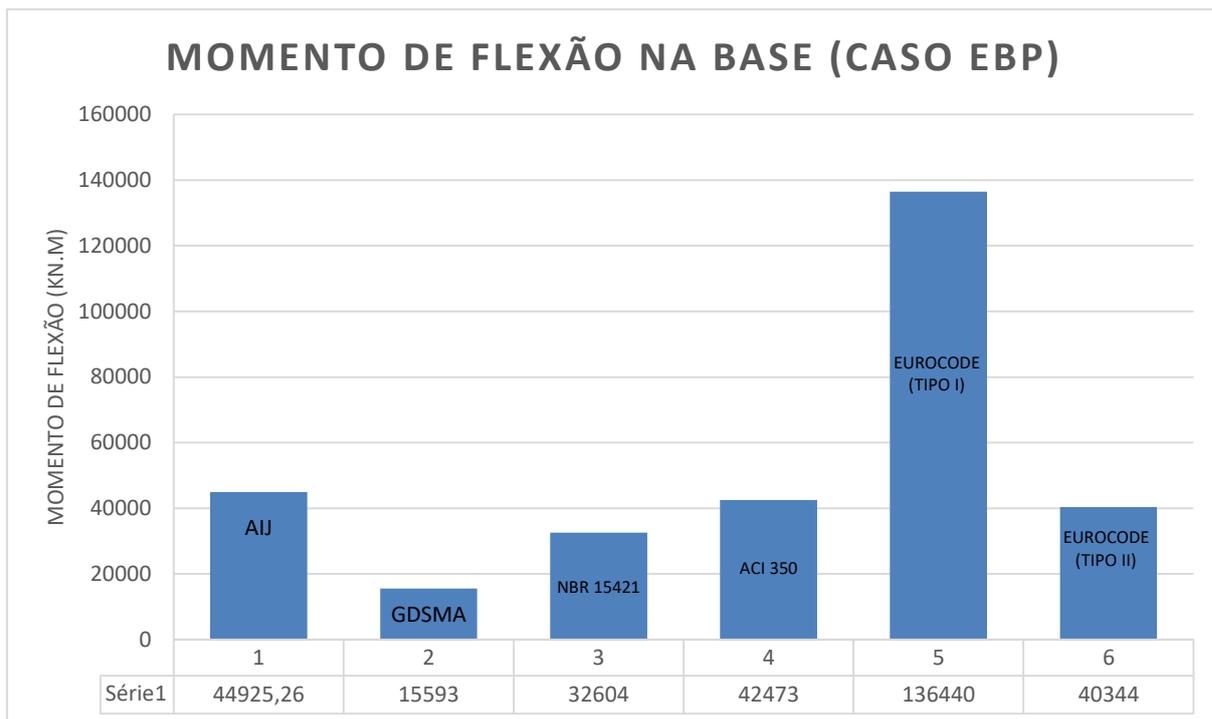


Figura 9.2: Momento de flexão na base do reservatório (Caso EBP)

