



MIRIAM PATRICIA CHOQUEHUANCA CONDORI

**AÇÕES SÍSMICAS SOBRE RESERVATÓRIOS
CILÍNDRICOS DE CONCRETO ARMADO APOIADOS
SOBRE SOLO**

CAMPINAS - SP

2013



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

MIRIAM PATRICIA CHOQUEHUANCA CONDORI

**AÇÕES SÍSMICAS SOBRE RESERVATÓRIOS
CILÍNDRICOS DE CONCRETO ARMADO APOIADOS
SOBRE SOLO**

Orientador: Dr. ISAIAS VIZOTTO

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na
área de Estruturas.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA MIRIAM PATRICIA
CHOQUEHUANCA CONDORI E ORIENTADA PELO PROF.
DR. ISAIAS VIZOTTO.

CAMPINAS - SP

2013

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

C456a Choquehuanca Condori, Miriam Patricia, 1978-
Ações sísmicas sobre reservatórios cilíndricos de concreto armado apoiados sobre solo / Miriam Patricia Choquehuanca Condori. – Campinas, SP : [s.n.], 2013.

Orientador: Isaias Vizotto.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Cascas de concreto. 2. Concreto armado. 3. Método dos elementos finitos. I. Vizotto, Isaias, 1955-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Seismic actions on reinforced concrete cylindrical tanks

Palavras-chave em inglês:

Reinforced concrete shells

Reinforced concrete

Finite element method

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Isaias Vizotto [Orientador]

David de Carvalho

Cilmar Donizeti Baságlio

Data de defesa: 29-07-2013

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**AÇÕES SÍSMICAS SOBRE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS DE
CONCRETO ARMADO APOIADOS SOBRE SOLO**

Miriam Patricia Choquehuanca Condori

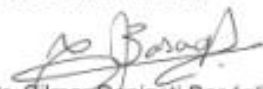
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Isaias Vizotto
Presidente e Orientador/UNICAMP/FEC



Prof. Dr. David de Carvalho
UNICAMP/FEAGRI



Prof. Dr. Oílmar Donizeti Baságlio
USP/EESC

Campinas, 29 de Julho de 2013

Dedico este trabalho a minha família.

- Pai Mariano (in memoriam);
- Mãe Luisa;
- Minhas irmãs Luisa e Maria.

Agradecimentos

A Deus Todo poderoso! Por dar-me a oportunidade de viver e por estar comigo em cada passo que dou, por ter-me dado saúde para conseguir meus objetivos, por fortalecer meu coração e iluminar minha mente e por ter colocado no meu caminho pessoas para me ajudar durante todo o período de estudo.

Com muito carinho e amor para minha família pelo apoio nestes anos de estudo.

Agradeço ao meu falecido pai que não pode testemunhar esta importante etapa da minha vida.

Obrigada mãe pelo incansável apoio em todos os sentidos e compreender a minha ausência nos momentos difíceis acontecidos.

À minha irmã Luisa, pelo exemplo de amor, humildade e bondade. À minha irmã Maria, pelo companheirismo e carinho constantes. À minha tia Filomena e ao meu tio Juan, pelo apoio e preocupação.

À Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), pela oportunidade de estudar na instituição, e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de mestrado.

Ao Professor e orientador Dr. Isaias Vizotto pela atenção, paciência nos inúmeros e-mails e reuniões e pela dedicação dispensados no auxílio para a concretização desta pesquisa.

Agradeço também ao Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior pela amizade e disposição para me ajudar, muito obrigada por tudo.

À Prof.^a Dra. Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva por me auxiliar com muita boa vontade.

Ao Milton pelo carinho, ajuda e apoio no início do mestrado, por todas as vezes que me fez companhia, por todas as vezes que me fez rir.

A todos os amigos conquistados neste período, que me ajudaram a suportar a saudade e cooperaram de alguma forma para o fechamento desta etapa da minha vida. São conquistas tão

valiosas quanto o título que vim buscar no Brasil. Minha especial gratidão às seguintes pessoas: Renata, Catherine, Daphne, Bibiana, Marisol, Maya, Dennin, e Denis.

Enfim, a todos que de alguma forma torcem pelo meu sucesso e que contribuíram de um modo marcante neste estudo.

Tenha coragem, vá em frente!

Determinação, coragem e autoconfiança são fatores decisivos para o sucesso. Não importam quais sejam os obstáculos e as dificuldades. Se estivermos possuídos de uma inabalável determinação, conseguiremos superá-los. Independentemente das circunstâncias, devemos ser sempre humildes, recatados e despidos de orgulho.

Dalai Lama

RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar a teoria atual e estudar o comportamento dinâmico de reservatórios cilíndricos de concreto armado, apoiados no solo, para armazenagem de líquidos e submetido a ações sísmicas, baseado nas normas vigentes nos EUA (ACI 350), Europa (EUROCODE 8), Peru (NTE 030) e Brasil (NBR 15421). São utilizadas diferentes tipos de análises a fim de verificar, através da comparação de resultados, se as normas e recomendações disponíveis hoje em dia são equivalentes e adequadas para a realidade brasileira. Entre os modelos para a análise hidrodinâmica temos os modelos de Malhortra, Haroun, Newmark & Rosemblyeth e o modelo mecânico de G. W. Housner, sendo este último o procedimento para projetos sísmicos mais comuns para reservatórios rígidos onde a pressão hidrodinâmica do líquido é considerada dividida em duas partes: uma pressão impulsiva (impacto do líquido) e outra parte convectiva (oscilação do líquido). No Brasil não existe uma norma específica para o projeto de reservatórios de concreto armado. A utilização da NBR 15421 “Estruturas Resistentes a Sismo-Procedimento,” poderia ser insuficiente para o projeto, e possivelmente ao complementá-la com as normas sugeridas neste trabalho (ACI 350 e EUROCODE 08) há a possibilidade de encontrar contradições, ou, bem, diferenças significativas nos resultados. É apresentado o procedimento de projeto sísmico por meio de um caso prático, além dos modelos numéricos tridimensionais com a ajuda do programa SAP2000. Considerando as propriedades elásticas e geométricas do material, a geometria do reservatório de armazenagem e o espectro de resposta da análise modal, são avaliados a força cortante e o momento na base e altura máxima de onda, através da ACI 350.3-06, EUROCODE 08, NTE 030 e NBR 15421. É ainda apresentada a comparação dos procedimentos propostos pelas quatro normas, e a influência que cada uma delas representa neste tipo de análise. As normas americana e europeia são consideradas por serem duas referências importantes na análise dinâmica de reservatórios de concreto.

Palavras Chave: Ações Sísmicas, Reservatórios Cilíndricos, Concreto Armado, Estruturas em Casca.

ABSTRACTS

The purpose of this work will be to present the current theory and study the dynamic behavior of a reinforced concrete tank, with cylindrical form, supported in the floor, for the storage of liquid, based on the current codes in the USA (ACI 350), EUROPA (EUROCODE 8), Peru (NTE 030) and Brazil (NBR 15421), using different analysis types in order to verify by comparing results, if the codes and recommendations today are equivalent and appropriate for the Brazil reality. For the hydrodynamic analysis may mention the Malhortra, Haroun, Newmark & Rosembueth models and the mechanic model proposed by G. W. Housner, the latter being the most common procedure for rigid tank where the hydrodynamic pressure of the liquid is considered into two parts: a impulse pressure (impulse of the liquid) and a convective pressure (oscillation of the liquid). In Brazil there is no specific code for the design of reinforced concrete tanks. The use the code of Brazil: NBR 15421 Estruturas Resistentes a Sismo - Procedimento” could be insufficient for the project, and possibly complementing with the suggested codes in this work (ACI 350 and EUROCODE 08 codes), there are some possibilities to find contradictions, or, significant differences in the results. It presents the seismic design procedure through a practical case, besides presenting three-dimensional numerical models with the help of the SAP2000 program, considering the geometric and elastic properties of the material, the geometry of the storage tank and the spectral modal dynamic analysis. Are evaluated the shear force, moment at the base and maximum wave height, by ACI 350.3-06, EUROCODE 08, NTE 030 and NBR 15421. It will be presented the comparison of the procedures proposed by codes and the influence of each one of them presents in this analysis type. The American and European code are considered because they are an important reference in the dynamic analysis of concrete tanks.

Key-words: Seismic Actions, Cylindric Tanks, Reinforced Concrete, Shell Structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Vulcanismo, sismos e terremotos.....	1
Figura 1.2: Reservatório de águas residuais afetado pela liquefação em Japão	3
Figura 2.1: Divisão da terra em placas tectônicas e seus movimentos relativos (FRANÇA & ASSUMPÇÃO, 2008)	12
Figura 2.2: Tipos de borda.....	13
Figura 2.3: Tipos de falhas (SAUTER, 1989)	14
Figura 2.4: Falha de Pingvellir na Islandia e falha de San Andres na California (BALANDIER, 2003)	15
Figura 2.5: Processo da teoria da repercussão elástica (WAKABAYASHI&MARTINEZ, 1998)	16
Figura 2.6: Foco e epicentro (WAKABAYASHI&MARTINEZ, 1988)	16
Figura 2.7: Movimento das ondas	17
Figura 2.8: Registro de acelerações nas três componentes (BAZÁN&MELI, 2001)	19
Figura 2.9: Força de inercia.....	20
Figura 2.10: Modos de vibração de um sistema de 4 níveis ou 4 graus de liberdade	22
Figura 2.11: Colapso em bloco (LESTUZZI, 2008)	24
Figura 2.12: Fissuras em cruz em paredes de alvenaria (LESTUZZI, 2008)	25
Figura 2.13: Pavimento flexível ou soft-storey (LESTUZZI, 2008).....	25
Figura 2.14: Pilares com deformações laterais impedidas numa parte de sua altura (LESTUZZI, 2008).....	26
Figura 2.15: Prédios vizinhos sujeitos ao martelamento (LESTUZZI, 2008).....	26
Figura 2.16: Prédios com recalques nas fundações devido a liquefação.....	27
Figura 2.17: Mapa da sismicidade brasileira (BERROCAL, 1984)	29
Figura 2.18: Sismo de 4,9 Richter na cidade de Itacarambi/MG (MOTA, 2008)	30
Figura 3.1: Tipos de ligação entre a parede e a laje do reservatório (ICG, 2004).....	34
Figura 3.2: Junta de expansão parede (RODRIGUEZ, 2001)	35
Figura 3.3: Descontinuidade do reforço na junta (RODRIGUEZ, 2001).....	36

Figura 3.4: Pressão hidrostática reservatório base engastada.....	40
Figura 3.5: Reservatório estado inicial	43
Figura 3.6: Movimento do líquido no reservatório	43
Figura 3.7: Modelo dinâmico massa-mola	43
Figura 3.8: Distribuição da massa entre m_i e m_c em função de D/h_l	44
Figura 3.9: Modelo reservatório (HOUSNER, 1954).....	47
Figura 3.10: Reservatório e seus esforços (HOUSNER, 1954).....	47
Figura 3.11: Reservatório e suas restrições (HOUSNER, 1954).....	49
Figura 3.12: Coeficientes impulsivo e convectivo para reservatórios cilíndricos	51
Figura 3.13: Representação do reservatório para $h_l/D > 0,75$ (HOUSNER, 1963)	52
Figura 3.14: Modelo mecânico de reservatório (HAROUN, 1983)	53
Figura 3.15: Modelo mecânico de reservatório (MALHORTA, 2000)	55
Figura 3.16: Coeficientes C_i e C_c (MALHORTA, 2000).....	56
Figura 3.17: Massas m_i e m_c como fração da massa total (MALHORTA, 2000).....	57
Figura 3.18: Altura h_i e h_c como fração da altura total (MALHORTA, 2000).....	57
Figura 3.19: Modelo de reservatório (NEWMARK&ROSEMBLUTH, 1972).....	59
Figura 3.20: Falha da fundação por liquefação (EERC, U. C. Berkeley)	61
Figura 3.21: Reservatório com malha de aço, Loma Prieta California	62
Figura 4.1: Mapa das acelerações máximas na América do Sul (SANTOS&SOUSA, 2005)	65
Figura 4.2: Espectro de resposta de projeto normalizado.....	67
Figura 4.3: Fator $2\pi/\lambda$ para reservatórios cilíndricos.....	73
Figura 4.4: Coeficientes C_w para reservatórios cilíndricos.....	73
Figura 4.5: Coeficientes m_x/m_l - para cálculo de m_i , m_c e m_d (RIBEIRO, 2009).....	78
Figura 4.6: Coeficientes h_x/h_l - para cálculo de h_i , h_c e h_d (RIBEIRO, 2009).....	79
Figura 4.7: Coeficientes h'_x/h_l - para cálculo de h'_i e h'_c (RIBEIRO, 2009)	79
Figura 4.8: Coeficientes C_i e C_c (RIBEIRO, 2009)	80
Figura 5.1: Geometria do reservatório.....	88
Figura 5.3: Parede do reservatório.....	88
Figura 5.2: Laje fundo do reservatório	88
Figura 5.4: Reservatório cheio de água	89

Figura 5.5: Aceleração períodos curtos e longos (ACI 350.3-06).....	94
Figura 5.6: Espectro resposta - ACI 350.3	107
Figura 5.7: Espectro de projeto - ACI 350.3	108
Figura 5.8: Espectro de projeto – EUROCODE 8.....	109
Figura 5.9: Espectro de projeto - NTE 030	111
Figura 5.10: Espectro de projeto - NBR 15421	112
Figura 5.11: Geometria do reservatório - SAP2000	113
Figura 5.12: Localização da massa convectiva	113
Figura 5.13: Massa convectiva unida através de molas.....	113
Figura 5.14: Espectro NBR 15421 - SAP2000.....	114
Figura 6.1: Deslocamento modo 2 - NBR 15421 (Vista em planta)	123
Figura 6.2: Deslocamento massa convectiva modo 2 - NBR 15421	124
Figura 6.3: Deformada no modo 5 - NBR 15421	125
Figura 6.4 – Deslocamento massa convectiva modo 1 - EUROCODE 08.....	126
Figura 6.5: Deformada no modo 3 - EUROCODE 08	127
Figura 6.6: Força cortante devido a carga de sismo - NBR 15421.....	129
Figura A.1: Mapa das zonas sísmicas dos Estados Unidos.....	143
Figura A.2: Espectro elástico de resposta horizontal – ASCE-5	146
Figura B.1: Zoneamento sísmico Portugal	150
Figura C.1: Mapa zoneamento sísmico NTE 030.....	155
Figura C.2: Espectro elástico para $Z=0,4$ e $S1$, $S2$ e $S3$ - NTE 030	158
Figura D.1: Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para solos da classe B (rocha)	160
Figura D.2: Variação espectro de resposta de projeto em função do t -NBR 15421.....	163
Figura E.1: Efeito local do solo.....	165
Figura E.2: Sensor e equipo sísmico.....	166
Figura E.3: Determinação do espectro de resposta.....	166
Figura E.4: Ordenadas do espectro de deslocamento relativos (S_d).....	169
Figura E.5: Espectro de resposta de velocidade para o sismo de O Centro (CLOUGH, 1970)...	170
Figura E.6: Representação gráfica “Tripartite” dos espectros de resposta.....	171

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Sismo de grande intensidade ocorridos no Brasil.....	28
Tabela 3.1: Considerações para projeto de reservatórios	39
Tabela 4.1: Comparação das normas sísmicas	69
Tabela 4.2: Valores para as componentes impulsiva e convectiva - EUROCODE 08	81
Tabela 5.1: Parâmetros sísmicos - ACI 350.3	94
Tabela 5.2: Massas e alturas hidrodinâmicas - EUROCODE 08	96
Tabela 5.3: Parâmetros para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 - EUROCODE 08	97
Tabela 5.4: Acelerações espectrais de cada componente - EUROCODE 08	98
Tabela 5.5: Massas impulsiva e convectiva - NTE 030	99
Tabela 5.6: Coeficientes sísmicos - NTE 030	100
Tabela 5.7: Massa impulsiva e convectiva - NBR 15421	102
Tabela 5.8: Coeficientes sísmicos - NBR 15421	103
Tabela 5.9: Período Vs Aceleração - ACI 350	107
Tabela 5.10: Período Vs aceleração - EUROCODE 08	109
Tabela 5.11: Período Vs aceleração - NTE 030	110
Tabela 5.12: Período Vs aceleração - NBR 15421	112
Tabela 6.1: Coeficientes sísmicos	116
Tabela 6.2: Avaliação dos coeficientes sísmicos - NTE 030 e NBR 15421	117
Tabela 6.3: Períodos impulsivos e convectivos.....	117
Tabela 6.4: Altura de onda	118
Tabela 6.5: Força cortante na base	118
Tabela 6.6: Momentos de flexão e de tombamento.....	120
Tabela 6.7: Participação das componentes convectiva e impulsiva no momento	120
Tabela 6.8: Fatores de participação modal NBR (FPM) - NBR 15421.....	121
Tabela 6.9: Fatores de participação modal (FPM) - EUROCODE 08	122
Tabela 6.10: Modos predominantes reservatório - NBR 15421	123
Tabela 6.11: Modos predominantes - EUROCODE 08	125

Tabela 6.12: Período impulsivo e convectivo	127
Tabela 6.13: Comparação - força cortante na base.....	128
Tabela 6.14: Comparação - momento de flexão na base.....	129
Tabela A.1: Classificação solo ACI 350.....	142
Tabela A.2: Coeficiente do solo Fa ASCE 7-05.....	143
Tabela A.3: Coeficiente de solo Fv ASCE7-05.....	143
Tabela A.4: Fator de Importância ACI 350.....	143
Tabela A.5: Fator de modificação de resposta Rw ACI 350	145
Tabela B.1: Aceleração máxima de referencia agr, nas zonas sísmicas.....	146
Tabela B.2: Classificação do solo segundo EUROCODE 08	148
Tabela B.3: Fator S para os dois tipos de solo do EUROCODE 08.....	148
Tabela B.4: Fatores de importância EUROCODE 08	149
Tabela C.1: Fatores de zona NTE 030.....	153
Tabela C.2: Profundidade e velocidade de corte NTE 030	153
Tabela C.3: Parâmetros de solo da NTE 030.....	154
Tabela C.4: Categoria das edificações NTE 030.....	154
Tabela D.1: Zonas sísmicas NBR 15421	157
Tabela D.2: Classe do solo NBR 15421	158
Tabela D.3: Fatores de amplificação sísmica no solo NBR 15421	158
Tabela D.4: Categorias de utilização e fator de importância.....	159

LISTA DE SIGLAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- NTE - Norma Técnica de Edificações
- RNC - Regulamento Nacional de Construções
- ACI - Instituto Americano do Concreto
- CEN - Comitê Europeu de Normalização
- MCE - Terremoto Máximo Considerado
- ASCE - American Society of Civil Engineers
- ICG - Instituto Construcción y Gerencia
- EBP - Pressão na base excluindo a pressão aportada pela laje, utilizada para determinar a necessidade de apoio no reservatório com base não fixa
- IBP - Pressão na base incluindo os efeitos do fundo do reservatório e a estrutura de apoio, utilizada para determinar a pressão de projeto atuante na laje de fundo do reservatório e a fundação continua

LISTA DE SIMBOLOS

α	Coeficiente de dilatação térmica
ϵ	Coeficiente efetivo de massa da parede do reservatório
γ_l	Peso específico do líquido
ϵ	Deformação devida variação da temperatura
ΔT	Variação da temperatura
σ	Tensão devido à variação da temperatura
$\acute{u}$	Aceleração proposta por Housner
v	Velocidade vertical proposta por Housner
μ	Velocidade horizontal
ρ	Densidade
ω_n	Frequência natural de vibrações
Y_i	Relações da massa as quais são função da espessura do reservatório t_w
S	Relação de esbelteza no qual h_l é a altura do líquido
R	Raio do reservatório
m	Massa da estrutura
m_e	Massa efetiva da parede do reservatório
m_w	Massa da parede do reservatório
m_r	Massa da cobertura do reservatório, mas sobrecargas, mas porcentagens de cargas de neve consideradas como carga permanente
m_l	Massa do líquido
m_i	Massa impulsiva do líquido
m_c	Massa equivalente do componente convectivo da armazenagem de líquidos
h_w	Altura sobre a base da parede ao centro de gravidade do Shell do reservatório (m)
h_r	Altura sobre a base da parede ao centro de gravidade da cobertura do reservatório (m)
h_l	Altura sobre a base da parede à superfície livre do líquido
h_i	Altura da massa impulsiva ou massa fixa
h_c	Altura da massa convectiva ou massa movil
h'_i	Altura sobre a base da parede ao centro de gravidade da força lateral impulsiva (m)
h'_c	Altura sobre a base da parede ao centro de gravidade da força lateral convectiva (m)

y	Nível do líquido onde a parede esta sendo pesquisada (medido desde a base do reservatório)
D	Diâmetro do reservatório
K_c	Rigidez do líquido para a massa convectiva
g	Aceleração da gravidade
t_w	Espessura da parede
K_R	Ordenada do espectro de projeto de resposta
K_{R0}	Fator que depende do perfil do solo e das características da estrutura, por exemplo, o amortecimento da estrutura
T	Período natural da estrutura
T_C, T'_C	Períodos extremos relacionados pelas condições do solo
a_{gs}	Fator de zona ou aceleração para período curto
a_{gl}	Fator de zona ou aceleração para período longo
S_e	Pseudoaceleração espectral
a_g	Fator de zona ou aceleração espectral, expressada em fração da gravidade g
T_B	Limite do tramo de aceleração espectral constante proposto pelo EUROCODE 08
T_C	Limite do tramo de aceleração espectral constante proposto pelo EUROCODE 08
T_D	Limite no início do tramo de deslocamento constante pelo EUROCODE 08
T_i	Período de oscilação do reservatório (componente impulsiva)
T_c	Período natural do primeiro modo (convectivo) da oscilação da água
I	Fator de importância
S	Fator de solo ou perfil do solo, características do solo referidas à estrutura
R_w	Fator de modificação de resposta
C	Fator de amplificação de espectro período-dependente (C_c, C_i, C_v, C_a)
C_a	Fator de amplificação sísmica no solo para período de vibração curto em função do fator de zona ou aceleração a_g e da classe do terreno
C_v	Fator de amplificação sísmica no solo para período de vibração longo em função do fator de zona ou aceleração a_g e da classe do terreno
C_i	Coeficiente sísmico de amplificação para modo impulsivo
C_c	Coeficiente sísmico de amplificação para modo convectivo
T_p	Período que define a plataforma de espectro para cada tipo de solo proposta pela RNE 030
$S_e(T)$	Ordenada do espectro elástico de resposta
β_0	Fator de amplificação da aceleração espectral para um amortecimento viscoso
η	Fator de correção do amortecimento
ζ	Amortecimento crítico