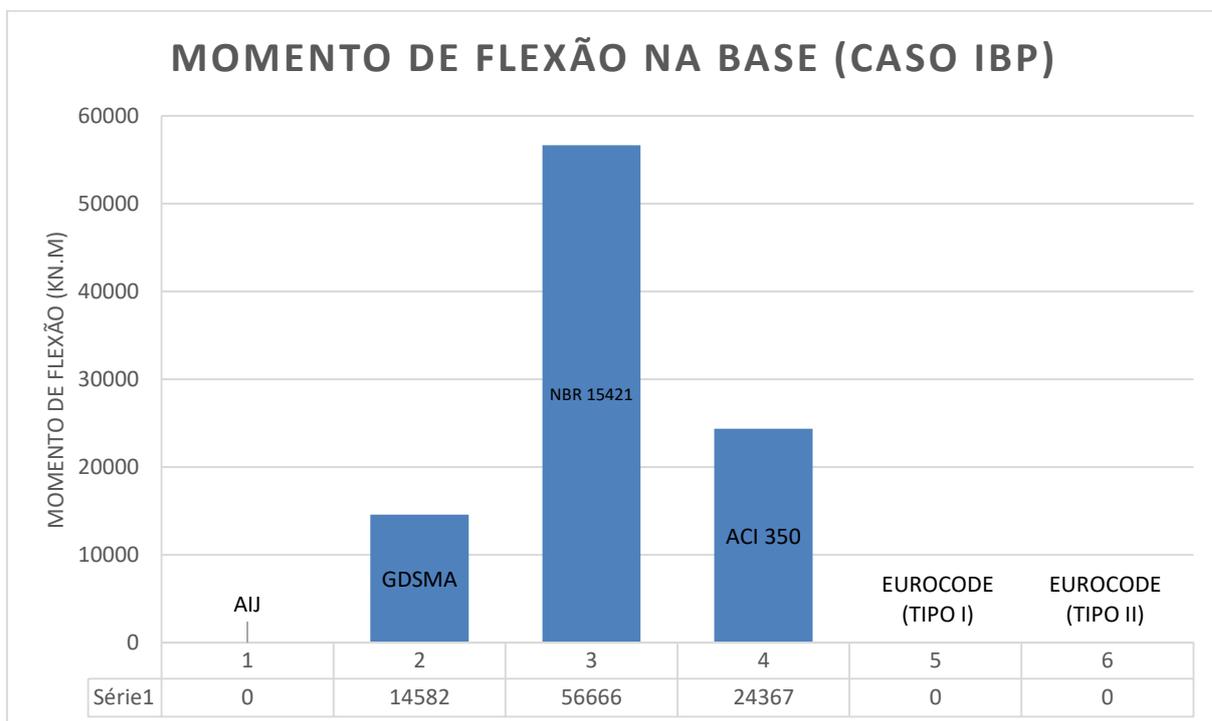


Figura 9.3: Momento de flexão do reservatório (Caso IBP)

c) Momento de tombamento – na Figura 9.4 a seguir encontram-se os valores calculados para a verificação ao tombamento da estrutura. A norma AIJ (2010) não faz menção ao momento de tombamento para estruturas de reservatórios apoiados no solo. Comparando-se a GDSMA (2014) à NBR15421(2006), os valores da norma indiana foram 203,79% maiores

que a brasileira. Os valores encontrados pelo ACI 350.03 (2006), foram 253,0% superiores ao da NBR15421 (2006). No caso do código europeu, para o tipo I os valores calculados foram 747,18% superiores e 148,67%. Novamente as maiores diferenças foram encontradas no EUROCODE 8 parte 04 (2006).

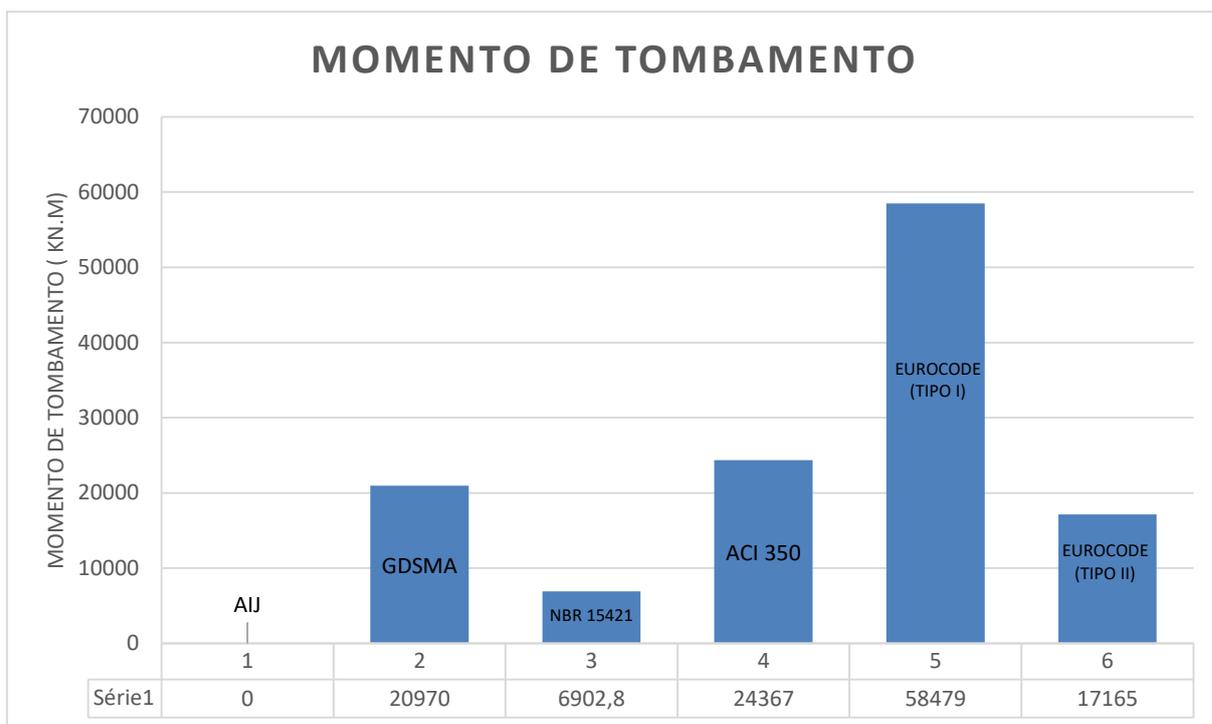


Figura 9.4: Momento de tombamento do reservatório.

10 CONCLUSÕES

Nessa seção são apresentadas as conclusões obtidas da análise realizada pelos modelos analíticos das normas EUROCODE 8 (2006), ACI 350.03 (2006), NBR 15421 (2006) AII (2012) E GDSMA (2012), para um reservatório cilíndrico concebido na cidade de Rio Branco, Acre.

Os parâmetros sísmicos obtidos segundo o ACI 350.03 (2006) e as normas NBR 15421(2006) e GDSMA (2012) são muito próximos, sendo, para alguns parâmetros iguais. Isto se deve a semelhança no método de cálculo de cada um que é baseado no modelo proposto por Housner. Os coeficientes de massa convectiva e impulsiva são importantes, porque definem quanto da parcela total da massa é convectiva, ou seja, a parcela do líquido que oscila com a sua superfície livre, a qual causará as ondas de *sloshing* e quanto é a impulsiva que oscilará em conjunto com as paredes do reservatório. Os coeficientes de altura convectiva e impulsiva definem as alturas dos centros de gravidade das massas convectiva e impulsiva, o que também não apresentaram relevantes variabilidades no experimento aqui apresentado. A definição de seus valores é importante para obtenção dos braços de alavanca nos momentos na base e nos momentos de tombamento. A norma AII (2012) não faz distinção entre os tipos de massas compostas pela parte superficial do líquido (componente convectiva) e pela estrutura mais maior parcela líquido (componente impulsiva), o que torna seus resultados mais conservadores, já que a massa da água é maior que a da estrutura. Com relação aos períodos naturais obtidos em cada norma os valores diferiram entre si, em menos de 1%, apesar de cada norma relacionar parâmetros distintos.

As forças cortantes na base são calculadas conforme contribuição da parcela impulsiva e da convectiva. Dentre as cinco normas os valores mais conservativos foram os obtidos na metodologia do EUROCODE 8. Isto se deve ao procedimento de cálculo do espectro de resposta elástico, o qual é função direta das características do terreno. O momento de flexão na base foi obtido considerando a inclusão ou exclusão da pressão na base do reservatório - prescrito em todas as normas exceto no EUROCODE 8 e na AII, que preveem um único valor - Os maiores valores encontrados foram novamente os calculados de acordo com os preceitos do código EUROCODE 8, o qual também utiliza o espectro de resposta elástico em sua obtenção. Os momentos de tombamento apresentaram variação entre 6902 kN.m e 58479 kN.m. O menor valor encontrado foi o prescrito pela NBR 15421 (2006). Isto ocorre, porque a norma brasileira não apresenta disposições mínimas para o cálculo de estruturas de reservatórios, o que ocorre em todos os outros esforços solicitantes. O maior

valor foi obtido de acordo com método descrito na norma europeia, ratificando assim o seu caráter mais conservador em comparação as outras normas.