T_s	Período de vibração do solo
E	Modulo de elasticidade do material que conforma a parede do reservatório
$S_e(T_i)$	Aceleração espectral impulsiva
$S_e(T_c)$	Aceleração espectral convectiva
C_{cr}	Coeficiente de amortecimento crítico
M_b	Momento fletor em toda a seção transversal do reservatório sobre a base deste
M_{tomb}	Momento de tombamento na base do reservatório, incluindo o fundo deste e a estrutura de apoio
V	Força cortante de membrana total (tangencial), na base do reservatório
V_{eg}	Força lateral sobre a parte enterrada devido a pressões do solo e água subterrânea na parede do reservatório
V_c	Força total lateral convectiva associada a m_c
V_i	Força total lateral impulsiva associada a m_i
V_w	Força de inércia lateral da aceleração da parede
P_{cy}	Força convectiva lateral devido à m_c , por unidade de altura da parede do reservatório, quando em nível do líquido esta em y
P_{iy}	Força lateral impulsiva devido à m_i , por unidade de altura da parede do reservatório, quando em nível do líquido esta em y
S_{DS}	Aceleração espectral de projeto para períodos curtos, expressada como uma função da gravidade g
S_{D1}	Aceleração espectral de projeto para período longo, expressada como uma função da gravidade g

SUMARIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Justificativa	5
1.3 Objetivos.....	6
1.4 Método de trabalho	7
1.5 Análise hidrodinâmica	7
1.6 Organização da Dissertação	10
2. SISMOS	11
2.1 Elementos de sismologia	11
2.1.1 Causa dos sismos.....	11
2.1.2 Falhas.....	14
2.1.3 Localização da origem dos sismos	16
2.1.4 Propagação dos sismos	17
2.1.5 Dimensão dos sismos	18
2.1.6 Efeito dos sismos.....	19
2.2 Considerações gerais dos efeitos sísmicos nas estruturas.....	20
2.2.1 Força de inércia	20
2.2.2 Período, frequência e ressonância (T)	21
2.2.3 Fator de amortecimento.....	22
2.2.4 Ductilidade	23
2.2.5 Resistência e rigidez	23
2.3 Danos característicos provocados por sismos.....	24
2.4 Atividade sísmica no Brasil	27
3. ANÁLISE SÍSMICA DE RESERVATÓRIOS APOIADOS	31
3.1 Considerações de projeto	32
3.1.1 Elementos dos reservatórios cilíndricos	32

3.1.2	Efeitos a considerar no projeto de reservatórios.....	37
3.1.3	Ações de projeto	39
3.2	Análise das ações sísmicas sobre os reservatórios.....	42
3.2.1	Modelo de Housner (1954).....	45
3.2.2	Modelo de Haroun (1983)	52
3.2.3	Modelo de Malhortra (2000)	54
3.2.4	Modelo de Newmark & Rosenblueth (1972)	58
3.3	Comportamento dos reservatórios de concreto em relação aos sismos	60
4.	METODOLOGIA DE PROJETO.....	63
4.1	Parâmetros das normas para análise sísmica	64
4.1.1	Fator de zona (a_g).....	64
4.1.2	Fator do solo ou coeficiente do solo (S)	65
4.1.3	Fator de Importância (I).....	66
4.1.4	Coeficiente de resposta sísmica elástica (Espectro elástico) (S_e).....	66
4.1.5	Fator de modificação de resposta (R_w)	68
4.2	Análise segundo a norma ACI 350.3	70
4.3	Análise segundo a norma EUROCODE 08	77
4.4	Análise segundo a norma NTE E-030	83
4.5	Análise segundo a norma ANBT NBR 15421	84
5.	ESTUDO DE CASO	87
5.1	Características gerais do projeto	87
5.2	Análise sísmica	89
5.2.1	Análise segundo a norma ACI 350.3-06	90
5.2.2	Análise segundo a norma EUROCODE-08	95
5.2.3	Análise segundo a norma RNE 030.....	99
5.2.4	Análise segundo a norma NBR 15421	102
5.2.5	Análise dinâmica pelo Método dos Elementos Finitos	105
6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	115
6.1	Resultados obtidos da análise com as normas	115
6.2	Resultados da análise da modelagem pelo Método dos Elementos Finitos.....	120

6.3	Análise geral dos resultados	127
7.	CONCLUSÕES.....	131
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	135
APÊNDICE A	- NORMA AMERICANA ACI 350.	143
APÊNDICE B	- NORMA EUROPEIA EUROCODE 08	149
APÊNDICE C	- NORMA PERUANA NTE 030	155
APÊNDICE D	- NORMA BRASILEIRA NBR 15421	159
APENDICE E	- ZONEAMENTO SÍSMICO E ESPECTROS DE RESPOSTA.....	161

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

No estado atual de conhecimento da geofísica, de acordo com Rosenblueth (1976) a crosta terrestre é dividida em placas tectônicas (Figura 1.1), que são extensas porções de rocha limitadas por regiões de atrito e/ou regiões de deslocamento nas interfaces de contato entre elas. Por esta razão podem acontecer interações mais ou menos violentas que seriam responsáveis pela geração de ondas mecânicas conhecidas como sismos ou terremotos. Exemplos dessas regiões sismicamente ativas são as margens do Oceano Pacífico, Regiões da Ásia e em torno do Mar Mediterrâneo.

A intensidade dos sismos é fornecida nas normas de todos os países na forma de zonas sísmicas determinadas sobre os respectivos mapas. Divide-se o território em zonas, sendo que a principal diferença entre cada região é a frequência de ocorrência desse fenômeno.

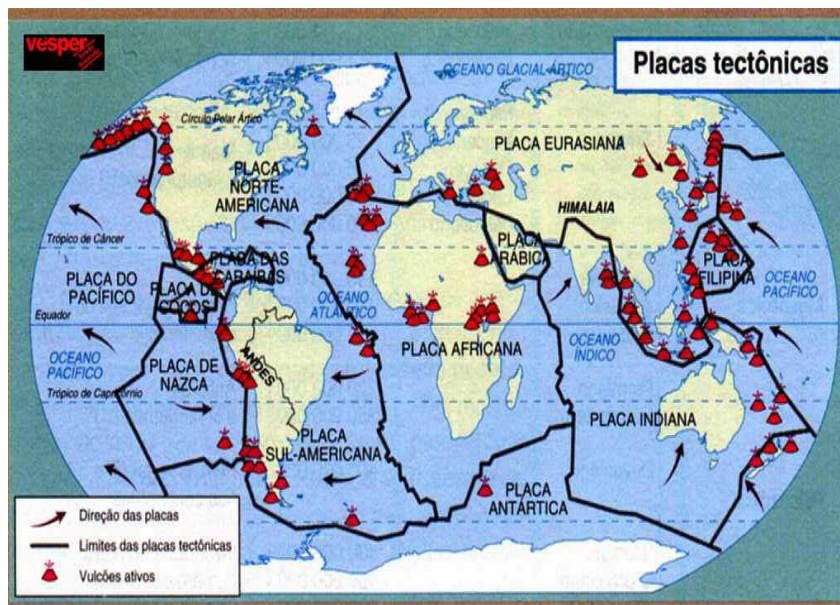


Figura 1.1: Vulcanismo, sismos e terremotos

(fonte: Google.com.br <<http://www.naturelezaviva-maruxi.blogspot.com>>)

No Brasil não há registros significativos de ações sísmicas, consequentemente não tem sido comum a consideração desse tipo de ação na análise das estruturas.

No caso de um reservatório, o bom comportamento deste durante e depois de um sismo é importante, pois estabelecem níveis de segurança que permitem evitar situações de emergência e/ou riscos adicionais ao sismo de baixa a média magnitude.

Considerando os tipos dos materiais que podem ser armazenados nos reservatórios, como líquidos contaminantes, águas servidas, combustíveis e água potável, o colapso ou fissuração de uma destas estruturas poderia provocar catástrofes com consequências irreparáveis sobre o meio ambiente. Um sismo poderia atentar contra a segurança sanitária, gerar riscos de explosões e/ou incêndios e, por último, deixar à população desprovida do vital elemento agravando ainda mais a crise gerada pelo fenômeno. Por outro lado, segundo os últimos eventos sísmicos que têm ocorrido nas diferentes partes do mundo (tsunamis, sismos, furacões), contar com uma reserva de água potável é fundamental para a superação da emergência.

Uma possível falha estrutural pode ser produzida pelo movimento do reservatório, que pode ocasionar a falha nos elementos de conexão perimetrais. Também é possível a geração de recalques diferenciais devido às falhas do solo produzidas por liquefação (Figura 1.2), sobre esforços por redistribuição de cargas que ocorre pela falha de elementos estruturais importantes (redundância), escoamento do material de apoio por rupturas dos dutos perimetrais do reservatório. Os elevados deslocamentos verticais das paredes do reservatório geram grandes esforços na região próxima e da própria base. Isto pode levar até mesmo ruptura e uma perda do conteúdo.



Figura 1.2: Reservatório de águas residuais afetado pela liquefação em Japão

Fonte: <http://www.bvsde.paho.org/bvsade/fulltext/redsismos/presenta.pdf>

Quando um reservatório de armazenamento de líquido é submetido a um registro de acelerações laterais (sismo), a parte do líquido mais próxima do fundo tem um movimento em conjunto com a estrutura aportando massa às propriedades inerciais desta. Mas, em zonas próximas da superfície, o líquido tende a um movimento em sentido oposto ao movimento do reservatório e com um significativo componente de deslocamento vertical. Esta ação gera ondas no interior do reservatório, provocando que uma porção da massa do líquido (até 70% do volume total em reservatórios baixos) tenha um comportamento convectivo, agregando graus de liberdade e modificando os modos de vibração. Conclui-se que o líquido armazenado num reservatório não só aporta massa, mas também graus de liberdade à estrutura.

Trabalhos desenvolvidos na década de 1960 têm permitido elaborar modelos mecânicos muito simples que conseguem representar o comportamento dinâmico de um reservatório e o líquido no seu interior. Estes modelos são construídos considerando a rigidez e a massa inercial da estrutura, junto com a qual se movimenta em forma solidária uma proporção da massa total do líquido (m_i), a qual é denominada massa impulsiva. Mas também é considerada uma massa convectiva do líquido (m_c), que têm um movimento diferente em relação à estrutura, e que são as que representam os diferentes modos de oscilação associados às ondas no interior do reservatório. É possível determinar que os períodos de oscilação associados às ondas no interior do reservatório (de 6 a 10 s.) são notavelmente longos em relação a outras

estruturas ($< 1s.$) e que estão no intervalo dos espectros comumente utilizados nas normas sísmicas dos valores não confiáveis.

Nestes estudos e de acordo ao observado nos eventos sísmicos, vários países tem concentrado sua atenção em conhecer melhor o comportamento dinâmico deste tipo de estruturas (EUA, Nova Zelândia, Índia), formando comissões de especialistas para estudar o fenômeno, gerando diversos documentos, recomendações e normas que regulam o projeto e construção deste tipo de estruturas.

Atualmente a norma americana ACI 350 *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures* (ACI 350.3-06) *and Commentary* (350.3R-06) governa e apresenta os parâmetros e modelos dinâmicos para uma correta análise sísmica.

Para trabalhar com a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) e a norma peruana NTE 030 (RNC, 2003) que não consideram estes tipos de estruturas, o critério foi compatibilizar alguns parâmetros apoiando-se na norma americana ACI 350 (ACI, 2006) e a Europeia EUROCODE 08 (CEN, 2004) de maneira tal que seja possível obter um correto estudo sísmico para reservatórios apoiados utilizando os modelos dinâmicos estabelecidos nestas normas.

Atualmente no Brasil os reservatórios estão sendo analisados considerando a ação do vento, além das cargas estáticas; no entanto tem-se outra carga que produz pequenas amplitudes nas paredes, vibrações adicionais às ocasionadas pela carga do vento, que é a ação de sismos. Os efeitos hidrodinâmicos devem ser considerados, de maneira adicional, com os esforços provenientes da interação hidrostática que gera a água em repouso. Os parâmetros normalizados de comparação que serão utilizados são:

- Força cortante na base devida ao sismo;
- Momento de flexão devido ao sismo;
- Períodos associados à estrutura.

O alcance desta pesquisa está limitado às considerações descritas a seguir:

- A análise realizada limita-se só a reservatórios cilíndricos de concreto;

- O modelo computacional será feito utilizando elementos finitos planos de casca;
- O modelo computacional feito será avaliado segundo a metodologia de análise dinâmica modal do espectro de resposta;
- No presente trabalho não é realizada a modelagem detalhada do solo. Foi utilizado engastamento na base do reservatório e foram analisados os esforços na parede do reservatório devida à ação sísmica, excluindo a análise das fundações.

1.2 Justificativa

Atualmente no Brasil os estudos de estruturas e/ou edificações considerando a nova norma ABNT NBR 15421 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) ainda são poucos e na atualidade sabe-se que todos os anos centenas de pequenos tremores de magnitude média ocorrem no país. Segundo Branco (2009), ocorrem em média por ano no país cerca de 20 sismos com magnitude maior que 3,0 na escala Richter e dois com magnitude maior do que 4,0. O maior sismo registrado no Brasil foi em 1955, ao norte de Cuiabá (MT), com magnitude de 6,2 da escala Richter, encontrando-se justificada a necessidade em considerar a norma sísmica no dimensionamento das estruturas usuais como edifícios, sendo que existem referências de projetos de mestrados e artigos recentes sobre este assunto como os apresentados por Branco P. (2009), França G.& Assumpção M. (2008), Junior A. (2010), Miranda T. (2010) Mota J. (2008) e Santos S. & Lima S. (2005).

Ressalva-se que as regulamentações consideradas na NBR 15421(ANBT, 2006) para estruturas resistentes a sismos levam em conta apenas um número restrito de projetos (edificações), sendo necessária uma adaptação com alternativas de projeto de normas internacionais de países que já têm desenvolvido estudos para caracterizar o comportamento sísmico nos mais diversos tipos de estruturas (caso do projeto para reservatórios). Surgem então as perguntas:

- Qual é a norma que oferece uma maior eficiência estrutural?
- Qual norma poderia representar melhor a realidade brasileira?
- É possível compatibilizar os processos de análise de projetos de reservatórios por outras normas?

1.3 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento dinâmico de reservatórios de concreto armado, com forma cilíndrica, disposto verticalmente, apoiado no solo, para o armazenamento de líquido, baseado nas normas vigentes nos Estados Unidos, Europa, Peru e Brasil, utilizando os diferentes tipos de análise: estática, modal espectral e pelo Método dos Elementos Finitos. O objetivo é verificar, através da comparação de resultados, se as normas e recomendações disponíveis hoje em dia são similares e adequadas para a realidade brasileira e assim determinar os pontos onde uma norma oferece maior segurança que as outras.

Com este estudo pretende-se contribuir complementando-se as considerações da norma brasileira existente para que as especificações estejam de acordo com a realidade de país, abrir novas linhas de investigação e determinar uma série de diferenças entre as normas que ajudarão na segurança das pessoas, estruturas, líquidos armazenados e meio ambiente.

A seguir são detalhados os objetivos específicos desta pesquisa ao estudar as normas já mencionadas:

- Estudar as metodologias de projeto sísmico das normas ACI 350.3 “*Seismic Design of liquid containing Concrete Structures*”, EUROCODE 08 UNE-ENV 2004 “Disposições para o projeto de estruturas sismorresistentes”; NTE E-030 “*Norma Técnica Peruana: Diseño Sismorresistente de Estructuras*” e a ABNT NBR 15421 “Estruturas Resistentes a Sismo. Procedimento”.
- Realizar a análise de um reservatório cilíndrico de concreto construído no Peru como estudo de caso através da análise estática e análise modal espectral com elementos finitos, aplicando as normas internacionais e comparando recomendações da norma brasileira, para determinar a sensibilidade dos elementos de comparação, como o momento e a força cortante na base;
- Realizar a modelagem por elementos finitos com o software SAP2000 e comparar os resultados obtidos para as quatro normas revisadas: os parâmetros de comparação são o momento de flexão e a força cortante.

1.4 Método de trabalho

A pesquisa foi desenvolvida na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade estadual de Campinas – UNICAMP. A fim de conseguir os objetivos mencionados, foram pesquisadas na literatura nacional e, sobretudo na internacional, questões relevantes referentes a este projeto, tais como os sismos e as ações atuantes num reservatório de um modo geral, enfatizando-as no caso de um reservatório cilíndrico de concreto apoiado sobre o solo, visando abranger ao máximo a aplicabilidade dos conceitos estudados.

Os dados obtidos da análise hidrodinâmica com os parâmetros sísmicos das quatro normas foram condensados e manipulados com a utilização do programa SAP2000, tomando-se este programa como base para a modelagem estrutural.

Para a aplicação dos procedimentos da análise é indispensável o estudo e conhecimento das ações dos sismos, além de conhecer a repercussão destas ações nas estruturas. O motivo pelo qual no início foi feita uma introdução à geofísica foi para se conhecer a origem e ação dos sismos e os eventos mais recentes ocorridos no Brasil para considerá-las na presente pesquisa.

Foram compiladas as informações sobre normas usadas na análise das ações sísmicas: Norma americana ACI 350.3 (ACI, 2006), norma europeia EUROCODE 08 (CEN, 2004), norma peruana NTE 030 (RNC, 2003) e a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006).

Foi estudada a forma de comportamento estrutural no caso de um reservatório recomendado por cada norma: a análise estática recomendada por todas as normas e a análise dinâmica modal espectral recomendada para este tipo de estruturas, aplicando-as num estudo de caso utilizando as quatro normas apresentadas e o programa SAP 2000.

1.5 Análise hidrodinâmica

Na análise do comportamento sísmico de reservatórios foram feitas várias pesquisas, considerando diferentes hipóteses simplificadoras. Uma lista das mais importantes é mostrada a seguir:

- 1933 - Westergard resolveu o problema bidimensional que consiste no cálculo das pressões exercidas por um líquido sob uma barragem rígida de seção triangular de parede vertical, submetida a acelerações horizontais do solo e na direção do rio;
- 1948 - Arias analisou reservatórios retangulares e cilíndricos frente a solicitações horizontais;
- 1949 - Jacobsen resolveu o problema correspondente a reservatórios cilíndricos, verificou experimentalmente os resultados de Westergaard para reservatórios retangulares;
- 1949 - Graham e Rodriguez realizaram uma completa análise das pressões impulsivas e convectivas num reservatório retangular;
- 1957 - Housner estudou o comportamento das pressões dinâmicas do líquido num reservatório submetido a acelerações na base;
- 1959 - Napedvardze estudou o efeito do movimento horizontal, vertical e inclinado para um reservatório de comprimento infinito com líquido incompressível e paredes inclinadas;
- 1960 - Housner indicou o critério de cálculo por sismo em reservatórios retangulares e cilíndricos mediante um sistema mecânico equivalente de massa e molas tomando só o efeito do primeiro modo de oscilação livre da água;
- 1960 - Newmark e Veletsos desenvolveram o primeiro trabalho para determinar o fator de redução das forças sísmicas por ductilidade baseada nas clássicas regras de igual deslocamento e de igual energia;
- 1960 - Edwards estudou a validade da suposição feita por Housner, ao supor reservatórios rígidos e formulou um procedimento para incorporar as propriedades das paredes cilíndricas do reservatório;
- 1963 - Housner apresentou as considerações para reservatórios elevados;
- 1964 - Bauer analisou as oscilações na superfície livre num quarto de reservatório e num reservatório com seção transversal anular encontrando em ambos os casos, que a expressão para a frequência natural da superfície livre é a mesma, mas com diferentes raízes que as da função de Bessel;
- 1969 - Newmark e Rosenblueth publicaram um estudo sobre hidrodinâmica, onde incluíram algumas correções à solução proposta por Housner;

- 1974 - Veletsos apresentou um procedimento para avaliar as forças dinâmicas induzidas pela componente lateral do sismo num reservatório de seção cilíndrica cheia de líquido, incorporando os efeitos da flexibilidade do reservatório;
- 1976 – Epstein, depois de revisar o estado da arte e da prática do projeto e construção dos reservatórios, sugeriu um procedimento de projeto baseado no conhecimento atualizado à época;
- 1980 - Zienkiewicz mediante o Método dos Elementos Finitos estudou um reservatório retangular sujeito a uma distribuição de acelerações dadas e um movimento de pequena amplitude, e considerou que prescindindo da compreensibilidade do líquido, as sobrepressões resultantes satisfazem a equação de Laplace;
- 1981 - Haroum e Housner apresentaram o conceito da divisão da massa impulsiva em duas parcelas, uma parte rigidamente conectada ao reservatório e outra que representa a massa que participa com um movimento relativo devido à deformação da parede do reservatório;
- 2000 - Malhortra realizou modificações às propriedades do sistema simplificado proposto por Veletsos e Yang (Veletsos e Yang, 1976). O procedimento considera as ações impulsivas e convectivas do líquido em reservatórios de aço ou de concreto com fundações rígidas.

Todos estes autores listados assim como outros que tem participado com contribuições a este tema proporcionam uma ideia do comportamento dos líquidos armazenados num reservatório de diferentes formas, motivados pelos efeitos dos danos observados em estruturas associadas à contenção de líquidos ante as solicitações sísmicas.

Algumas das obras mencionadas são a base das disposições sobre projeto sísmico de reservatórios cilíndricos verticais tais como o EUROCODE 08 (EUROCODE 08, 2003), e a ACI 350.3-06 (ACI, 2006). Atualmente, apesar dos numerosos estudos antes mencionados, na prática a análise sísmica para projeto de reservatórios utilizado pela maioria das normas esta baseado na metodologia desenvolvida por Housner (1963) que apresentou um sistema simplificado da análise mediante um sistema mecânico equivalente (SME) que é a

aproximação mais usada por sua simplicidade e porque seus resultados são muito próximos da realidade.

1.6 Organização da Dissertação

O presente trabalho é organizado em oito capítulos e quatro apêndices. O primeiro capítulo discorre sobre a introdução, objetivando fornecer uma visão inicial sobre o tema e o cenário atual. O Capítulo 2 contém informação geral sobre sismos bem como os fenômenos que influenciam os eventos. No Capítulo 3 é apresentada a revisão bibliográfica geral de reservatórios cilíndricos: carregamentos, considerações de projeto e os modelos para análise hidrodinâmica.

No Capítulo 4 são descritas as metodologias para a análise respectiva das normas revisadas. No Capítulo 5 são analisadas através de um exemplo as alternativas da análise sísmica: estática e dinâmica para um reservatório cilíndrico de concreto armado apoiado sobre o solo, utilizando o software SAP2000. No Capítulo 6 são apresentados os resultados e respectivas análises. No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e recomendações do trabalho, mostrando as diferenças e similitudes encontradas no reservatório modelado com as quatro normas e sugestões de trabalhos futuros sobre o tema. No Capítulo 8 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do trabalho.

Os apêndices abrangem as normas utilizadas no trabalho, detalhando para cada uma delas os parâmetros sísmicos utilizadas no projeto com seus valores respectivos.

2. SISMOS

Os sismos são movimentos rápidos e violentos da superfície terrestre originados pelo constante reajuste geológico produzido pela liberação de energia acumulada no interior da terra na forma de ondas sísmicas. O poder destrutivo dos sismos é maior quanto menor é a profundidade do centro de geração do fenômeno, e depende também da composição geológica do subsolo e outras características. Para uma melhor compreensão sobre o assunto são apresentados de forma sucinta os conceitos referentes ao tema.

2.1 Elementos de sismologia

2.1.1 Causa dos sismos

Os sismos são explicados por diversas teorias onde a mais utilizada e confiável é a teoria das placas tectônicas. Segundo esta teoria, a terra está coberta por várias camadas de placas resistentes denominadas litosfera apoiadas sobre um manto líquido de rocha incandescente denominada astenosfera. O sismo é causado pela liberação brusca de energia de deformações acumuladas nas placas durante um período de tempo dado devido ao que as placas se movimentam como corpos rígidos sobre uma camada menos resistente. Nos limites das placas encontram-se as cordilheiras onde novo material aflora. Nas zonas de subducção, onde as placas penetram no interior de outras, é onde com maior frequência originam-se os sismos (BAZÁN & MELI, 2001).

Segundo França e Assumpção (2008), o lento deslocamento das placas tectônicas decorre do movimento de convecção existente no manto plástico, abaixo da litosfera. Nesse movimento, a rocha, sob condições de alta temperatura comporta-se como um material plástico-viscoso, movimentando-se lentamente para cima.

As placas podem apresentar movimentos de diversas formas, sendo em seus contatos as regiões onde são geradas as atividades sísmicas e vulcânicas do nosso planeta. Isso

acontece porque várias massas de rocha se chocam lentamente e vão acumulando energia até que a capacidade de resistência da rocha é alcançada, acarretando um rompimento que gera sismos e erupções vulcânicas.

Quando ocorre a ruptura brusca da rocha, uma parte da energia é liberada em forma de ondas elásticas, as quais se propagam através das massas de rocha e chegam à superfície gerando o movimento sentido durante um sismo (BALANDIER, 2003). Na Figura 2.1 é mostrada a divisão da terra em placas tectônicas e as direções dos seus movimentos.

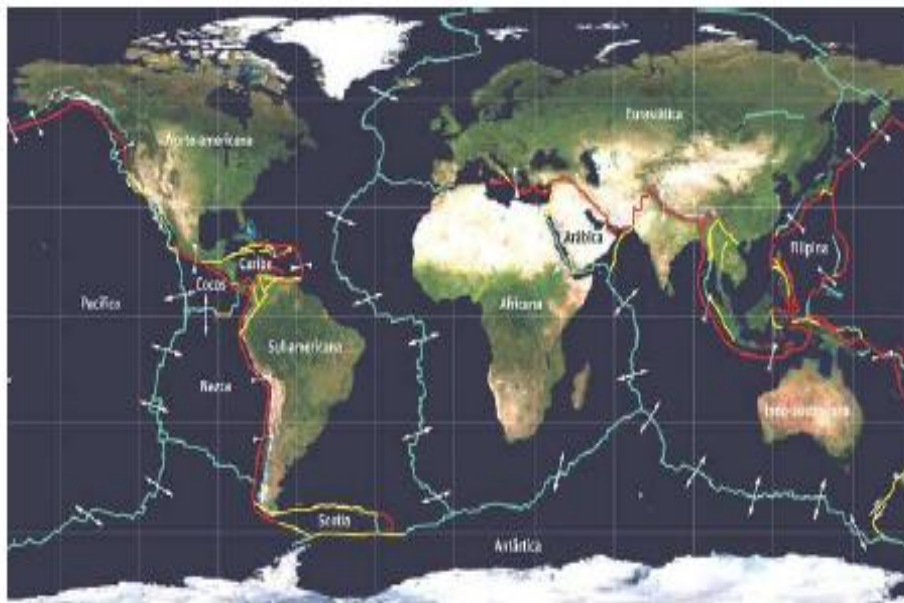


Figura 2.1: Divisão da terra em placas tectônicas e seus movimentos relativos (FRANÇA & ASSUMPÇÃO, 2008)

Os limites das placas ou bordas classificam-se segundo o tipo de deslocamento relativo em:

- a) Borda divergente: são quando as placas sofrem uma separação e corresponde às dorsais oceânicas ou zonas de expansão; geralmente estão no fundo do oceano, onde se cria novo material cortical ao longo da depressão central, caso das cordilheiras centro-oceânicas (Figura 2.2A);
- b) Borda convergente, relacionado com placas que tem um encontro, sendo de dois tipos:

- De subducção: zona de convergência de duas placas tectônicas, onde uma delas é empurrada e absorvida por baixo da outra placa, sendo destruído o material da crosta (Figura 2.2B);
 - De colisão: zona de convergência de duas placas tectônicas, em que há colisão frontal entre placas continentais em que há o deslocamento relativo como resultado da colisão (Figura 2.2C);
- c) Borda transformante: onde o deslocamento relativo é lateral, paralelo ao limite comum entre placas adjacentes; nelas não se cria nem se destrói material cortical (Figura 2.2D).

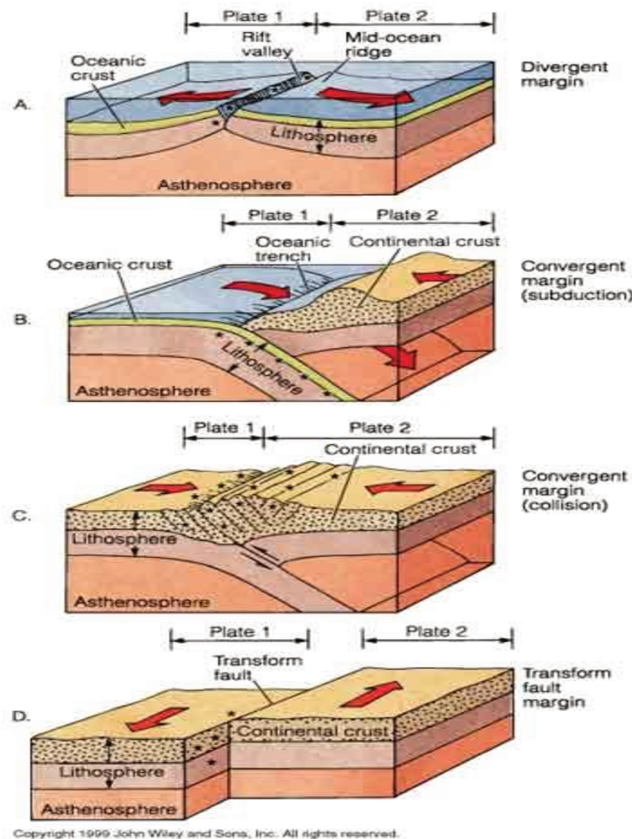


Figura 2.2: Tipos de borda

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

2.1.2 Falhas

Segundo Wakabayashi e Martinez (1988), as falhas são deslocamentos relativos de uma capa de rocha com respeito à outra onde são originados os sismos. Segundo a direção do deslocamento, classificam-se em:

- a) Deslocamento em inclinação: o deslocamento é realizado numa direção vertical. De acordo com o deslocamento de uma capa com respeito à outra, se sub-classificam em:
 - Falha normal: a capa superior da rocha desliza para baixo (Figura 2.3a);
 - Falha reversa: a capa superior da rocha desliza para cima (Figura 2.3b);
- b) Deslocamento horizontal: o deslocamento ocorre numa direção horizontal:
 - Falha lateral esquerda: vista desde uma capa da rocha, a outra capa desliza-se à esquerda (Figura 2.3c);
 - Falha lateral direita: vista desde uma capa da rocha, a outra capa desliza-se à direita (Figura 2.3d).

As falhas reais geralmente são uma combinação destas quatro tipos de falhas.

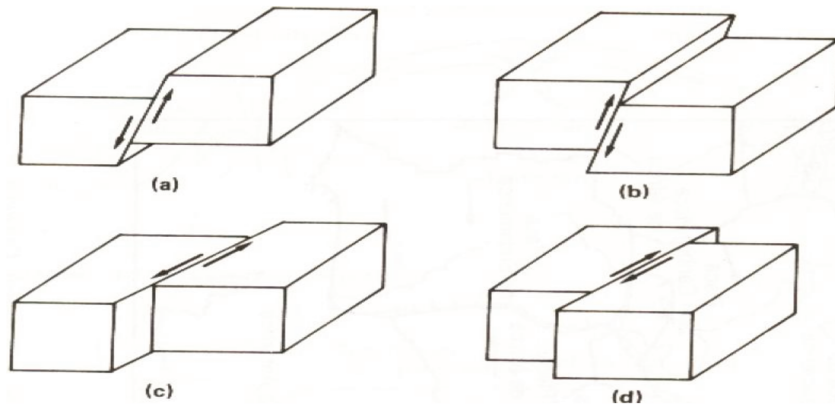


Figura 2.3: Tipos de falhas (SAUTER, 1989)

As principais falhas estão localizadas nas bordas das placas onde se originam muitos sismos (embora algumas falhas do interior das placas também apresentem movimentos relativos que ocasionam tremores consideráveis). A falha de *Pingvellir* (Figura 2.4a)

representa o fenômeno de expansão quando placas se afastam uma da outra, e a falha de *San Andres* (figura 2.4b) o fenômeno de deslizamento entre elas.

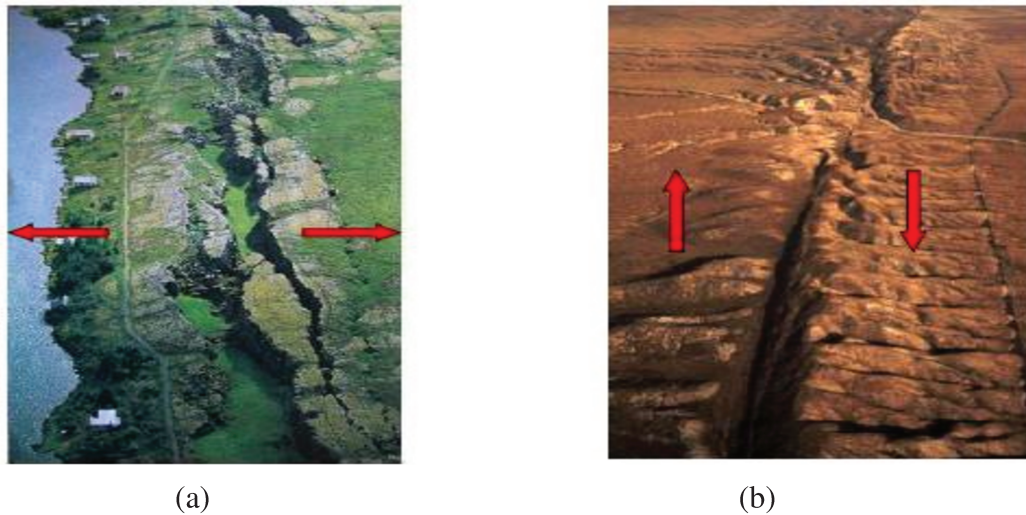


Figura 2.4: Falha de Pingvellir na Islandia e falha de San Andres na California
(BALANDIER, 2003)

O conceito de que os sismos ocorrem quando o atrito é superado nas falhas começou a formalizar-se pela teoria de REID (REID, 1910) que indica que a repercussão elástica sobre a superfície terrestre está sujeita a esforços associados com deformações constantes. Quando a resistência numa falha é superada, a superfície tende a recuperar sua configuração não deformada, e esta repercussão dá origem a um sismo que é propagado a partir desta zona (ROSEMBLUETH, 1991).

De acordo com Wakabayashi e Martinez (1988), o processo da ação que provoca uma propagação radial de uma onda, que ocorre numa falha para provocar um tremor pode ser descrito da seguinte maneira:

- A deformação acumulada numa falha por muito tempo alcança seu limite (Figura 2.5a);
- Ocorre um deslocamento na falha que causa uma repercussão (Figura 2.5b);
- Uma força de compressão e outra de tração atuam na falha (Figura 2.5c);

- A situação é equivalente a duas parcelas de pares de forças atuando repentinamente (Figura 2.5d).

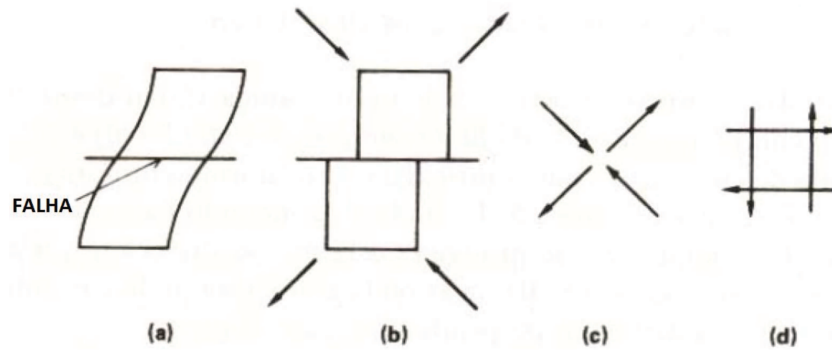


Figura 2.5: Processo da teoria da repercussão elástica (WAKABAYASHI&MARTINEZ, 1998)

2.1.3 Localização da origem dos sismos

A zona onde pode ocorrer um sismo é nas falhas e zonas de subducção. A zona de ruptura (geralmente subterrânea) é denominada foco, centro ou hipocentro do sismo; e a projeção do foco sobre a superfície da terra é o epifoco ou epicentro (Figura 2.6). As distâncias do ponto observado de movimento do solo ao foco e ao epicentro são chamadas distância focal e epicentral, respectivamente. (BAZÁN&MELI, 2001; WAKABAYASHI&MARTINEZ, 1988).

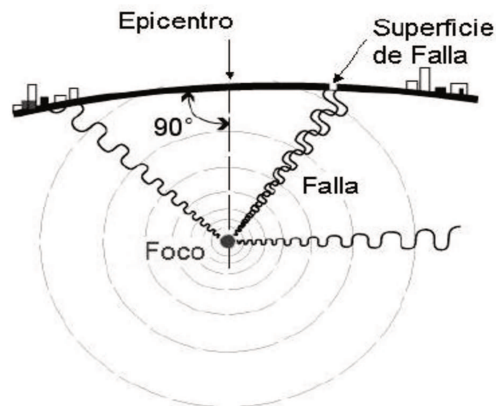


Figura 2.6: Foco e epicentro (WAKABAYASHI&MARTINEZ, 1988)

2.1.4 Propagação dos sismos

A energia liberada por um sismo é dissipada principalmente na forma de calor e uma menor parte é propagada desde a zona de ruptura através de ondas de diversos tipos que fazem vibrar a crosta terrestre. Estas ondas deslocam-se desde o foco através do meio sólido da terra e são denominadas ondas de corpo ou volume que, ao alcançar a superfície terrestre, originam ondas de superfície as quais se propagam por esta zona e sua amplitude tende a zero conforme aumenta a profundidade (BAZÁN&MELI, 2001).

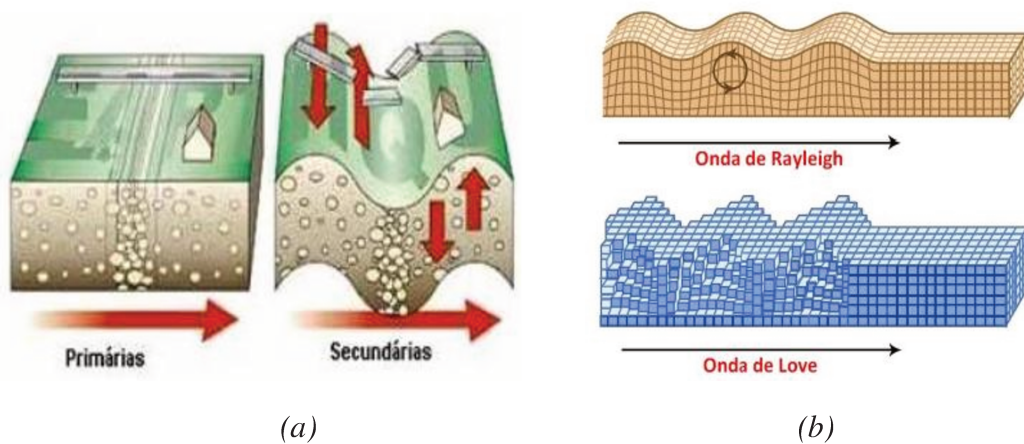


Figura 2.7: Movimento das ondas
Fonte: <http://susanapatriciagb.blogspot.com>

As principais características das ondas de volume e de superfície são:

- Ondas de volume: podem ser longitudinais de "compressão-dilatação" (Primárias, denominadas ondas P) ou transversais de "corte" (Secundárias, denominadas ondas S), que responsáveis pelos primeiros tremores sentidos durante um sismo (Figura 2.7a);
- Ondas de superfície: deslocam-se mais lentamente que as ondas de volume. Possuem um alto poder destrutivo dado que apresentam baixa frequência, longa duração e grande amplitude. Estão divididas em ondas *Rayleigh* e ondas *Love* (Figura 2.7b).

2.1.5 Dimensão dos sismos

A dimensão dos sismos incide na proporção do poder destrutivo que podem apresentar. Para avaliar a dimensão dos sismos existem dois tipos de medidas: a magnitude e a intensidade. A magnitude quantifica a energia liberada pelo tremor e seu potencial destrutivo. A intensidade refere-se à severidade do abalo sísmico experimentado num determinado lugar e é determinada mediante a percepção humana ou por efeito dos movimentos do solo. Um sismo tem uma só magnitude, mas diferentes intensidades segundo o lugar onde são registradas (LESTUZZY & BADOUX, 2008).

A magnitude é um parâmetro que possui diversas escalas, a mais conhecida é a escala de Richter ou magnitude local (M_L) que esta baseada na amplitude máxima dum registro num ponto a 100 km do epicentro quando o tipo de sismómetro é Wood-Anderson. A medida da magnitude cresce em forma potencial ou semi-logarítmica, de maneira que cada ponto de acréscimo pode representar um acréscimo dez ou mais vezes na magnitude das ondas (vibração da terra).

A intensidade é uma grandeza para medir o grau de destruição local como produto de um sismo. A escala mais utilizada é a escala de Mercalli Modificada (MM). Existem escalas de intensidade de tipo instrumental, por exemplo, as que medem a intensidade em função da aceleração máxima do solo através de um aparato chamado acelerógrafo (o qual é um gravador ótico e mecânico que contém sensores que registram as variações de acelerações com o tempo no lugar onde estão colocados em três direções ortogonais), assim como a duração da fase intensa do movimento e o conteúdo de frequências.

Na Figura 2.8 indica-se o registro de um acelerógrafo nas três direções ou componentes que são: norte-sul, leste-oeste e vertical. A aceleração vertical é menor que as duas horizontais geralmente.