O código NBR 15421 (2006) foi concebido prioritariamente para edificações, apresentando alguns parâmetros que podem ser aplicados em estruturas especiais, sob auxílio de uma norma mais específica. Percebe-se que os valores encontrados podem subestimar as ações, o que pode ser danoso em análises mais detalhadas.

11 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Com o intuito de complementar os estudos iniciados neste trabalho recomenda-se:

- realizar a variação da altura da superfície livre do líquido para se quantificar de maneira mais efetiva qual a sua contribuição na resposta final do reservatório;
- implementar modelos mais completos, considerando também a parcela da interação solo-estrutura;
- construir modelos experimentais para que se possa ensaiar condições mais reais e analisar a resposta final do reservatório, considerando-se a interação fluido-estrutura;
- propor um sistema de atenuadores sísmicos e analisar qual foi o acréscimo referente às amplitudes, dissipação de energia e sua interferência na interface fluido-estrutura;
- realizar a análise da interação fluido-estrutura utilizando-se o método clássico do IFE e comparar a solução encontrada com o método ALE.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. Abaqus/CAE user's guide. Dassault Systèmes Simulia Softwares. USA, 2014.
- ACI COMMITTEE 350, Seismic design of liquid-containing concrete structures and commentary (350.3R-01) American Concrete Institute. Farmington Hills, USA:2001. 53p.
- ALMEIDA, F. S. Desenvolvimento de ferramentas computacionais para análise de interação fluido-estrutura incluindo não linearidade geométrica. Tese de Doutorado. Programa de Pós - graduação em Engenharia Civil. UFGRS, 2006.
- AMARANTE, J. C. Instabilidade estrutural de reservatório d'água elevado sob ação sísmica. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 2004.
- ARNOLD, C.; REITHERMAN, R. Configuración y diseño sísmico de edificios. Cidade do México, México: Limusa, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- BELOSTOSKY, A. M. About finite element analysis of fluid - Structure interaction problems. XXXIII R- S- P Seminar, Theoretical Foundation of Civil Engineering, 2014. pp. 37-42
- BRAR, G. S.; SINGH, S. An experimental and CFD analysis of sloshing in a tanker. 2nd international conference on innovations in automation and Mechatronic engineering. Editora Elsevier, 2014. .
- CHOUN, Y. S. Sloshing response of liquid storage tanks subjected to earthquakes with different peak to velocity ratios. 15 th World Conference Earthquake Engineering. Lisboa, 2012.
- COMITE EUROPEO DE NORMALIZAÇÃO. Eurocódigo 8: Projeto de estruturas ára resistência aos sismos- Parte 4: Silos, depósitos y tuberias. Espanha 2004. 62p.
- CONDORI, M. P. Ações sísmicas sobre reservatórios cilíndricos de concreto armado apoiados sobre solo. Dissertação de mestrado. faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, 2013.
- DANTAS, R. O. Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistente. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2013.
- DONNEYS, C. A. Análise de estruturas de edifício alto submetidas a carregamento sísmico pela técnica do meio contínuo. Dissertação de mestrado. USP/São Carlos, 2015.
- ESWARAN, M.; REDDY, G. R. Liquid sloshing in fuel storage bays of advanced reactor subjected to earthquake loading. 12th international Conference on vibration problems ICOVP 2015. Editora Elsevier, Mumbai, India.

FERNANDES, J. W. Interação fluido-estrutura com escoamentos incompressíveis utilizando o método dos elementos finitos. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil, USP São Carlos, 2016.

SÁNCHEZ FILHO, E. S. Notas de aulas: Teoria das cascas esbeltas. PUC-RJ. Rio de Janeiro, 2014.