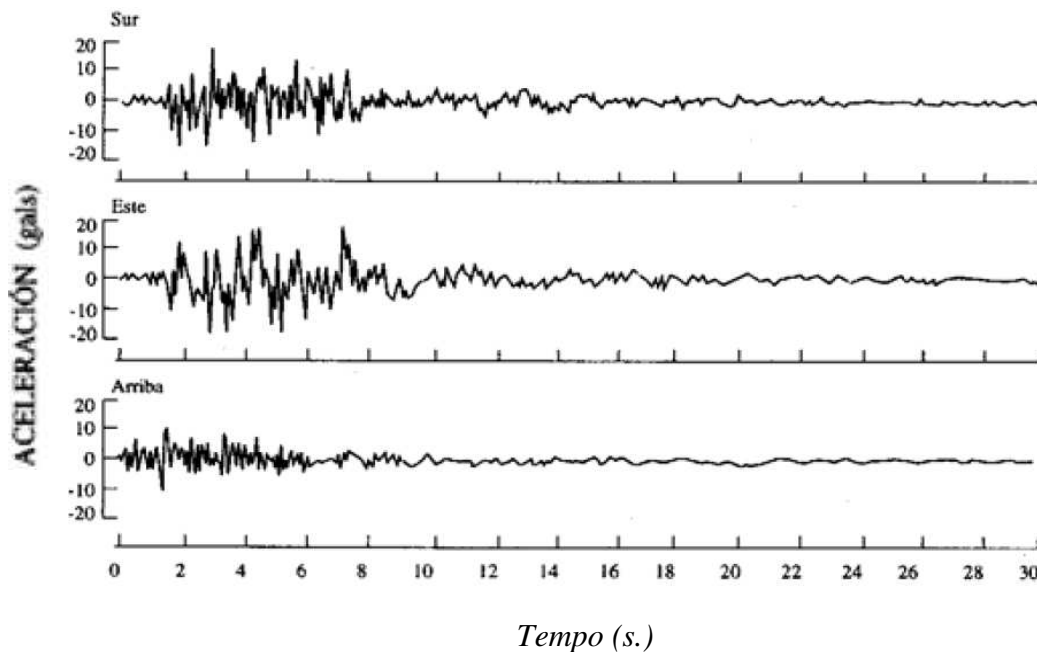


Figura 2.8: Registro de acelerações nas três componentes (BAZÁN&MELI, 2001)

2.1.6 Efeito dos sismos

Os sismos são eventos que causam grandes danos a uma população, e os danos associados não são devidos somente ao abalo do solo, mas também a outros fenômenos que acompanham os sismos tais como: maremotos ou tsunamis, incêndios e conflagrações, avalanches, assentamentos e liquefação. Estas ações têm produzido uma grande quantidade de mortes, danos na economia de um país e tem destruído uma grande quantidade de obras construídas pelo homem. O propósito da engenharia sísmica é minimizar ou eliminar estes efeitos, devido ao alto custo que representam (SAUTER, 1989). Os fenômenos podem ser caracterizados como:

- a) Maremotos: ondas marinhas geradas por um sismo que ao se aproximar da costa diminui a profundidade do mar. Sua energia se concentra numa área menor e a altura aumenta progressivamente convertendo-se numa onda de superfície;
- b) Assentamentos: subsidência e fratura do solo, vibrações do solo induzidas por um sismo que produz a compactação de depósitos de material granular e traz um assentamento que pode ocasionar o colapso de uma obra;

- c) Incêndios e conflagrações: um dos maiores perigos após um sismo, por propagar-se de maneira descontrolada por um período de tempo longo;
- d) Avalanches e deslocamentos: movimentos que podem desprender grandes massas de terra das montanhas pela vibração e originar assim deslizamentos e avalanches, podem arrasar campos, destruir edificações e sepultar pessoas;
- e) Liquefação: desestabilização do solo saturado pouco denso causado pela vibração, similar à areia movediça com baixa resistência ao corte.

2.2 Considerações gerais dos efeitos sísmicos nas estruturas

As variáveis para o controle da resposta estrutural em relação aos efeitos sísmicos são: a força de inércia, frequência, período, ressonância, fator de amortecimento, ductilidade, resistência e rigidez.

2.2.1 Força de inércia

É a força gerada pelo movimento sísmico do solo que é transmitida à estrutura, onde a base tende a seguir o movimento do solo e a massa da estrutura por inércia se opõe a seguir o movimento da sua base a ser deslocada dinamicamente (Figura 2.9). Estas forças de inércia são produto da 2ª Lei de Newton, em que as forças sísmicas são diretamente proporcionais às massas que compõem as estruturas e à aceleração (BAZÁN & MELI, 2001).

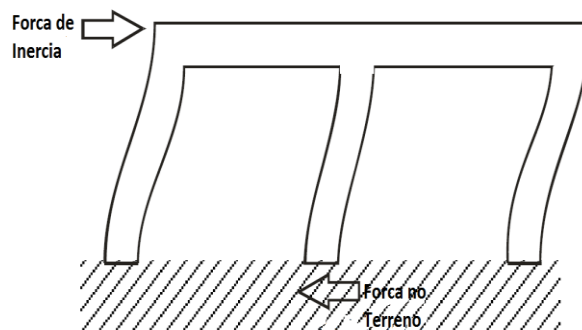


Figura 2.9: Força de inércia

Fonte: <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>

2.2.2 Período, frequência e ressonância (T)

A frequência é uma grandeza física ondulatória que indica o número de ocorrências de um evento (ciclos, voltas, oscilações, etc.) em um determinado intervalo de tempo. Alternativamente, podemos medir o tempo decorrido para uma oscilação. Esse tempo em particular recebe o nome de período (T).

O período (T) é o tempo que um objeto leva para cumprir um ciclo ao vibrar. É uma característica única do objeto, e não é alterado a menos que seja imposta uma alteração. O período, normalmente indicado por T, é o período de tempo correspondente a um ciclo, e é o inverso da frequência f.

$$f = \frac{1}{T} \quad (2.1)$$

f : frequência natural em Hertz (Hz);

T : período.

Num edifício o período depende da relação entre a massa (m) e a rigidez do sistema (K) conforme a equação para o período de um sistema com um grau de liberdade.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{m/K} \quad (2.2)$$

m : massa;

K : rigidez.

A resposta sísmica num sistema elástico de um grau de liberdade depende do seu período de vibração, o que indica que a resposta máxima de uma estrutura varia pelo período (T). Para mudar esta resposta sísmica da estrutura deve-se variar a massa ou a rigidez. Geralmente é difícil alterar a massa.

Os períodos de vibração de um edifício acrescentam-se com o numero de andares, os períodos são numerados de forma decrescente, assim o primeiro modo T_1 (chamado período fundamental) tem o maior valor, e o último T_n o menor (Figura 2.10). Para cada período é obtida uma deformada chamada modo de vibração.

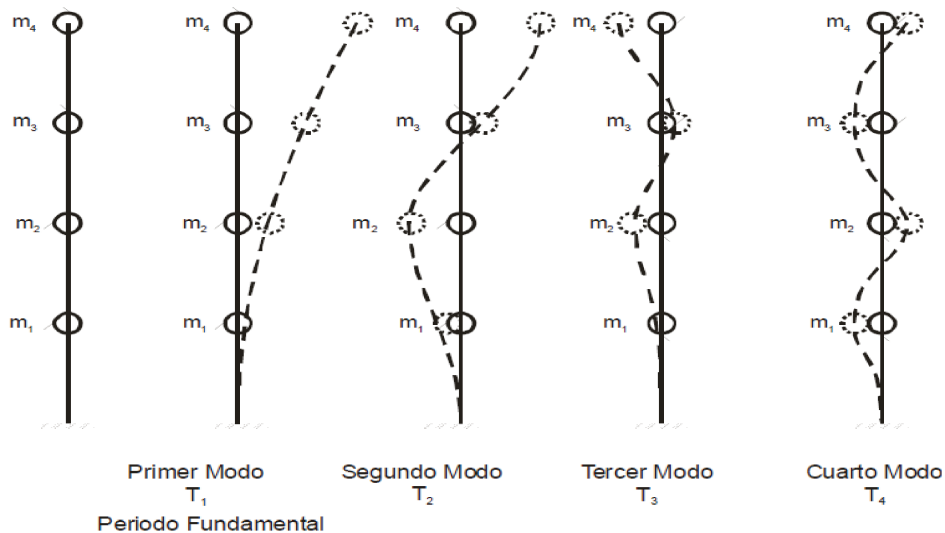


Figura 2.10: Modos de vibração de um sistema de 4 níveis ou 4 graus de liberdade
(fonte: <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>)

A relação entre o período fundamental da estrutura (T) e o período dominante do solo (T_s) influi na resposta estrutural. Se vários sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos forem submetidos a um movimento de solo, cada um responde de maneira diferente; a amplitude de sua resposta depende essencialmente da relação entre o período da estrutura e o período dominante do solo (T/T_s).

A ressonância ocorre quando esta relação está perto da unidade já que a amplitude da resposta é maior. É conveniente evitar que $(T/T_s) \approx 1$, impondo que o seu valor fique fora do intervalo seguinte:

$$0,7 \leq \frac{T}{T_s} \leq 1,2 \quad (2.3)$$

T_s : período do solo.

2.2.3 Fator de amortecimento

Amortecimento é uma característica estrutural que influi na resposta sísmica porque decresce o movimento oscilatório. É expressa, normalmente, como uma fração de

amortecimento crítico (ζ). Nas estruturas o amortecimento é gerado pelas fricções internas dos elementos, apoios, elementos não estruturais, em que todos dissipam energia sísmica. A magnitude da diminuição destes efeitos é difícil de quantificar com precisão, por isso as normas indicam aproximadamente um fator de amortecimento igual a 5% do amortecimento crítico (BAZÁN & MELI, 2001).

O coeficiente de amortecimento crítico é um parâmetro fictício que representa a menor magnitude de amortecimento para a qual nenhuma oscilação (ciclo) ocorra em sistemas estruturais submetidos a vibrações livres. É definido como:

$$C_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} \quad (2.4)$$

m : massa;

ω_n : frequência angular natural (rad/s.).

2.2.4 Ductilidade

É a capacidade de um sistema estrutural sofrer deformações acima do limite elástico sob a ação de uma carga quase constante, sem sofrer danos excessivos.

É uma propriedade importante já que elimina a possibilidade de uma falha frágil além de proporcionar uma fonte adicional de amortecimento. Num projeto é importante proporcionar à estrutura (além da resistência necessária), a capacidade de deformação que permita a maior ductilidade possível para salvar a estrutura do colapso.

2.2.5 Resistência e rigidez

A resistência é o parâmetro que indica que as dimensões dos elementos garantem a integridade da estrutura submetida a todas as combinações de carga possíveis, e a rigidez relaciona a deformação da estrutura com as cargas aplicadas.

A rigidez lateral refere-se à flexão horizontal e prevê que a estrutura saia do alinhamento vertical num certo limite. A deflexão horizontal excessiva impõe que as

cargas sejam aplicadas excentricamente sobre as colunas, o que gera um momento de flexão que aumenta o deslocamento lateral, que por sua vez acrescenta o momento de flexão até chegar ao colapso, proporcionando o efeito denominado $P-\Delta$.

Como medida de controle para a rigidez necessária de uma estrutura utiliza-se o deslocamento relativo entre pisos, no caso de uma edificação, que representa uma medida da resposta de um sistema estrutural sujeito a cargas laterais.

2.3 Danos característicos provocados por sismos

Lestuzzi (2008) classifica os danos ocasionados pelas atividades sísmicas por colapsos em bloco, fissuras em cruz, pavimentos flexíveis, colunas presas e/ou curtas, martelamento e liquefação:

a) Colapsos em bloco

Ocorre devido a uma desestabilização lateral: paredes, pórticos ou contraventamentos que não suportam as cargas horizontais sem se deformar excessivamente (Figura 2.11).



Figura 2.11: Colapso em bloco (LESTUZZI, 2008)

b) Fissuras em cruz

Ocorrem geralmente nas paredes de alvenaria pelo fato que a ação sísmica não é exercida unicamente em uma direção, mas com inversão das direções várias vezes durante o evento (Figura 2.12).



Figura 2.12: Fissuras em cruz em paredes de alvenaria (LESTUZZI, 2008)

c) Pavimentos flexíveis

Quando os elementos de estabilização são descontinuados em um pavimento as deformações locais se concentram em suas extremidades, levando ao colapso (Figura 2.13).



Figura 2.13: Pavimento flexível ou soft-storev (LESTUZZI, 2008)

d) Colunas presas e colunas curtas

Ocorrem danos devidos aos efeitos sísmicos quando uma coluna é impedida de se deformar em uma parte de sua altura por outro elemento, como uma parede de alvenaria (Figura 2.14).



Figura 2.14: Pilares com deformações laterais impedidas numa parte de sua altura (LESTUZZI, 2008)

e) Martelamento

Se as alturas de dois prédios são diferentes, os mesmos não oscilam da mesma forma quando sujeitos a um sismo, ocorrendo a possibilidade de colisão quando suas direções de movimento são opostas (Figura 2.15).



Figura 2.15: Prédios vizinhos sujeitos ao martelamento (LESTUZZI, 2008)

f) Liquefação

Durante a ação dos sismos ocorre a diminuição da resistência efetiva e da rigidez dos solos. Esse fenômeno manifesta-se geralmente em depósitos suscetíveis de materiais saturados que, submetidos a tensões cisalhantes, apresentam tendência de contração de volume (Figura 2.16).

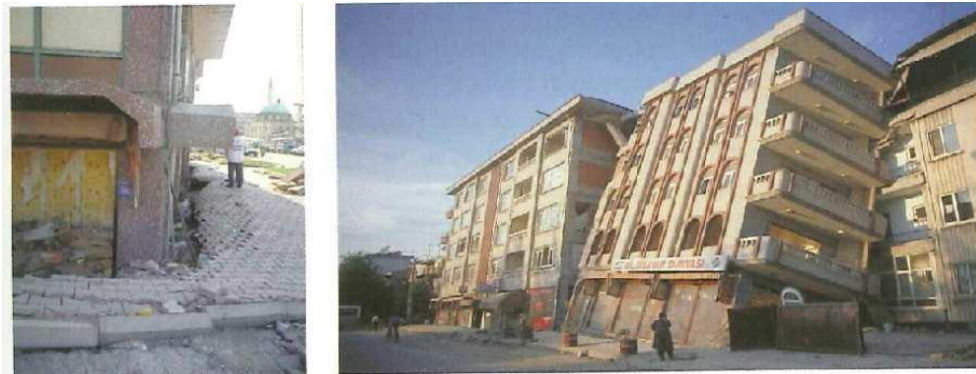


Figura 2.16: Prédios com recalques nas fundações devido a liquefação (LESTUZZI, 2008)

2.4 Atividade sísmica no Brasil

O Brasil está situado em uma região interna (intraplaca) da placa Sul Americana. Apesar de ser nas bordas das placas a região de maior atividade sísmica devido às suas movimentações, o Brasil apresenta um nível de baixa à média atividade sísmica.

A explicação para o sismo intraplaca é a proposta pelo norte-americano Lynn R. Sykes (1978), em que ele afirma que a zona de atividade sísmica provavelmente é uma zona de baixa resistência, portanto, qualquer alteração do esforço local causaria um tremor. As zonas brasileiras de maior atividade sísmica estão concentradas no Rio Grande do Norte e no Ceará, sendo os tremores também percebidos em outras regiões, como na plataforma continental e ao longo da costa no Sudeste e na chamada faixa sísmica Goiás-Tocantins no Sudeste (JUNIOR W., 2010).

Segundo Santos e Lima (2005), o estudo da sismicidade no Brasil com base científica teve início somente na década de 1970 com a instalação de vários sismógrafos no território nacional. No entanto, ainda hoje não é possível ter um estudo completo destas manifestações sísmicas.

De acordo com Leinz e Amaral (1998), mesmo antes do início das atividades científicas de monitoramento dos abalos sísmicos no Brasil, alguns relatos históricos descreveram a

manifestação de terremotos e suas consequências nos estados de Minas Gerais, Amazonas, Mato Grosso, Bahia, Rio Grande do Norte, Pernambuco, Goiás, São Paulo, Espírito Santo, Ceará, Pará, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul. Na Tabela 2.1 são apresentadas as magnitudes de alguns eventos sísmicos em diversas localidades brasileiras.

Tabela 2.1: Sismo de grande intensidade ocorridos no Brasil

Ano	Localidade	Magnitude (escala Richter)
1980	Pacajus-CE	5,2
1983	Codajás-AM	5,5
1986	João Câmara-RN	5,1
1989	João Câmara-RN	5,0
1990	Plataforma-RN	5,0
1998	Porto Gauchos-MT	5,2
2000	Pitombeira-CE	4,1
2000	Cruzeiro do Sul	5,8
2003	Rio Branco	5,6
2007	Fernando de Noronha	5,7
2007	Acre	6,1
2009	Roraima	4,2
2010	Cruzeiro do Sul	5,0
2011	Trombas e Formoso	4,1
2012	Montes Claros	2,7
2013	Bliquinhas e Morada nova de Minas MG	3,5

Atualmente foram localizadas 38 falhas sísmicas no território nacional, sendo que apenas a falha de Samambaia (situada no nordeste) foi parcialmente medida. Essas falhas ocorrem desde o norte até o sul do país, onde se localiza a falha de Pelotas (RS). Segundo Lima (2000), a movimentação da placa tectônica sul-americana no sentido oeste-noroeste é o principal fator das ocorrências tectônicas no Brasil. A Figura 2.17 apresenta a sismicidade brasileira ocorrida desde a época da colonização até 2008.

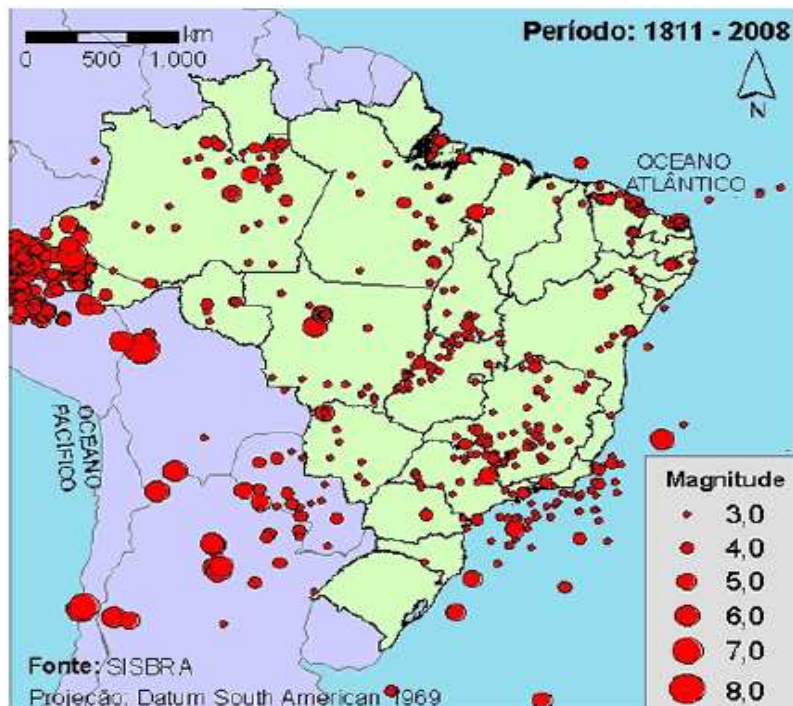


Figura 2.17: Mapa da sismicidade brasileira (BERROCAL, 1984)

Com isso pretende-se definir um procedimento que permita aplicar as metodologias de projeto estrangeiras, considerando os parâmetros da norma brasileira que definem as condições sísmicas locais, e eventualmente gerar algumas recomendações de projeto que apoiem o conteúdo da norma brasileira e simplificar o trabalho para o projeto sísmico de reservatórios.

As solicitações sísmicas apresentam singularidades por atuarem na estrutura de maneira horizontal, cíclica, dinâmica e por acionarem a força de inércia do conjunto. Essas considerações geralmente não são previstas na concepção dos projetos estruturais no Brasil. O vento, atuando como carregamento horizontal, possui forte influência no dimensionamento de estruturas elevadas (edificações), porém, no caso de reservatórios, nota-se maior gravidade da ação do sismo na estrutura.

No caso de reservatórios, embora a altura da construção não seja comparável com a de um edifício, a estrutura encontra-se submetida às forças de pressão da água que são horizontais, pelas quais a ação sísmica torna-se ainda mais desfavorável e crítica.

Na Figura 2.18 é mostrada uma edificação que entrou em colapso devido a um sismo evidenciando a capacidade destrutiva do fenômeno. Constituindo um marco histórico da atividade sísmica no Brasil, em dezembro 2007, esse foi o primeiro evento relacionado à morte no país.



Figura 2.18: Sismo de 4,9 Richter na cidade de Itacarambi/MG
(MOTA, 2008)

3. ANÁLISE SÍSMICA DE RESERVATÓRIOS APOIADOS

Os reservatórios apoiados são construídos diretamente sobre a superfície do solo. A sua utilização é frequente, quando o solo onde serão implantados possui capacidade suficiente para suportar as cargas respectivas sem sofrer deformações importantes. Uma das suas vantagens, diz respeito a situações em que é necessária certa altura para poder descarregar o líquido com uma pressão hidrostática adequada. Apresenta também uma maior facilidade de instalação, operação e manutenção dos dutos de entrada e saída de líquidos, e são utilizados geralmente para armazenar líquidos como também podem ser utilizados para sedimentação, ou para armazenagem de grãos (silos). São chamados de apoiados porque a laje de fundo esta apoiada diretamente nas fundações e não sobre pilares ou paredes cilíndricas.

As geometrias mais utilizadas são as cilíndricas e as retangulares, sendo as de seção cilíndrica as que apresentam maiores vantagens no armazenamento de grandes reservas líquidas devido às simetrias de revolução proporcionadas pela forma utilizada. Esta razão permite uma melhor distribuição dos esforços do que os de seção retangular, sendo possível diminuir a espessura da parede e conseqüentemente a quantidade de material utilizado na sua construção.

Um reservatório deve atender as exigências mínimas de capacidade e de serviço, desta maneira o reservatório deve ser capaz de resistir às cargas aplicadas com a maior impermeabilidade possível, a espessura das paredes deve ser o suficiente para que não ocorram fissuras maiores que possam ocasionar infiltrações e perda de líquido. O concreto deve ser resistente à corrosão química, e também deve ser considerada uma proteção contra a corrosão do aço. Para isso é indispensável prover uma quantidade e distribuição adequada da armadura, além de um bom projeto e execução de juntas, e a utilização de concreto de ótima qualidade.

Os reservatórios cilíndricos podem ser construídos com e sem cobertura, e as principais considerações em cada caso são as seguintes:

a) Reservatórios cilíndricos sem cobertura

Os reservatórios cilíndricos sem cobertura são utilizados para sistemas de água potável e tratada, e os mais usuais são os de decantação que são depósitos de grande diâmetro com fundo levemente cônico, com diâmetros que variam entre os 5 e os 70 metros. Se o solo de fundação é deformável, deve ser utilizada uma laje de fundo com a parede monolítica. No caso contrário, se o solo é pouco compressível, então a laje será uma membrana impermeável. No caso de um solo compressível pode ser necessário utilizar vigas de fundação embaixo da laje estrutural e ainda estacas de fundação.

b) Reservatórios cilíndricos com cobertura

Os reservatórios cilíndricos com cobertura são utilizados para reservatórios de armazenamento necessários para reservar e distribuir água às populações. A cobertura normalmente é um domo de concreto reforçado ou uma laje a base de vigas e pilares. Podem ser conectadas ou independentes à parede perimetral. Neste último caso, o comportamento da parede continuará sujeita à tensão anular. O domo tem a vantagem de cobrir grandes vãos sem apoios intermediários.

3.1 Considerações de projeto

O objetivo do projeto de reservatórios considerando ações sísmicas é conseguir que a estrutura a ser construída não sofra nenhuma deterioração, de tal forma que as ações atuantes não afetem o uso para a qual foi destinada, ou possam causar o colapso estrutural.

Os reservatórios cilíndricos de forma geral tem o melhor funcionamento estrutural. No entanto deve-se considerar, além das condicionantes do local de implantação, o custo mais elevado das formas e a maior complexidade na colocação das armaduras horizontais.

3.1.1 Elementos dos reservatórios cilíndricos

São basicamente constituídos pela laje de fundo, pelas paredes e, eventualmente por uma cobertura, além de elementos e dispositivos adicionais necessários para garantir a

impermeabilidade dos reservatórios, como as juntas de dilatação. A seguir são apresentadas as principais considerações sobre esses elementos:

a) Laje de Fundo

Em reservatórios em nível do solo, a laje de fundação é geralmente uma laje maciça assentada sobre uma camada de regularização em concreto pobre, com aproximadamente 10 cm de espessura. A solução mais usual é utilizar uma laje maciça com espessura constante ou variável, devido à grande simplicidade de execução. Caso o volume de concreto seja considerável a espessura da laje é diminuída na sua parte central, onde basicamente os esforços são transmitidos diretamente ao solo.

Na laje de fundo, a ligação da zona central à zona mais próxima da parede pode ser monolítica ou através de uma junta. Em reservatórios de grandes dimensões é possível dividir a laje de fundo em vários painéis ligados por juntas flexíveis.

b) Paredes

O impulso hidrostático (condições estáticas) e o impulso hidrodinâmico (sob o efeito da ação sísmica) são as principais ações numa parede. Estruturalmente as paredes podem ser de dois tipos:

- Paredes simples, com espessura constante ou variável em altura;
- Paredes apoiadas em contrafortes, exteriores ou interiores.

A ligação parede-laje de fundo pode ser construída como junta deslizante, base articulada, base perfeitamente engastada e base elasticamente engastada, ou seja, a parede considerada engastada com uma laje apoiada sobre o solo rígida ou articulada (Figura 3.1). Em alguns casos, é aconselhável dispor de esquadros na ligação com o objetivo de dificultar a deposição de resíduos e favorecer as operações de limpeza (os esquadros tem um segundo efeito, apresenta maior resistência e melhor comportamento em termos de fissuração).

A ligação parede-cobertura para reservatórios pequenos é geralmente uma ligação rígida funcionando então como um quadro fechado. Em reservatórios de grandes dimensões é adotado sistemas de ligação articulada, ou seja, sem transmissão de momentos. Neste caso, é ainda possível prover à ligação com uma junta deslizante que permita movimentos horizontais relativos, de forma a evitar que a ação sísmica, a retração do concreto e a ação térmica diferencial induzam esforços transversos na ligação com as paredes.

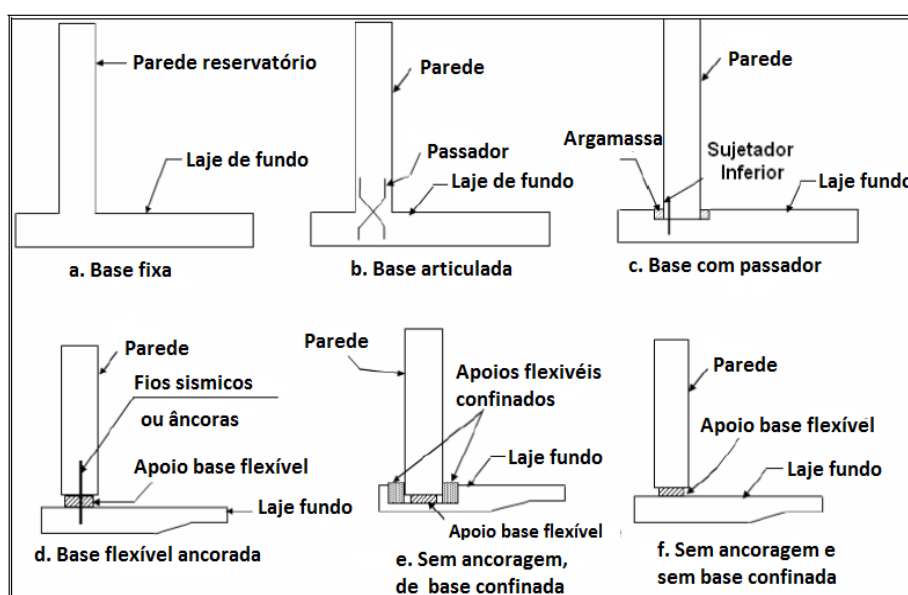


Figura 3.1: Tipos de ligação entre a parede e a laje do reservatório (ICG, 2004)

c) Cobertura

Costuma-se utilizar uma cúpula, ou uma laje maciça ou nervurada. A solução em cúpula é geralmente utilizada no caso de reservatórios com grandes dimensões em planta, nos quais uma cobertura em laje implicaria a definição de pilares interiores para o seu apoio. Ao contrário uma solução em cúpula não precisa apoios e, como tal, permite dispensar estes pilares.

d) Juntas

As juntas no concreto dos reservatórios são descontinuidades na construção da parede, da laje de fundo ou da cobertura, com o objetivo de liberar os esforços

ocasionados pelas variações de temperatura, esforços que são uma consequência da contração ou dilatação da estrutura. Com o fim de minimizar os efeitos nocivos destas mudanças volumétricas, devem ser dispostas juntas e detalhes especiais do aço de reforço.

- **Juntas de expansão:** são utilizadas para permitir a expansão e contração do concreto durante a cura e o tempo de serviço da estrutura, para permitir mudanças dimensionais devidas às cargas, recalques diferenciais da estrutura e mudanças volumétricas devidas à variação da temperatura. Devem ser projetadas de modo tal que possam ocorrer movimentos sem afetar a impermeabilidade. As juntas de expansão devem ter algum material de enchimento pré-formado e compressível, e, um dispositivo ou uma barreira de borracha, neoprene, plástico ou outro material que cumpra a função de impedir a passagem do líquido armazenado. Tanto o material de enchimento como a barreira devem resistir adequadamente os movimentos que possam ocorrer nas juntas.

Neste tipo de junta existe uma completa descontinuidade tanto no concreto como no reforço, e deve existir um espaço inicial entre as seções do concreto a ambos os lados da junta, que permita absorver as mudanças de volume produzidas pelas variações de temperatura (Figura 3.2).

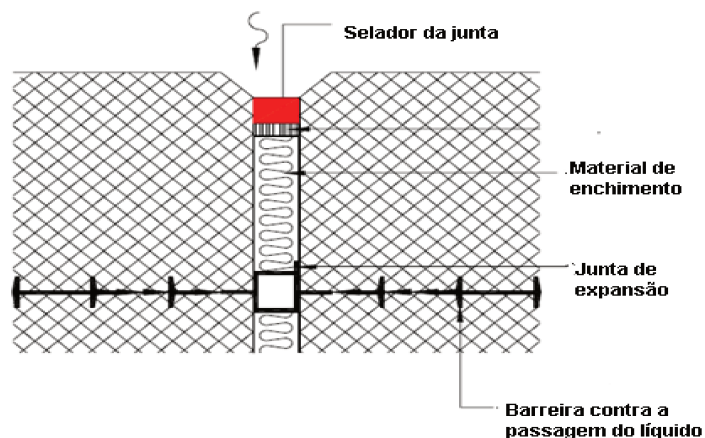


Figura 3.2: Junta de expansão parede (RODRIGUEZ, 2001)

- **Dispositivos contra a passagem do líquido:** as barreiras ou dispositivos podem ser de borracha, de policloreto de vinila (PVC) e aço. As borrachas são utilizadas

em juntas onde são esperados maiores movimentos. Durante a construção serão fixadas parcial ou totalmente no concreto para cobrir a junta, proporcionando-se assim uma barreira permanente à passagem do líquido, ainda para os movimentos posteriores da junta (Figura 3.3). Normalmente as barreiras são localizadas na metade da seção do elemento, sujeitando as bordas e extremos na sua posição para evitar que ocorram movimentos durante o lançamento do concreto.

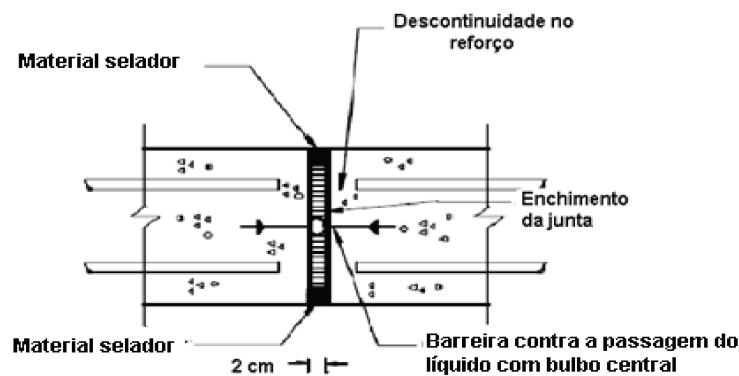


Figura 3.3: Descontinuidade do reforço na junta (RODRIGUEZ, 2001)

- Material de enchimento pré-formado: cumpre uma função dupla, a de forma para o lançamento do concreto, e a de preservar o espaço onde possa ocorrer a expansão. Este material deve atender às seguintes exigências:
 - Estanqueidade;
 - Compreensibilidade;
 - Evitar sua expansão ao contato com o líquido.

Um material ideal para o enchimento de juntas deverá ser submetido à compressão até alcançar a metade da sua espessura original, e dilatar-se quando os elementos adjacentes sejam submetidos à compressão.

3.1.2 Efeitos a considerar no projeto de reservatórios

Os efeitos a considerar na análise e projeto deste tipo de estrutura baseiam-se sempre em normas técnicas. As recomendações para o projeto indicadas pelas normas podem ser consideradas como exigências mínimas para ser aplicadas de uma maneira geral com o objetivo de conseguir uma probabilidade aceitável de que a estrutura a ser construída não sofra nenhum dano para a utilização a qual foi destinada, ou evite o seu colapso.

As recomendações de normas abrangem a espessura mínima das paredes, impermeabilidade dos reservatórios, corrosão e recobrimento das armaduras de reforço, e controle de fissuras. Esses itens serão comentados sucintamente a seguir:

a) Espessura mínima das paredes

Para avaliar as espessuras dos elementos estruturais deve-se pensar nos recobrimentos mínimos requeridos para as armaduras de reforço, na facilidade de lançamento e adensamento do concreto, nas considerações de resistência e impermeabilidade e, também, na capacidade da seção transversal a absorver os esforços solicitantes oriundos das ações atuantes.

b) Impermeabilidade do reservatório

Devido à contração por secagem que normalmente experimenta o concreto, a impermeabilidade do reservatório é afetada pela sequência e os procedimentos de construção das juntas e os detalhes, pelo que estes aspectos devem ser considerados no projeto para reduzir ao mínimo seus efeitos. É possível conseguir a impermeabilidade do concreto mediante relações água-cimento baixa, para obter uma boa trabalhabilidade e consolidação do concreto. A redução das fissuras a um mínimo é um modo efetivo para acrescentar a impermeabilidade.

c) Corrosão do aço de reforço

É devida a uma insuficiente ou má qualidade do concreto do recobrimento da armadura. O cimento hidratado possui um pH de aproximadamente 12,5. Este pH

protege o aço contra a corrosão. O hidróxido de cálcio de concreto reage com o gás carbônico da atmosfera reduzindo para 9 o pH do concreto facilitando a corrosão.

Durante o projeto e a construção devem ser tomadas as precauções necessárias para evitar a posterior corrosão do aço de reforço nos reservatórios. Esta pode ser originada pela presença de íons de cloreto no cimento, mediante a carbonatação ou ambas.

d) Recobrimento da armadura

Quanto mais agressivo o meio externo, maior deverá ser a espessura do recobrimento da armadura no concreto. No caso de elementos estruturais em contato com a água, ou seja, situações de reservatórios e estações de tratamento, as normas indicam um fator água/cimento mínimo e uma resistência à compressão do concreto máxima.

e) Controle de fissuras

Para o controle de fissuramento no concreto é preferível colocar um grande número de barras de aço de pequeno diâmetro, ao invés de uma área igual de reforço com barras de grandes diâmetros. O controle é estabelecido pelos limites rigorosos para as fissuras e a espessura permissível das rachaduras indicadas por cada norma.

Nas estruturas de concreto armado cuja estanqueidade tem caráter obrigatório, como no caso de reservatórios, as normas adotam uma abertura limite de fissuras menor para um controle mais efetivo.

As considerações das normas para o projeto de reservatórios são mostradas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Considerações para projeto de reservatórios

	ACI 350	EUROCODE 08	NTE 030	NBR 15421
Espessura paredes	$e_{\min}=30 \text{ cm}$	$e = 20 @ 40 \text{ cm}$	$e_{\min} > 15 \text{ cm}$	$e_{\min} > 15 \text{ cm}$
Impermeabilidade	$f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$ $a/c=0,45$	C30/37 $a/c = 0,50$	$f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$ $a/c=0,40$	C25 $a/c_{\max} = 0,60$
Recobrimento reforço	$c= 5 \text{ cm}$	$c = 4 \text{ cm}$	$c= 5 \text{ cm}$	$c = 25 \text{ mm.}$
Controle de fissuras	$z = fs(dc.A)^{1/3}$ $< 20550 \text{ kg/m}$	$w_k < 0,15 \text{ mm}$	$z = fs(dc.A)^{1/3}$ $< 26000 \text{ kg/m}$	$w_k < 0,15 \text{ mm}$
Reforço mínimo	$A_{s,\min}=0,8(f'_c)^{1/2} \cdot b_w \cdot d/f_y$ $A_{s,\min} > 14/f_y \cdot b_w \cdot d$	$p_{\min}=1,0\%$ $p_{\max}=4,0\%$	$p_h > 0,002$ $p_v > 0,0015$	$\rho_{\min} = 0,15\%$
$s_{\max}$ reforço	$s < 3h < 45 \text{ cm}$	$s < 30 \text{ cm}$	$s < 3h < 30 \text{ cm}$	$s < 2h < 20 \text{ cm}$

3.1.3 Ações de projeto

As cargas para as quais é feita a análise e projeto de um reservatório varia dependendo de diversos motivos: o local onde será construído o reservatório, sua função principal e as consequências caso ocorra uma falha de utilização ao longo da vida útil da estrutura.

As ações a considerar são de diferentes naturezas como peso próprio, sobrecargas, carga por pressões internas devidas ao líquido armazenado, variações de temperatura e de retração, deformação lenta, vento, e sismo.

a) Peso próprio e sobrecarga

O peso próprio é caracterizado pela massa volumétrica do material que constitui a estrutura. No caso dos reservatórios de concreto os materiais a considerar são o concreto das paredes e a laje de fundação e a cobertura.

As sobrecargas, como em geral as ações nas coberturas desconsideráveis em relação à ação total das mesmas (da ordem de 8%) e com efeitos desprezáveis nos demais elementos do reservatório, geralmente considera-se esta agregada ao peso próprio da cobertura, podendo não ser considerada em algum momento se for a favor da segurança.

b) Carga por pressões internas devidas ao líquido armazenado

As cargas de pressão interna são ocasionadas pelo líquido ou substância que é armazenada no reservatório. Estas considerações variam de acordo com as dimensões do reservatório (altura e raio ou largura) e das propriedades do líquido armazenado.

O empuxo do líquido que atua nos reservatórios constitui a principal ação a ser analisada; a qual atua nas suas paredes da forma linear e distribuída a partir da altura da lamina da água até o fundo do reservatório, onde atua com sua máxima intensidade uniformemente distribuída, proporcional à altura do líquido (Figura 3.4).

$$P_h = \gamma_a \cdot h_l \quad (3.1)$$

P_h : pressão hidrostática;

γ_a : peso específico do líquido;

h_l : altura do líquido.

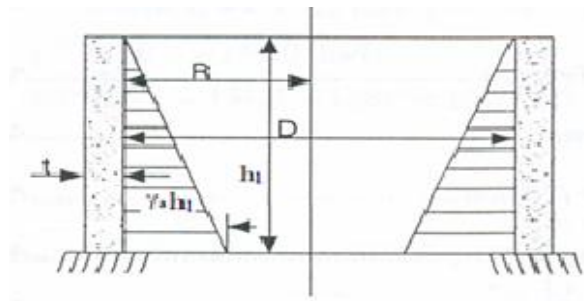


Figura 3.4: Pressão hidrostática reservatório base engastada

c) Variações de temperatura e de retração

A variação da temperatura ambiente provoca variações de temperatura cíclicas nos corpos. A sua distribuição, no espaço e no tempo, depende das características térmicas dos materiais (líquido, concreto e eventuais materiais de isolamento), das ondas térmicas do líquido, do ambiente exterior, da espessura das paredes, dos isolamentos e do tempo de exposição solar da estrutura (PEREIRA A., 2010).

As solicitações correspondentes às variações de temperatura são deformações impostas, dependendo do coeficiente de dilatação térmica dos materiais:

$$\varepsilon = \alpha.\Delta T \quad (3.2)$$

ε : deformação devida à variação da temperatura;

α : coeficiente de dilatação térmica;

ΔT : variação da temperatura.

Se as deformações forem totalmente impedidas, as tensões geradas valem:

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \quad (3.3)$$

E : módulo de elasticidade;

σ : tensão devido à variação da temperatura.

A laje de fundo está em contato com o solo de fundação que tem maior estabilidade térmica, e como o volume do líquido armazenado é muito maior que o volume das paredes do reservatório, a influência térmica do solo e a maior inércia térmica do líquido vão induzir um atraso na evolução da temperatura do próprio líquido e da laje de fundo relativamente à temperatura do ar, pelo que deverá ser considerado um pequeno diferencial de temperatura, devido a este fenômeno, entre o interior e o exterior das paredes.

d) Deformação lenta

A deformação lenta é exercida geralmente nas partes comprimidas por cargas permanentes ou quase permanentes (fundo do reservatório). As tensões correspondentes não são muito elevadas e a deformação lenta praticamente não apresenta perigo.

e) Vento

O efeito do vento deve ser considerado sobre a área exposta da estrutura, quando o reservatório estiver vazio, portanto exista a possibilidade de tombamento ou de deslocamento.

f) Sismo

Os esforços gerados pelos movimentos sísmicos são estimados assumindo um sistema de cargas laterais aplicado sobre a estrutura que representa de maneira próxima o fenômeno real. Existem diversos métodos para a sua determinação, desde os mais simples até os mais complexos, que só podem ser desenvolvidos por meio de simulações computacionais.

Durante um sismo, os reservatórios que contêm algum líquido podem sofrer algum dano liberando o líquido armazenado.

As normas de cada país contêm informações e recomendações especiais para o projeto de estruturas submetidas à ação de cargas sísmicas, fornecendo parâmetros como os coeficientes sísmicos e os espectros de projeto aplicáveis em conformidade com a sismicidade local e as características do solo onde será construído o reservatório.

Ao projetar os reservatórios para resistir às ações sísmicas, será considerada a massa hidrodinâmica do líquido armazenado. Os efeitos da ação sísmica em reservatórios podem ser agrupados em três níveis distintos:

- Efeitos associados à massa estrutural;
- Efeitos associados à massa do líquido;
- Efeitos associados ao solo de apoio.

3.2 Análise das ações sísmicas sobre os reservatórios

O comportamento das estruturas frente a uma solicitação sísmica depende tanto de suas propriedades características como do movimento. Uma estrutura projetada para resistir às cargas originadas por um sismo terá comportamento elástico durante toda a sua vida útil. Contudo se a resistência diminuir, mas, tiver ductilidade suficiente para desenvolver deslocamentos consideráveis maiores que os correspondentes ao limite elástico, a estrutura também poderá responder satisfatoriamente às mesmas solicitações.