GHAEMMAGHAMI, A. Dynamic time-history response of concrete rectangular liquid storage tanks. Thesis in Doctor of Philosophy. Program of Civil Engineering, 2010.

GUIMARÃES, A. E. Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado. Dissertação de mestrado. USP/São Carlos, 2015.

HANAI, J. B. Reservatórios com parede ondulada. Tese de doutorado. USP/São Carlos, 1981.

HOUSNER, G. W., E HAROUN, M. A. Dynamic analyses of liquid storage tanks. Technical Information (TID) Document 7024 U. S. Atomic Commission, Chapter 6, pp. 431-438, 1951.

JABAR, A. M.; E PATEL, H. S. Seismic behaviour of rc elevated water tank under different staging pattern and earthquake characteristics. International Journal of Advanced Engineering Research and Studies, pp. 293-296, 2012.

JONES, M. R. Buckling of bars, plates and shells. Virginia: Bull Ridge publishing, 2006.

JUNIOR, L. C. Uma aplicação dos métodos dos elementos finitos e diferenças finitas à interação fluido-estrutura. Brasília, DF: Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2006.

JÚNIOR, W. L. Análise fluido estrutural utilizando o ANSYS. 17º Simpósio do Programa de Pós - graduação em Engenharia Mecânica, 2007.

LEFRANÇOIS, E.; E BOUFFLET, J. P. An Introduction to fluid-structure interaction: application to the Piston Problem. Society for Industrial and Applied Mathematics, 52 No. 4, pp 747-767, 2010.

MENESES, M. B. Análise e dimensionamento estrutural de um reservatório cilíndrico em betão armado. Dissertação de mestrado. Instituto Técnico de Lisboa, 2013.

MORAIS, M. V. Modelagens numéricas pelo método dos elementos finitos em problemas de interação fluido-estrutura. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, UNB, 2000.

OLSON, L. G., E BATHE, K.-J. A study of displacement-based fluid finite elements for calculating frequencies of fluid - structure systems. Nuclear Engineering and Design, pp. 137-151, 1983.

PARISENTI, R. Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos. Dissertação de mestrado. PPGEC, UFSC, 2011.

PEDROSO, L. J. Alguns aspectos da interação fluido-estrutura em estruturas "off-shore". (C. Programa de Engenharia Civil, Ed.) Dissertação de Mestrado, 1982.

PINHO, L. R. **Projecto de tanques metálicos circulares de grandes dimensões sob acções regulamentares estáticas e sísmicas: a influência de fundações elásticas.** Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2009.

SOUZA, C. E. **Comparação entre os resultados obtidos em modelos completos e simplificados na análise sísmica de uma estrutura da indústria nuclear.** Dissertação de mestrado. Programa de Projeto de Estruturas/ UFRJ, 2015.

TIMOSHENSKO, S.; E WOINOWSKY- KRIEGER, S. **Theory of plates and shells.** New York: McGraw-hill Book Company, 1976.

VAKILAADSARABI, A.; MIYAJIMA, M.; MURATA, K. **Study of the sloshing of water reservoirs and tanks due to long period and long duration seismic motions.** 15 th World Conference Earthquake Engineering. Lisboa, 2012.

VASCONCELOS, Z. L. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado.** Dissertação de mestrado. USP/São Carlos, 1998.