Quando um reservatório está submetido a uma ação sísmica é gerada no seu interior uma perturbação do líquido. Para seu estudo, estas pressões geradas pelo movimento horizontal do solo estão divididas em uma parcela associada à inércia do líquido que é acelerado com o solo (pressões impulsivas), além de outra parcela associada ao líquido que oscila com o movimento das ondas (pressões convectivas) (Figura 3.5 a 3.7).

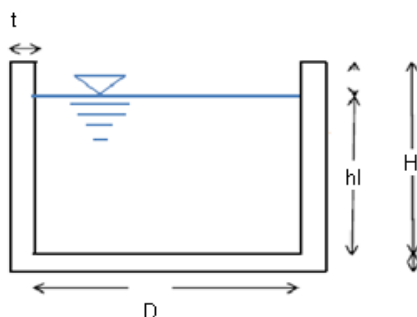


Figura 3.5: Reservatório estado inicial

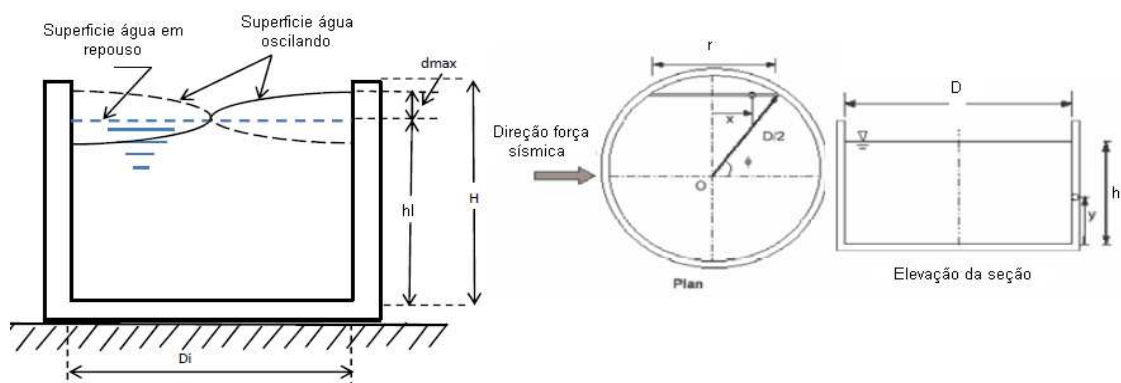


Figura 3.6: Movimento do líquido no reservatório

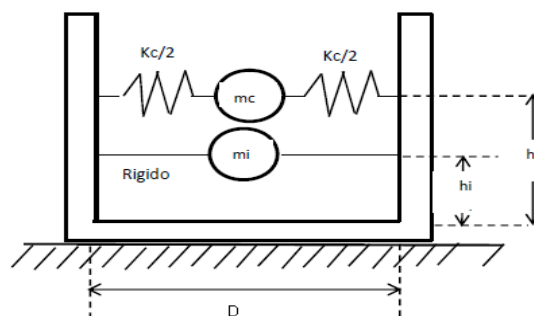


Figura 3.7: Modelo dinâmico massa-mola

A posição relativa do líquido que atua no modo impulsivo e convectivo, respectivamente, muda em função da geometria do reservatório. Quanto menor a proporção do diâmetro em relação à altura (isto é, reservatórios altos e esbeltos), maior será a contribuição do modo impulsivo. Quanto maior a proporção do diâmetro em relação à altura (isto é, reservatórios baixos), maior será a contribuição do modo convectivo. As partes relativas do líquido em cada modo são mostradas na Figura 3.8.

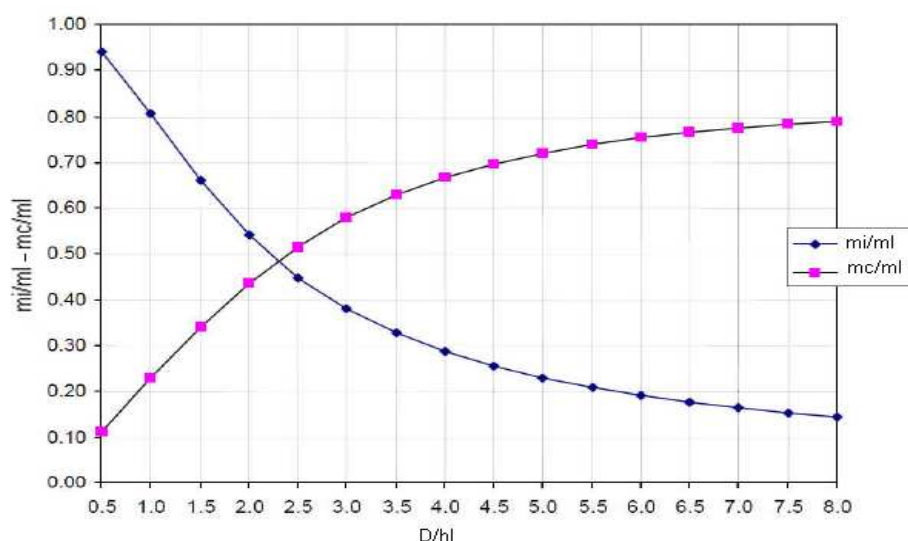


Figura 3.8: Distribuição da massa entre m_i e m_c em função de D/h_l

No caso de reservatórios apoiados com cobertura, deve-se considerar o deslocamento oscilatório do líquido, porque pode induzir cargas sobre a cobertura do mesmo. Para aliviar esse tipo de dano, deve ser colocada uma maior altura entre o nível do líquido e a borda do reservatório para resistir esse deslocamento oscilatório.

Além de provocar forças e momentos nas paredes do reservatório, as pressões podem ser combinadas com as do fundo para dar origem a um momento total de tombamento do reservatório em conjunto.

As forças impulsivas associadas às forças de inércia no líquido relacionadas no tempo diretamente com as acelerações do solo, são principalmente de alta frequência, no intervalo de 2 a 5 ciclos por segundo (período entre 0,5 e 0,2 s.). Por outro lado, as pressões convectivas

relacionadas no tempo com a resposta oscilatória (ondas) do líquido, gerada pelas acelerações do sismo são de uma baixa frequência, perto da frequência natural do líquido ao oscilar (período entre 7-10 s.).

Provavelmente a aceleração máxima do solo e o movimento máximo do movimento das ondas do líquido não ocorram ao mesmo tempo, no entanto, é possível que uma combinação das pressões impulsivas e convectivas, em um determinado instante exceda às pressões impulsivas ou convectivas consideradas isoladamente.

Para determinar a resposta mecânica dos reservatórios de armazenamento sujeitos a efeitos dinâmicos por sismo foram feitos diversos estudos que foram condensados por Housner (1963), que formulou uma idealização para estimar a resposta do líquido em reservatórios rígidos retangulares e cilíndricos sob uma ação sísmica e que serviram de base para estudos posteriores, assim como a base da metodologia de projeto para reservatórios das normas internacionais atuais.

3.2.1 Modelo de Housner (1954)

O modelo de Housner (1954) permite avaliar de forma simples a resposta dinâmica de um reservatório com líquido armazenado no seu interior. O modelo é o resultado da integração da equação diferencial que representa o fenômeno dinâmico do conteúdo, supondo as seguintes hipóteses:

- O líquido armazenado no reservatório é incompressível, irrotacional, sem viscosidade e inicialmente em repouso;
- A estrutura do reservatório é rígida e o material tem comportamento de acordo com o regime elástico;
- Os termos não lineares na equação fundamental do movimento podem ser desprezados. Como consequência, é possível assumir que o líquido permanece sempre em contato com as paredes do reservatório (não há cavitação).

Considerando somente os efeitos de uma componente horizontal no movimento do solo, Housner mostrou que os resultados obtidos numa análise baseada na solução da

equação de Laplace por séries infinitas, podem estabelecer um modelo simplificado. Neste modelo uma parte do líquido tem um movimento rígido com a oscilação do reservatório e a outra parte restante atua como uma massa sujeita às paredes através de molas que representam a ação do respingo do líquido.

Os efeitos dinâmicos da parte do líquido aderido em forma rígida às paredes do reservatório são conhecidos com o nome de impulsivo. Os efeitos do movimento livre do líquido são denominados convectivos. Os pressupostos básicos que levaram a estes resultados podem ser justificados pelas seguintes comprovações:

- A compressibilidade do líquido poderia ter importância se o tempo que demora uma onda acústica em se propagar através do reservatório não fosse desprezável em comparação com o período fundamental do movimento dele. Por isto, para grandes estruturas tais como barragens, a compressibilidade do líquido pode ter um papel importante, mas em reservatórios geralmente não ocorre dessa forma;
- O amortecimento, devido à viscosidade do líquido é só um dos vários mecanismos de amortecimento que afetam à estrutura e não é a mais importante. Por esta razão é perfeitamente aceitável fazer uma formulação teórica do fenômeno assumindo líquidos sem viscosidade;
- A componente da pressão associada à velocidade do líquido é proporcional ao quadrado desta velocidade. Na maior parte dos sismos severos, as pressões induzidas pela velocidade do líquido são pequenas comparadas com as outras componentes da pressão hidrodinâmica. Isto permite usar uma teoria linear das ondas ao longo da superfície livre, embora localmente a hipótese seja omitida (na zona perto das paredes do reservatório) e o efeito total não é afetado de forma significativa.

Com as hipóteses anteriormente descritas, Housner (1954) apresentou um modelo mecânico equivalente para avaliar a resposta sísmica de um reservatório com líquido no seu interior (Figura 3.9). Este modelo corresponde simplesmente à interpretação física da equação do movimento transformando os efeitos impulsivos e convectivos em massas equivalentes aderidas às paredes deste às alturas adequadamente determinadas. A ação oscilatória do líquido foi transformada em apoios elásticos para a massa convectiva,

enquanto a massa impulsiva foi interpretada como se estivesse unida em forma rígida às paredes do reservatório.

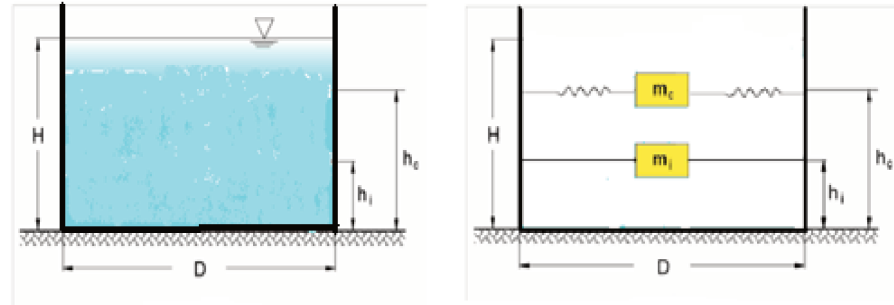


Figura 3.9: Modelo da analogia mecânica do reservatório (HOUSNER, 1954)

A análise hidrodinâmica do comportamento de reservatórios parte do estudo analítico de reservatórios retangulares fazendo uma extensão ao tipo cilíndrico. Num reservatório retangular assume-se que a superfície do líquido é totalmente horizontal, aplicando uma aceleração horizontal $\ddot{\mu}_0$ na direção x às paredes do reservatório (o eixo x é horizontal no sistema de eixos coordenados) é possível determinar a pressão atuante nas paredes devidas a esta aceleração $\ddot{\mu}_0$ considerando uma coluna de líquido com profundidade h , comprimento $2l$ e uma espessura unitária, segundo mostrado na Figura 3.10.

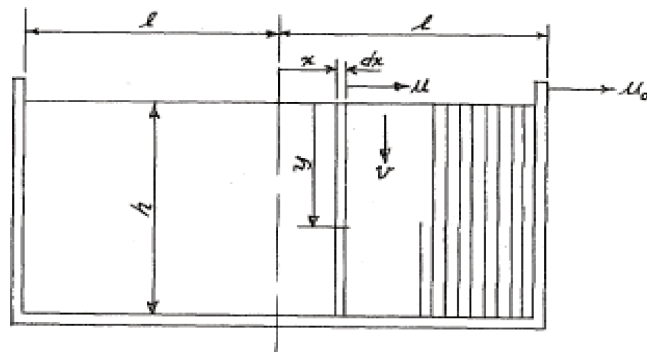


Figura 3.10: Reservatório e seus esforços (HOUSNER, 1954)

Sob estas condições, o líquido será forçado a um movimento na direção x entre um par de membranas finas verticais sem massa e espaçadas a uma distancia dx . Quando às

paredes do reservatório é aplicada esta aceleração as membranas são aceleradas com o líquido e o líquido também é comprimido verticalmente com respeito às membranas (VIDAL, 2007).

A velocidade vertical que sofre o líquido devido à aceleração $\dot{\mu}_0$ é v , que depende da velocidade μ na direção horizontal da seguinte maneira:

$$v = (h - y) \frac{d\mu}{dx} \quad (3.4)$$

Esta equação especifica os limites do fluxo do líquido. Ao ser considerado o líquido como fluido de densidade ρ é possível determinar a aceleração $\dot{v}$, a qual será proporcional à velocidade v . Adicionalmente pode-se considerar que a aceleração $\dot{\mu}$ é proporcional à velocidade μ , e que a pressão no fluido entre duas membranas é dada pela equação hidrodinâmica padrão:

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\rho \dot{v} \quad (3.5)$$

A resultante da força horizontal na membrana será:

$$P = \int_0^h p \cdot dy \quad (3.6)$$

Substituindo v em p é obtida uma equação que representa a pressão na parede, com uma única incógnita que é a velocidade do solo μ . Housner propõe utilizar o método de Hamilton para determinar a energia potencial a partir da energia cinética e, assim obter uma equação diferencial mais simples que pode ser resolvida ao se considerar as condições de contorno do problema. Com isto é obtida a pressão impulsiva na parede em função da profundidade do líquido, a largura e a altura desejada:

$$p_w = \rho \dot{\mu}_0 h \left(\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right) \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{h} \right) \quad (3.7)$$

O efeito das pressões impulsivas leva o líquido a oscilar, pelo que é necessário conhecer os períodos fundamentais e modos de vibração. Para isto, é considerado que o líquido está restringido entre membranas rígidas paralelas inicialmente horizontais livres de girar como na Figura 3.11.

Estas restrições podem ser descritas através das seguintes equações:

$$\mu = \frac{l^2 - x^2}{2} \frac{d\theta}{dy} \quad (3.8)$$

$$v = \theta x \quad (3.9)$$

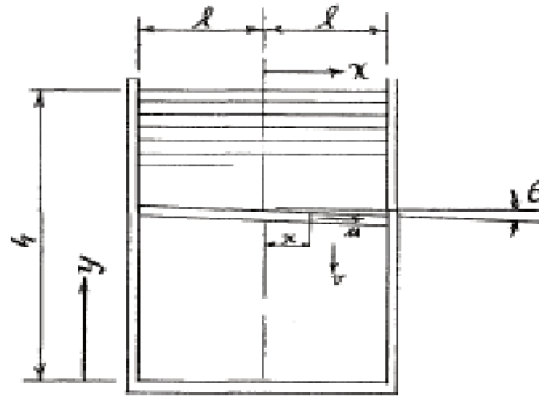


Figura 3.11: Reservatório e suas restrições (HOUSNER, 1954)

A pressão no líquido é dada por:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \ddot{\mu} \rightarrow p = -\rho \frac{l^3}{2} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right) \frac{d^2 \theta}{dx^2} \quad (3.10)$$

Aplicando a equação do movimento para uma fatia do líquido é possível solucionar a equação para as condições de contorno correspondentes ao problema, que têm forma sinusoidal.

Além disso, é possível definir o comportamento oscilatório do líquido calculando a frequência natural de vibração mediante a máxima energia cinética que é produzida. A equação exata dada por Graham e Rodriguez (1952) corresponde a:

$$\omega_n^2 = \frac{g}{l} n \frac{\pi}{2} \tanh \left(n \frac{\pi h}{2 l} \right) \quad (3.11)$$

A qual permite, então, obter a pressão sobre as paredes:

$$p_w = \left(\rho \frac{l^3}{3} \sqrt{5/2} \frac{\cosh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{y}{l} \right)}{\sinh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{l} \right)} \right) \omega^2 \theta_0 \sin \omega t \quad (3.12)$$

Em 1963, Housner apresentou uma serie de relações que descrevem o comportamento dinâmico do líquido num reservatório baseando-se nas observações realizadas nos seus trabalhos anteriores simplificando seu estudo. Neste trabalho afirma que para representar de forma adequada o comportamento dinâmico de um líquido armazenado só é preciso considerar uma só massa móvel (massa convectiva) e uma só massa fixa (massa impulsiva), apresentando equações para avaliar tais massas, suas respectivas alturas desde a base e a rigidez da mola que atua junto à massa convectiva. Na análise de um reservatório tem-se duas situações: quando $h_l < 0,75D$ e quando $h_l > 0,75D$ que são descritas a continuação:

a) Reservatórios com $h_l \leq 0,75 D$

Para um reservatório cilíndrico com $h_l \leq 0,75 D$, a massa impulsiva m_i é:

$$m_i = m_l \cdot \frac{\tanh \left(0,866 \frac{D}{h_l} \right)}{\left(0,866 \frac{D}{h_l} \right)} \quad (3.13)$$

A massa convectiva m_c é:

$$m_c = m_l \cdot \frac{0,23 \tanh \left(3,68 \frac{h_l}{D} \right)}{\left(\frac{h_l}{D} \right)} \quad (3.14)$$

A altura a partir do fundo do reservatório da massa impulsiva h_i :

$$h_i = h_l \left(0,5 - \frac{0,09375}{\frac{h_l}{D}} \right) \quad (3.15)$$

A altura a partir do fundo do reservatório da massa convectiva h_c :

$$h_c = h_l \cdot \left(1 - \frac{\cosh\left(3,68 \frac{h_l}{D}\right) - 1}{3,68 \frac{h_l}{D} \cdot \sinh\left(3,68 \frac{h_l}{D}\right)} \right) \quad (3.16)$$

A rigidez da mola imaginária k_c que conecta a massa convectiva às paredes do reservatório é:

$$K_c = 0,836 m_l \cdot \frac{g}{h_l} \cdot \left(\tanh\left(3,68 \frac{h_l}{D}\right) \right)^2 \quad (3.17)$$

Os períodos impulsivos T_i e convectivos T_c (Figura 3.12) são determinados com as equações 3.18 e 3.19:

$$T_i = C_i \cdot h_l \cdot \frac{\sqrt{\frac{g}{h_l}}}{\sqrt{\frac{E_c \cdot t_w}{D}}} \quad \text{onde} \quad C_i = \frac{1}{\left[0,46 - 0,3 \frac{h_l}{D} + 0,067 \left(\frac{h_l}{D} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{\frac{h_l}{D}}} \quad (3.18)$$

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{g}} \quad \text{onde} \quad C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3,68 \tanh\left(3,68 \frac{h_l}{D}\right)}} \quad (3.19)$$

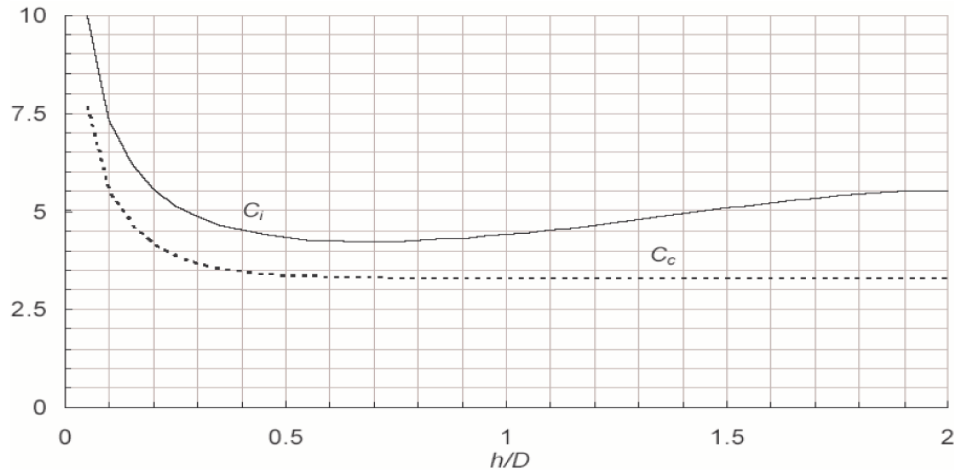


Figura 3.12: Coeficientes impulsivo e convectivo para reservatórios cilíndricos

b) Para reservatórios com $h_l \geq 0,75 D$

Quando $h_l > 0,75 D$, as equações anteriores são aplicáveis para calcular m_l e h_l sem modificar a massa nem a altura do líquido. Para calcular m_c e h_c , deve-se considerar

que o líquido à profundidade $0,75D$, medida desde a superfície, move-se rigidamente ao reservatório, de modo que as expressões dadas para m_c e h_c , serão aplicadas só à parte do líquido situada acima dessa altura (Figura 3.13).

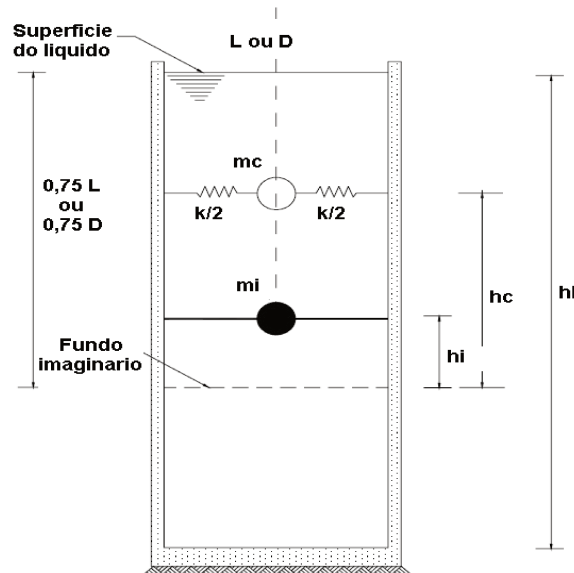


Figura 3.1: Representação do reservatório para $h_l/D > 0,75$ (HOUSNER, 1963)

A teoria de Housner é a base teórica utilizada por uma série de países na elaboração das suas normas de projeto para reservatórios (ACI 350 e EUROCODE08).