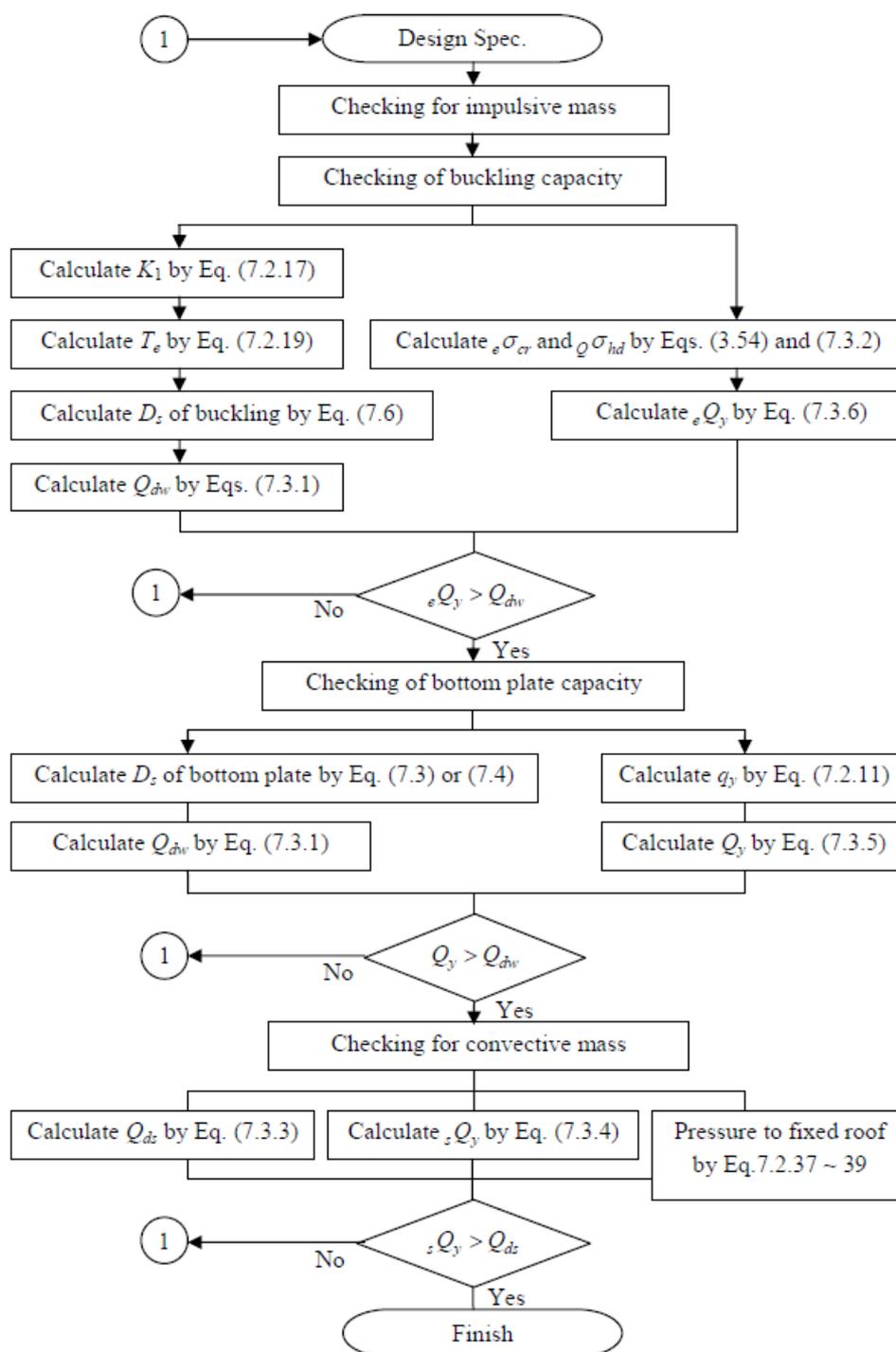
VENTSEL, E.; KRAUTHMMER, T. **Thin Plates and shells: Theory, analysis and applications.** New York: Marcel Dekker, inc, 2001.

VENTURINI, W. S. **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos.** Dissertação de mestrado. USP/São Carlos, 1977.

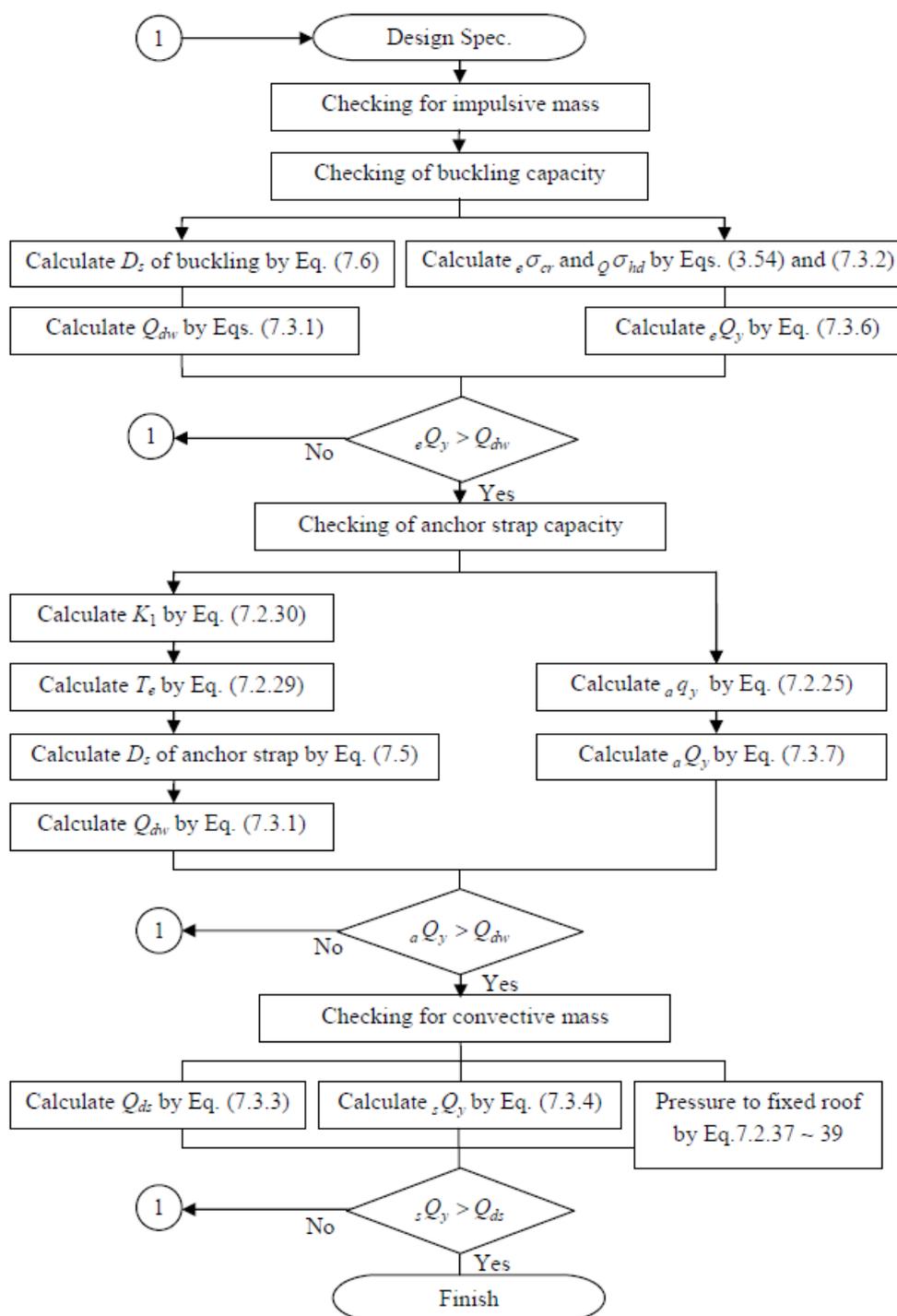
ZIEKIEWICZ, O.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method (Vol. 2).** UK: McGraw-Hill, 1989.

ZURITA, E. B.; PIRALLA, R. M. **Manual de diseño sísmico de edificios.** Cidade do México: Limusa Noriega, 1990.

ANEXOS



A.1: Fluxograma do projeto de um reservatório cilíndrico sismo-resistente, não ancorado, segundo à AIJ (2014).