3.2.2 Modelo de Haroun (1983)

Haroun modificou o modelo de Housner para considerar a flexibilidade da parede do reservatório (HAROUN, 1983). Neste modelo, a massa do líquido durante a vibração sísmica oscila em três formas diferentes denominadas:

- Massa convectiva m_c que é a parte superior da massa do líquido que controla a superfície livre, e que representa a massa das ondas na superfície do líquido, em que os deslocamentos horizontais desta massa são equivalentes à altura da onda;
- Massa impulsiva m_i que é a parte intermediária da massa do líquido que vibra junto à parede do reservatório; e

- A massa rígida m_r que é a parte inferior da massa do líquido que vibra de forma conjunta com o fundo do reservatório, conforme mostrado na Figura 3.14.

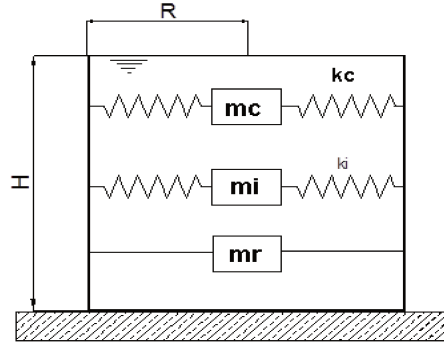


Figura 3.2: Modelo mecânico de reservatório (HAROUN, 1983)

Os deslocamentos absolutos de cada grau de liberdade são denotados por u_c , u_i e u_r , respectivamente. Na análise foram consideradas as seguintes hipóteses:

- A massa convectiva e impulsiva são conectadas à parede do reservatório através de molas com uma rigidez equivalente a K_c e K_i respectivamente, e a massa rígida é vinculada ao fundo do reservatório;
- O peso próprio do reservatório é desprezável frente ao peso total efetivo;
- O reservatório permanece em comportamento elástico linear durante a análise;
- O amortecimento associado com a massa convectiva e impulsiva é expresso mediante uma relação de amortecimento crítico previamente admitida.

As massas convectiva, impulsiva e rígida são determinadas a partir da massa do líquido m_l , de acordo com as expressões:

$$m_l = \pi \cdot R^2 \cdot h_l \cdot \gamma_l \quad (3.20)$$

$$m_c = Y_c \cdot m_l \quad (3.21)$$

$$m_i = Y_i \cdot m_l \quad (3.22)$$

$$m_r = Y_r \cdot m_l \quad (3.23)$$

A frequência fundamental da massa convectiva ω_c e impulsiva ω_i são determinadas mediante as seguintes expressões:

$$\omega_c = \sqrt{1,84 \cdot \left(\frac{g}{R}\right) \cdot \tanh(1,84 S)} \quad (3.24)$$

$$\omega_i = \frac{P}{h_i} \cdot \sqrt{\left(\frac{E}{\gamma_i}\right)} \quad (3.25)$$

Para $t_w/R = 0,004$ as relações da massa e o coeficiente P são expressos de acordo ao trabalho de Haroun (1983) e referenciadas no trabalho de Shrimali e Jangid (2004) como:

$$\begin{Bmatrix} Y_c \\ Y_i \\ Y_r \\ P \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,01327 & -0,87578 & 0,35708 & 0,06692 & 0,00439 \\ -0,15467 & 1,21716 & -0,62839 & 0,14434 & -0,01250 \\ -0,01599 & 0,86356 & -0,39094 & 0,04083 & 0 \\ 0,03708 & 0,08430 & -0,50088 & 0,01252 & -0,00120 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ S \\ S^2 \\ S^3 \\ S^4 \end{Bmatrix}$$

A rigidez e amortecimento equivalente das massas convectivas e impulsiva são determinados por:

$$k_c = m_c \cdot \omega_c^2 \quad (3.26)$$

$$k_i = m_i \cdot \omega_i^2 \quad (3.27)$$

$$C_c = 2\xi_c \cdot m_c \cdot \omega_c \quad (3.28)$$

$$C_i = 2\xi_i \cdot m_i \cdot \omega_i \quad (3.29)$$

Onde $\xi_c = 0,5\%$ e $\xi_i = 2\%$ são as relações de amortecimento da massa convectiva e impulsiva respectivamente.

3.2.3 Modelo de Malhortha (2000)

O procedimento desenvolvido por Malhortha (2000) esta baseado no trabalho de Veletsos (1976) com algumas modificações que fazem o procedimento muito mais simples. Este trabalho “*Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks*” apresenta a base teórica para um projeto sísmico simplificado de reservatórios cilíndricos apoiados.

Através desta análise de caráter linear, é possível calcular as tensões nas paredes do reservatório que esta baseada nos seguintes pressupostos:

- Reservatório completamente engastado e de fundação rígida;
- Representação do sistema reservatório-líquido somente com o primeiro modo impulsivo e o primeiro modo convectivo;
- Agrupamento da maior massa modal impulsiva com o primeiro modo impulsivo e a maior massa modal convectiva com o primeiro modo convectivo;
- Ajustamento das alturas impulsivas e convectivas para o cálculo do momento de tombamento;
- Generalização da equação do período impulsivo para aplicar ao caso de reservatórios de aço e concreto de várias espessuras.

Na Figura 3.15 é mostrado o modelo, no qual só o primeiro modo convectivo e impulsivo é considerado. Para a maioria dos reservatórios, especificamente aqueles cuja esbelteza H/R (altura/raio) está entre $1/3$ e 3 , o primeiro modo convectivo e o primeiro modo impulsivo representam em conjunto entre 85% e 98% da massa do líquido no reservatório.

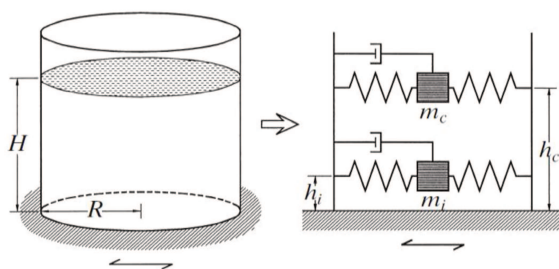


Figura 3.3: Modelo mecânico de reservatório (MALHORTA, 2000)

As propriedades referentes aos períodos do modelo são:

$$T_i = C_i \cdot \frac{\sqrt{V_l} \cdot h_i}{\sqrt{t_w / R} \cdot \sqrt{E}} \quad (3.30)$$

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R} \quad (3.31)$$

Os coeficientes C_i e C_c são obtidos da Figura 3.16 ou da Tabela 3.2. O coeficiente C_i é adimensional, o coeficiente C_c é expresso em $s/\sqrt{m}$. Para reservatórios com parede não uniforme t_w pode ser calculado tomando uma meia altura do nível do líquido.

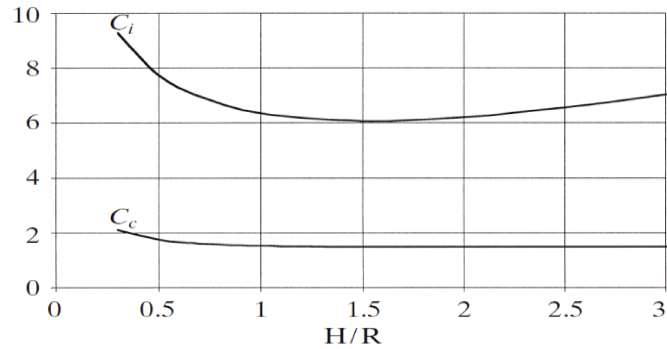


Figura 3.4: Coeficientes C_i e C_c (MALHORTRA, 2000)

Tabela 3.2: Valores para o modo impulsivo e convectivo como função de H/R

H/r	C_i	C_c [s/ $\sqrt{m}$]	m_i/m_l	m_c/m_l	h_i/H	h_c/H	h_i'/H	h_c'/H
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.439	0.690	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825	0.472	0.825

Fonte: Malhortra, 2000

As massas impulsiva e convectiva, como fração da massa total do líquido do reservatório é obtida da Figura 3.17 e suas alturas da Figura 3.18 ou da Tabela 3.2.

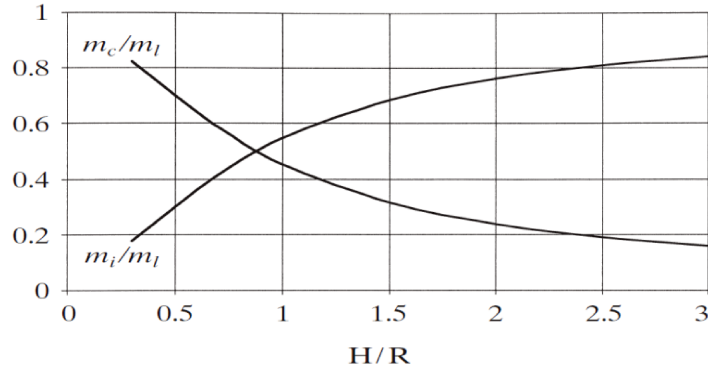


Figura 3.5: Massas m_i e m_c como fração da massa total (MALHORTA, 2000)

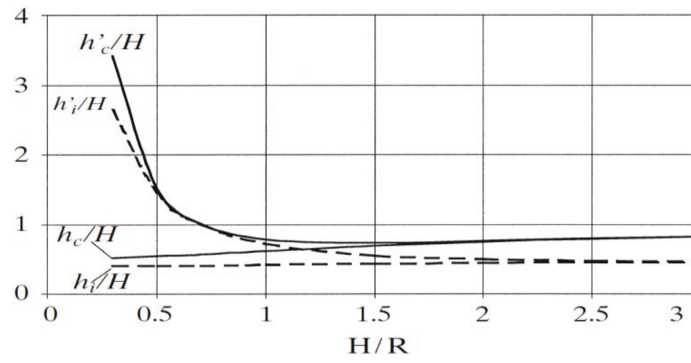


Figura 3.6: Altura h_i e h_c como fração da altura total (MALHORTA, 2000)

O momento na base do reservatório é dado por:

$$M = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_g(T_i) + m_c \cdot h_c \cdot S_g(T_c) \quad (3.32)$$

A força cortante na base é dada por:

$$V = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_g(T_i) + m_c \cdot S_g(T_c) \quad (3.33)$$

E a altura da onda na superfície por:

$$d = R \cdot \frac{S_g(T_c)}{g} \quad (3.34)$$

3.2.4 Modelo de Newmark & Rosenblueth (1972)

O problema da pressão hidrodinâmica é idealizado como um problema bidimensional, no qual é considerada a dimensão na direção da aceleração como semi-infinita ($L/h_1 > 1$), onde o movimento do solo é suposto como harmônico e puramente horizontal. Considerando a hipótese de líquido incompressível, em que ϕ é uma potencia de velocidades, o fenômeno é representado pela equação:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (3.35)$$

Assim ao substituir as condições de contorno de paredes rígidas e líquido incompressível na equação anterior, esta se transforma na seguinte solução:

$$p = -2a_n \cdot \rho h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\mu_n^2} \exp\left(\frac{-\mu_n \cdot x}{h}\right) \cos\left(\frac{\mu_n \cdot z}{h}\right) \quad (3.36)$$

Onde:

$$\mu_n = \frac{(2n-1) \cdot \pi}{2} \quad (3.37)$$

Como o tempo e a frequência circular só são considerados no fator comum $a_n \cdot \omega^2 \cdot \sin \omega t$, a solução para líquido incompressível e parede rígida não depende da hipótese do movimento harmônico. Portanto, para um movimento arbitrário do solo é obtida a distribuição de pressões hidrodinâmicas e a equação anterior converte-se em:

$$p = -2a_n \cdot \rho h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\mu_n^2} \exp\left(\frac{-\mu_n \cdot x}{h}\right) \cos\left(\frac{\mu_n \cdot z}{h}\right) \quad (3.38)$$

O modelo de Newmark & Rosenblueth (1972) permite a análise modal de um reservatório cilíndrico, considerando-o um oscilador linear de n graus de liberdade. A análise é desenvolvida assimilando o líquido e massas conectadas às paredes através de molas lineares, cada uma associada a um modo de vibração da estrutura.

A análise sustenta-se na teoria que, num reservatório rígido e completamente cheio, dotado de uma cobertura rígida, toda a massa do líquido que está dentro do reservatório move-se solidariamente com este como uma massa rígida. Mas caso haja um pequeno espaço entre a superfície do líquido e a cobertura (perto de 2% da altura total do reservatório), a pressão exercida pelo líquido na base e nas paredes é praticamente a mesma que se exerceria caso a superfície do reservatório fosse livre.

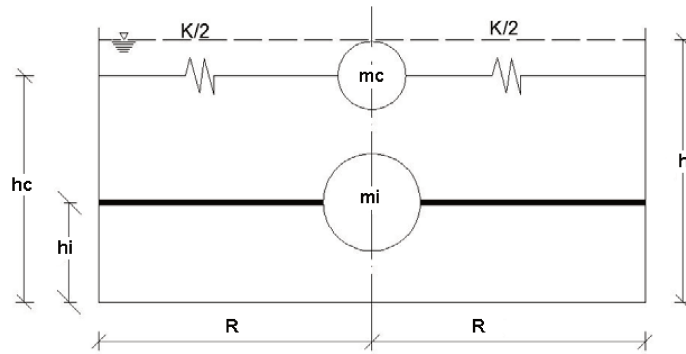


Figura 3.7: Modelo de reservatório (NEWMARK&ROSEMBLUETH, 1972)

Considerando o reservatório cilíndrico representado na Figura 3.19 com raio R, com a superfície livre do líquido de massa e altura da base, as massas que substituem o líquido são m_i , rigidamente ligada às paredes a uma altura h_i e m_c , ligada às paredes através de molas de rigidez total K a uma altura h_c . Os valores destas grandezas são:

$$m_i = \frac{\tanh\left(\frac{1,7R}{h_l}\right)}{\frac{1,7R}{h_l}} \cdot m_l \quad (3.39)$$

$$m_c = \frac{0,71 \tanh\left(\frac{1,8h_l}{R}\right)}{\frac{1,8h_l}{R}} \cdot m_l \quad (3.40)$$

$$h_i = 0,38h_l \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{m_l}{m_i} - 1\right)\right] \quad (3.41)$$

$$h_c = h_l \left[1 - 0,21 \frac{m_l}{m_c} \left(\frac{R}{h_l}\right)^2 + 0,55\beta \frac{R}{h_l} \sqrt{0,15 \left(\frac{R \cdot m_l}{h_l \cdot m_c}\right)^2 - 1}\right] \quad (3.42)$$

$$K = \frac{4,75 g m_c^2 \cdot h_l}{m_l \cdot R^2} \quad (3.43)$$

α e β devem ser 1,33 e 2,0 respectivamente, caso se pretenda considerar os efeitos da pressão hidrodinâmica na laje de fundação; ou 0 e 1, respectivamente, caso apenas se pretenda simular os efeitos da pressão hidrodinâmica nas paredes do reservatório.

A frequência angular correspondente ao primeiro modo de vibração é dada por:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m_c}} \quad (3.44)$$

Para reservatórios em que a razão h_l/R é inferior a 0,25 é possível determinar o período fundamental da estrutura associado ao primeiro modo de vibração, com um erro de aproximadamente 2%, pela seguinte expressão:

$$T_c \cong 1,07 \frac{R}{\sqrt{h_l}} \quad (3.45)$$

Nos casos em que a razão h_l/R é aproximadamente de 0,7 sabe-se, com certeza de 10% de erro, o período fundamental associado ao primeiro modo de vibração é dado por:

$$T_c \cong \frac{R}{\sqrt{h_l}} \quad (3.46)$$

3.3 Comportamento dos reservatórios de concreto em relação aos sismos

As diferentes falhas que podem apresentar os reservatórios de armazenamento devido à ação dos sismos têm importantes consequências tanto econômicas como sociais. No caso de um colapso total da estrutura pode haver consequências desastrosas, uma vez que a perda do conteúdo do reservatório pode provocar grandes inundações, contaminações do solo, e até mesmo incêndios.

Os reservatórios de concreto reforçados com malhas de aço são vulneráveis aos sismos se a armadura de aço sofre corrosão ou se as uniões da cobertura-parede ou parede-laje de fundo não foram projetadas para resistir às cargas sísmicas.

Os danos sísmicos detectados em reservatórios de concreto apoiados diretamente sobre o solo podem ser os seguintes:

- Instabilidade dos reservatórios contra o tombamento;
- Excesso de tensões no solo, e como consequência é excedida a capacidade de suporte dos reservatórios;
- Colapso das conexões dos reservatórios devido a pouca capacidade destes elementos para acomodar-se às deformações próprias da estrutura;
- Colapso dos pilares onde é apoiada a cobertura;
- Fundações dos reservatórios comprometidas;
- Deslocamentos horizontais do reservatório.

Alguns exemplos de colapsos podem ser verificados nos reservatórios dos terremotos ocorridos no Japão e EUA:

a) Terremoto de Kobe (1995)

No sismo de Kobe (Janeiro 17, 1995, M_L : 7.2), os danos apresentados foram nas estacas que suportam o reservatório, ocorrendo colapsos na fundação por liquefação do solo, ruptura do anel de fundação e recalques diferenciais (Figura 3.20).



Figura 3.80: Falha da fundação por liquefação (EERC, U. C. Berkeley)

b) Sismo de Loma Prieta, Califórnia, 17 de Outubro de 1989

Este sismo de magnitude 6,9 M_L teve seu epicentro na zona de Santa Cruz no Estado de Califórnia. Uma das áreas afetadas foi a cidade de San Francisco, distante 70 km

do epicentro. As malhas de aço dos reservatórios de concreto mostraram uma tendência à corrosão, o que tem produzido rupturas ao longo do tempo (Figura 3.21).

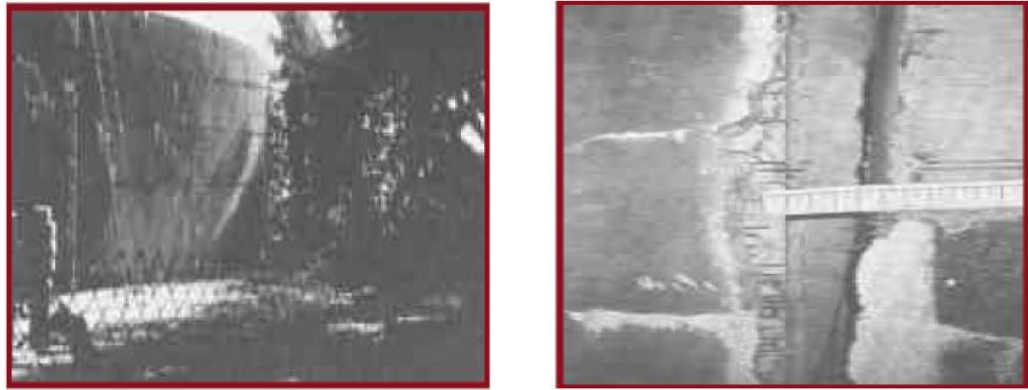


Figura 3.9: Reservatório com malha de aço, Loma Prieta California

fonte: <http://www.paho.org/Spanish/dd/PED/reducDanoSismCap3.pdf>)

4. METODOLOGIA DE PROJETO

Quando é feita a análise sísmica de um reservatório devem ser considerados alguns aspectos como a sobrepressão hidrodinâmica do líquido, a qual é feita geralmente utilizando o modelo mecânico equivalente proposto por Housner.

Housner (1954) propôs que o movimento da massa total do líquido pode ser representado por uma massa que é movimentada junto com o reservatório e é denominada massa fixa ou impulsiva (m_i), e uma massa que representa o fenômeno das ondas da água, denominada massa móvel ou convectiva (m_c) que é conectada à parede do reservatório através de molas de rigidez total (K_c).

Este é o modelo mecânico utilizado neste trabalho para considerar os efeitos causados pelo líquido, pois as normas estrangeiras como a ACI 350 e o EUROCODE 08 atualmente utilizam este modelo nos procedimentos de análise sísmica para reservatórios. As recomendações destas normas são utilizadas neste trabalho como base para complementar a norma NBR 15421 e NTE 030.

Uma vez analisadas as normas serão desenvolvidos os projetos sísmicos segundo as indicações em cada uma delas. Além da análise pelo modelo de Housner, neste capítulo são avaliados os parâmetros sísmicos que são utilizados pelas normas na análise sísmica de estruturas como:

- Fator de zona de localização do empreendimento (a_g);
- Fator de importância do empreendimento (I);
- Fator referente ao tipo de solo (S);
- Coeficientes de resposta elástica (Espectros Elásticos de Resposta $S_{(e)}$);
- Fator de modificação de resposta (R_w).

Na análise computacional deste estudo foi utilizado o software comercial SAP2000 que permite modelar o modelo mecânico equivalente proposto e verificar os períodos de oscilação

da estrutura. A análise dinâmica utilizada com o software nesta pesquisa é através de um espectro de resposta, pelo fato de que é a forma mais usual de definir uma ação sísmica. São obtidas descrições das características mais importantes da resposta estrutural sem a necessidade de uma história no tempo, além de que um espectro pode ser modificado com base nas características da zona onde será construída a estrutura sem necessidade de conhecer os detalhes da oscilação sísmica.

A seguir são apresentados cada fator ou parâmetros sísmicos utilizados pelas normas, e no item seguinte são descritos os procedimentos da análise sísmica e alguns critérios da modelagem dados pelas normas estudadas.