A.1: Fluxograma do projeto de um reservatório cilíndrico sismo-resistente ancorado segundo à AIJ (2014)

07/05/2017

U.S. Seismic Design Maps

U.S. Geological Survey - Earthquake Hazards Program

ANÁLISE DE RESERVATÓRIO

Latitude = 33.207°N, Longitude = 80.624°W

Location



Reference Document

2015 NEHRP Provisions

Site Class

D (default): Stiff Soil

Risk Category

IV e.g. (Essential Facilities)

$$S_5 = 0.696 \text{ g}$$

$$S_{MS} = 0.865 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 0.577 \text{ g}$$

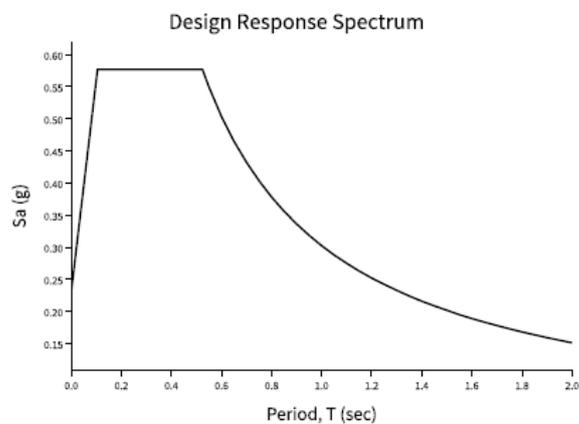
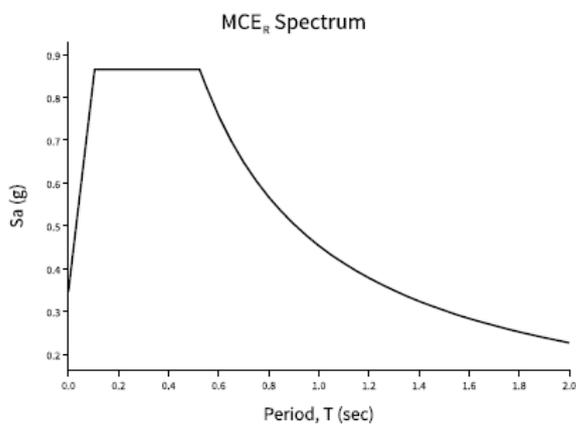
$$S_1 = 0.208 \text{ g}$$

$$S_{M1} = 0.453 \text{ g}^1$$

$$S_{D1} = 0.302 \text{ g}^1$$

¹ Since the Site Class is D and $S_1 \geq 0.2 \text{ g}$, site-specific ground motions might be required. See Section 11.4.7 of the 2015 NEHRP Provisions.

A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense



A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense

Site Coefficients and Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameters

Risk-targeted Ground Motion (0.2 s)

$$C_{RS}S_{SUH} = 0.887 \times 0.785 = 0.696 \text{ g}$$

Deterministic Ground Motion (0.2 s)

$$S_{SD} = 1.500 \text{ g}$$

$$S_s \equiv \text{"Lesser of } C_{RS}S_{SUH} \text{ and } S_{SD}\text{"} = 0.696 \text{ g}$$

Risk-targeted Ground Motion (1.0 s)

$$C_{RI}S_{1UH} = 0.901 \times 0.230 = 0.208 \text{ g}$$

Deterministic Ground Motion (1.0 s)

$$S_{1D} = 0.600 \text{ g}$$

$$S_1 \equiv \text{"Lesser of } C_{RI}S_{1UH} \text{ and } S_{1D}\text{"} = 0.208 \text{ g}$$

Table 11.4-1: Site Coefficient F_a

Site Class	Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B (measured)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B (unmeasured)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D (determined)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
D (default)	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
E	2.4	1.7	1.3	1.2 *	1.2 *	1.2 *
F	See Section 11.4.7					

* For Site Class E and $S_s \geq 1.0$ g, see the requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.7 of the 2015 NEHRP Provisions. Here the exception to those requirements allowing F_a to be taken as equal to that of Site Class C has been invoked.

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

For Site Class = D (default) and $S_s = 0.696$ g, $F_a = 1.243$

A2: Parâmetros sísmicos obtidos segundo site do Serviço geológico Estadunidense