4.1 Parâmetros das normas para análise sísmica

Nesta parte são apresentados os conceitos do fator de zona ou coeficiente de aceleração, fator do solo, fator de importância, coeficiente de resposta elástica e o fator de modificação de resposta, que são utilizados nas normas para a análise sísmica. A teoria complementar destes coeficientes e seus valores respectivos para cada norma são apresentados nos apêndices A, B, C e D respectivamente.

4.1.1 Fator de zona (a_g)

Cada lugar ou região está dividida em diferentes zonas sísmicas, as quais estão demarcadas segundo a aceleração máxima do solo que é expressa em função da constante da gravidade (g).

Santos e Souza Lima (2006), apresentaram uma tentativa de compatibilizar o zoneamento sísmico de uma forma muito simplificada e em um único mapa, de forma a fornecer uma visão global da sismicidade no continente sul-americano. Este mapa é reproduzido na Figura 4.1. O zoneamento sísmico é detalhado no Apêndice E.



Figura 4.1: Mapa das acelerações máximas na América do Sul
(SANTOS&SOUSA, 2005)

4.1.2 Fator do solo ou coeficiente do solo (S)

São estudos similares aos de microzoneamento, embora não necessariamente em toda sua extensão. Estes estudos estão limitados ao local do projeto e contribuem com informação sobre a possível modificação das ações sísmicas e outros fenômenos naturais pelas condições locais.

O solo no qual a estrutura é apoiada deve ser investigado para avaliação do seu potencial de amplificação da onda sísmica desde a base rochosa até a superfície, considerando as propriedades dinâmicas do solo.

A aceleração na base rochosa modifica-se ao passar pelos estratos do solo, sendo que as condições locais do solo têm clara relação com os danos ocasionados por sismos.

4.1.3 Fator de Importância (I)

Cada estrutura é classificada de acordo às categorias indicadas por cada norma. Segundo a classificação, será usado o coeficiente de uso e importância, para a qual a estrutura deve estar em condições de serviço depois de ocorrido um evento sísmico.

As categorias sísmicas definem os sistemas estruturais permitidos, limitações nas irregularidades das estruturas, os tipos da análise sísmica que devem ser realizadas. A aplicação dos fatores de utilização corresponde a um acréscimo no valor das forças sísmicas que refletem a necessidade de maior segurança sísmica.

4.1.4 Coeficiente de resposta sísmica elástica (Espectro elástico) (S_e)

O movimento sísmico num ponto da superfície é representado geralmente por um espectro de resposta da aceleração do solo, chamado espectro elástico de resposta (Figura 4.2).

Os picos das acelerações espectrais ocorrem quando o período fundamental da estrutura coincide com o período predominante do sismo, ou seja, quando a estrutura entra em ressonância com a oscilação.

Os espectros de resposta não possuem uma configuração constante e são traçados a partir de um sismo específico, então não é possível utilizar tais espectros para novos projetos. Assim é definido um espectro de resposta de projeto obtido através de critérios estatísticos aplicados a um conjunto de vários espectros traçados a partir de diferentes sismos.

Outro aspecto importante a considerar é que o espectro de resposta depende das características geológicas do local onde é verificado o evento sísmico. Os valores das acelerações devem, portanto levar em consideração o potencial de amplificação do solo. Este espectro pode ser da forma:

$K_R = 1$	para $T=0$
Interpolação linear	para $0 < T \leq T'_C$
$K_R = K_{R0}$	para $T'_C < T \leq T_C$
$K_R = K_{R0} \cdot (T_C / T)^\eta$	para $T > T_C$

K_R : Ordenada do espectro de projeto de resposta;

K_{R0} : Fator que depende da classe do solo e das características da estrutura, como o caso do amortecimento da estrutura. Para uma relação de amortecimento de 0,05 sobre um solo de qualidade média, K_{R0} pode ser considerado como 2 a 3;

T : Período da estrutura;

T_c e T'_c : Períodos extremos relacionados pelas condições do solo (Fig. 4.2);

η : expoente que pode variar entre 1/3 e 1.

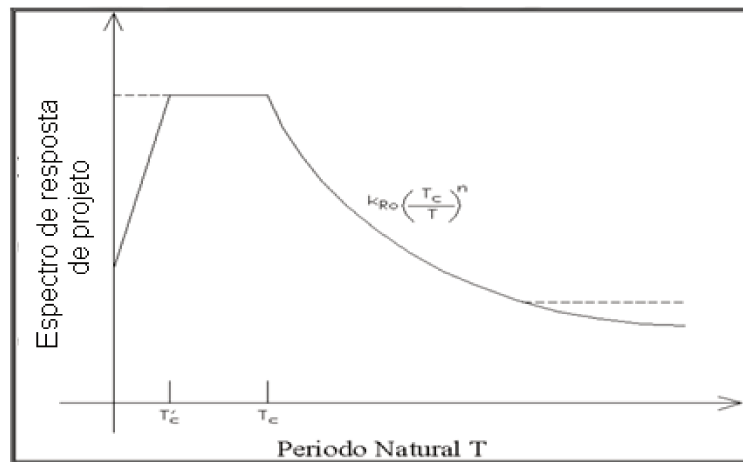


Figura 4.2: Espectro de resposta de projeto normalizado

Todas as normas consideram para a definição do espectro um amortecimento estrutural nominal de 5%. Mas o EUROCODE 8 define um parâmetro para a correção do amortecimento η quando este é diferente de 5%, correção que não é estabelecida em nenhuma das outras normas.

4.1.5 Fator de modificação de resposta (R_w)

O fator de modificação da resposta R_w é uma medida da capacidade do sistema para absorver energia e manter um comportamento cíclico de deformação sem entrar em colapso. Este coeficiente afeta a força cortante na base com o propósito de manter a estrutura dentro do seu regime elástico durante um sismo, considerando que a capacidade de absorção da energia não linear do sistema é uma vantagem que permite limitar o dano estrutural sem diminuir a capacidade da estrutura de suportar carga vertical.

Se um sistema estrutural responde com comportamento inelástico, a carga capaz de suportar será inferior à elástica para a mesma ação sísmica. Isto é, em certa maneira, uma redução na força sísmica quando uma estrutura começa a trabalhar no regime não linear.

O valor de R_w sofre um acréscimo na medida em que a ductilidade da estrutura aumenta e sua capacidade de dissipação de energia aumenta.

Muitos destes fatores ainda são assuntos de estudo, e valores genéricos foram adotados por várias normas, por exemplo:

- Sistemas com excelente ductilidade terão um R_w entre 3 e 5;
- Sistemas com mediana ductilidade terão um R_w entre 2 e 3;
- Sistemas com pobre ductilidade terão um R_w entre 2 e 1.

As estruturas devem ser projetadas com uma adequada capacidade de dissipação de energia. De acordo com esta capacidade é possível transformar os espectros de resposta elástica em espectros de projeto aplicando coeficientes de modificação de resposta, nos quais a ductilidade esta implícita.

Na Tabela 4.1, é mostrado um resumo dos parâmetros utilizados na análise sísmica de estruturas das normas consultadas para a presente pesquisa, observando-se que só a norma ACI 350.3-06 e o EUROCODE 08 têm considerações específicas para o caso de reservatórios e a NBR 15421 e a NTE 030 tem especificações para um caso geral de estruturas.

Tabela 4.1: Comparação das normas sísmicas

CARACTERÍSTICA		NBR 15421	NTE E030	ACI 350	EUROCODE 8
1. Geralidades	Filosofia do projeto	Redução nos danos e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico.	Evitar perdas de vidas Asegurar a continuidade dos serviços básicos Minimizar os danos à propriedade	Resistir sismos leves no rango elástico sem sofrer danos, moderados no rango elástico com dano reparável, severos sem chegar ao colapso total ou parcial	Limitação e danos. Exigência de não colapso
2. Carga sísmica	a) Resposta sísmica	Projeto elástico espectral	Projeto elástico espectral	Projeto elástico espectral	Projeto elástico espectral
	b) Período de retorno	475 anos	475 anos	2475 anos	475 anos
	c) Fator de zona	Variação da aceleração sísmica horizontal normal para solo tipo rocha	Distribuição espacial da sismicidade, características do movimento e sua atenuação	Mapa de terremoto máximo considerado (EMC) para um solo tipo B	A partir da aceleração máxima de referência ao nível do solo classe A.
	d) Considerações de importância	-	-	Tres classes: para material perigoso, conteúdo usavel para outros propositos e outros.	Tres classes de importância, alto, meio e baixo risco para a vida das pessoas
	e) Efeitos do solo	Cinco tipos de perfil do solo	Quatro tipos de perfil do solo	Seis tipos de perfil de solo	Cinco tipos de perfil do solo
	f) Fator de Modificação R	-	-	Dois tipos: impulsivo e convectivo	Adota fator unitario pelo comportamento inelástico
	g) Amortecimento	-	-	5% para o modo convectivo e 0,5% para o impulsivo	5% para o modo convectivo e 2% para o impulsivo
3. A Hidrodinâmica	a) SME de Housner	não considera			equações e abaco
4. Análise Sísmica	a) Estático equivalente	Não aplicavel			
	b) Dinâmico elástico	Análise multimodal (resposta espectral)			
	c) Estático inelástico	Não precisa			
	d) Dinâmico inelástico	Não precisa			
5. Efeitos sísmicos	a) Força de projeto	Reduzidas por um valor de R			Afetado por um fator de amortecimento
	b) Altura da Onda	-	-	Afetado pelo tipo de estrutura	Reduzido pelo valor de g

4.2 Análise segundo a norma ACI 350.3

A norma ACI 350.3-06 descreve o procedimento geral de análise e projeto para reservatórios de concreto, a qual corresponde à metodologia da análise sísmica do modelo mecânico simplificado realizado por G. W. Housner. Com este método pode-se determinar as massas e alturas das vibrações convectiva e impulsiva necessárias para calcular as forças que são aplicadas aos modelos computacionais de reservatórios de concreto armado. No Apêndice A são apresentados os parâmetros sísmicos e seus valores correspondentes que fazem parte da sua metodologia de projeto.

A norma ACI 350 estabelece uma metodologia para realizar a análise sísmica segundo o modelo simplificado de G. W. Housner, que indica que é necessário tomar em conta os efeitos hidrodinâmicos do líquido armazenado em adição aos efeitos de inércia da massa do conjunto ante a presença de acelerações na base. Basicamente, ACI 350 divide estas estruturas em dois tipos:

- a) Reservatórios apoiados no solo;
- b) Reservatórios elevados.

Esta norma apresenta por sua vez as seguintes duas distinções, que são:

- a) Reservatórios retangulares;
- b) Reservatórios cilíndricos.

A ACI 350 faz uma distinção entre vários tipos de apoios para reservatórios apoiados no solo e de forma cilíndrica, estes são:

- Tipo fixo na base: concreto armado e concreto protendido;
- Tipo engastado na base: concreto armado e concreto protendido;
- Tipo de base flexível (somente concreto protendido).

As paredes do reservatório serão projetadas para as seguintes forças:

- Forças de inércia P_w e P_r ;
- Pressão impulsiva hidrodinâmica P_i do líquido armazenado;
- Pressão convectiva hidrodinâmica P_c do líquido armazenado, e;

- Os efeitos da aceleração vertical.

A partir das informações prévias apresentadas, o procedimento a ser considerado é o seguinte:

- a) Determinar a massa da estrutura que origina o sismo: paredes (m_w) e base (m_b)

$$m_w = \pi \left[\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right] \cdot H_{total} \cdot \gamma_{conc} \quad (4.1)$$

$$m_b = \pi \cdot \left[\left(\frac{D}{2} + t_w \right)^2 \right] \cdot t_{base} \cdot \gamma_{conc} \quad (4.2)$$

Coefficiente massa efetiva

$$\varepsilon = \left[0,0151 \cdot \left(\frac{D}{h_l} \right)^2 - 0,1908 \cdot \left(\frac{D}{h_l} \right) + 1,021 \right] \leq 1,0 \quad (4.3)$$

$$\text{Massa efetiva total} \quad m_e = \varepsilon \cdot m_w + m_r \quad (4.4)$$

- b) Calcular os parâmetros dinâmicos: massa impulsiva e convectiva

$$m_i = m_l \cdot \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{D}{h_l}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{h_l D}{h_l}} \quad (4.5)$$

$$m_c = -\frac{363}{512} \cdot m_l \cdot \frac{\tanh\left(\sqrt{13,5} \cdot \frac{h_l}{D}\right)}{\sqrt{13,5} \cdot \frac{h_l}{D}} \quad (4.6)$$

- c) Calcular as alturas h : impulsivas e convectivas; pode ser de duas formas: excluindo a pressão aportada pela base EBP (em que é calculado o tombamento da parede em relação à laje do reservatório, excluindo a pressão da base) e incluindo a pressão na base IBP (investiga o tombamento de toda a estrutura com relação à fundação).

Caso EBP (excluindo a pressão da base no cálculo do tombamento):

- A altura impulsiva é dada por:

$$\frac{D}{h_l} < 1,333 \rightarrow \frac{h_i}{h_l} = 0,5 - 0,09375 \left(\frac{D}{h_l} \right) \quad (4.7)$$

$$\frac{D}{h_l} \geq 1,333 \rightarrow \frac{h_i}{h_l} = 0,375 \quad (4.8)$$

- A altura convectiva para todos os reservatórios define-se como:

$$\frac{h_c}{h_l} = 1 - \frac{\cosh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right] - 1}{3,68\left(\frac{h_l}{D}\right) \cdot \sinh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right]} \quad (4.9)$$

Caso IBP (cálculo do tombamento com relação á fundação):

- A altura impulsiva é dada por:

$$\frac{D}{h_l} < 0,75 \quad \frac{h'_i}{h_l} = 0,45 \quad (4.10)$$

$$\frac{D}{h_l} \geq 0,75 \quad \frac{h'_i}{h_l} = \frac{0,866\left(\frac{D}{h_l}\right)}{2 \cdot \tanh\left[0,866\left(\frac{D}{h_l}\right)\right]} - \frac{1}{8} \quad (4.11)$$

- A altura convectiva para todos os reservatórios é dada por:

$$\frac{h'_c}{h_l} = 1 - \frac{\cosh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right] - 2,01}{3,68\left(\frac{h_l}{D}\right) \cdot \sinh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right]} \quad (4.12)$$

d) Cálculo dos períodos e da rigidez convectiva:

$$K_c = 0,836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3,68 \frac{h}{D}\right) \quad (4.13)$$

Cálculo do período T_c e do coeficientes C_c mostrados na Figura 4.3:

$$\lambda = \sqrt{3,68g \tanh[3,68(h_l/D)]} \quad (4.14)$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (4.15)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{D} \quad (4.16)$$

O coeficiente $\left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)$ é obtido da tabela 4.3

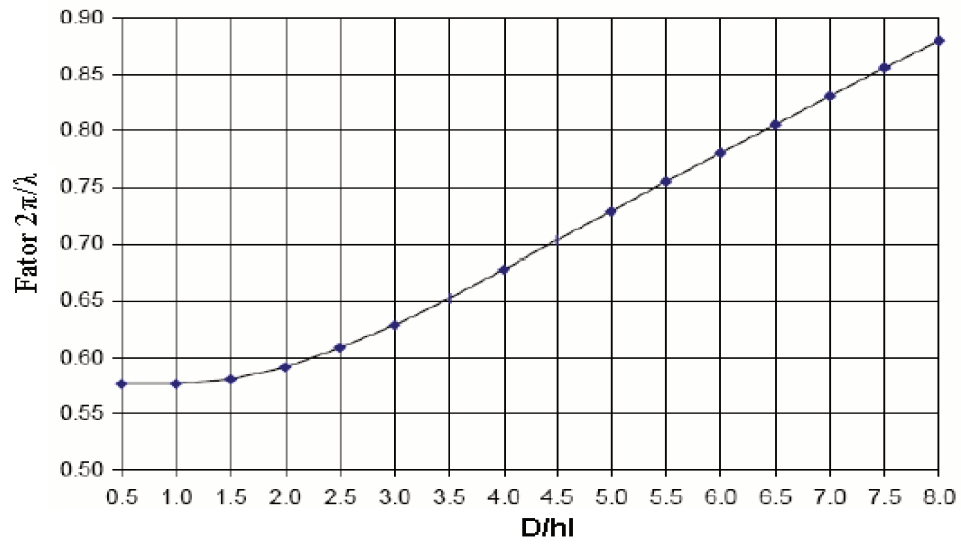


Figura 4.3: Fator $2\pi/\lambda$ para reservatórios cilíndricos

Cálculo do período T_i e dos coeficientes C_i (Figura 4.4):

$$C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10R}} \quad (4.17)$$

$$\omega_i = C_i \frac{1}{h_l} \sqrt{\frac{10^8 E_c}{12R}} \quad (4.18)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (4.19)$$

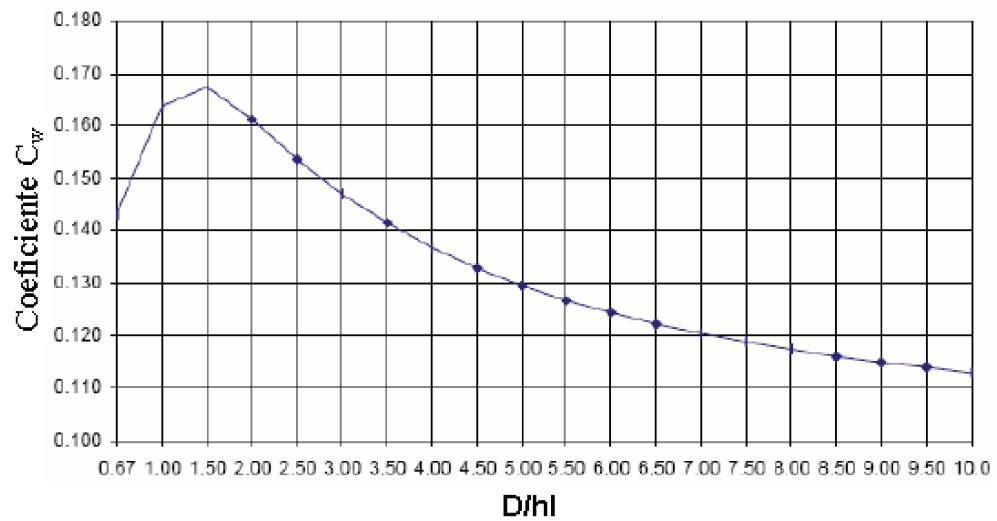


Figura 4.4: Coeficientes C_w para reservatórios cilíndricos

e) Determinação dos parâmetros sísmicos de acordo às tabelas

- A partir do mapa de máximas respostas espectrais para acelerações do solo da ASCE 7-05 no Capítulo 22, é obtida a máxima resposta para períodos curtos (a_{gs}) e períodos longos (a_{gl}). Depois selecionar a classificação do solo da ASCE 7-05 da Tabela A.1 e obter os coeficientes de S_a e S_v das Tabelas A.2 e A.3 (as tabelas são apresentadas no Apêndice A) e calcular S_{DS} e S_{D1} utilizando a equação A.1 e A.2.
- Selecionar um fator de importância I da tabela correspondente segundo a Tabela A.4 do Apêndice A
- De acordo aos períodos obtidos calcular os fatores de amplificação espectral (C_i para o caso impulsivo e C_c para o caso convectivo).

Para o caso impulsivo:

$$\text{Para } T_i \leq T_S \quad C_i = S_{DS} \quad (4.20)$$

$$\text{Para } T_i > T_S \quad C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS} \quad (4.21)$$

$$\text{Onde:} \quad T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.22)$$

O modo impulsivo cai geralmente no intervalo rígido dos espectros de resposta, quer dizer na região constante de aceleração espectral do espectro de resposta.

Para o caso convectivo, o fator de amplificação é:

$$\text{Para } T_c \geq 1,6/T_S \quad C_c = \frac{2,4 S_{DS}}{T_c^2} \quad (4.23)$$

$$\text{Para } T_c < 1,6/T_S \quad C_c = \frac{1,5 S_{D1}}{T_c} \leq 1,5 S_{DS} \quad (4.24)$$

- Selecionar o fator R_w específica para a classe de estrutura investigada da Tabela A.5 mostrada no Apêndice A.

f) Calcular as forças dinâmicas laterais de acordo às seguintes expressões:

$$V_w = C_i \cdot I \in \frac{W_w}{R_{wi}} \quad (4.25)$$

$$V_w' = C_i \cdot I \in \frac{W'w}{R_{wi}} \quad (4.26)$$

$$V_r = C_i \cdot I \in \frac{W_r}{R_{wi}} \quad (4.27)$$

$$V_i = C_i \cdot I \in \frac{W_i}{R_{wi}} \quad (4.28)$$

$$V_c = C_c \cdot I \in \frac{W_c}{R_{wc}} \quad (4.29)$$

g) Força cortante na base, equação geral:

$$V = \sqrt{(V_i + V_w + V_r)^2 + V_c^2} \quad (4.30)$$

h) Calcular a distribuição das forças verticais para todos os casos: impulsivas, convectivas e da parede num ponto qualquer y:

Para espessuras constantes de parede:

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2H_w} \quad (4.31)$$

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \cdot \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (4.32)$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \cdot \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} \quad (4.33)$$

A distribuição horizontal da pressão através do diâmetro D do reservatório é dada como:

$$p_{wy} = \frac{P_{wy}}{\pi \cdot R} \quad (4.34)$$

$$p_{iy} = \frac{2P_{iy}}{\pi \cdot R} \cdot \cos \theta \quad (4.35)$$

$$p_{cy} = \frac{16P_{cy}}{9 \cdot \pi \cdot R} \cdot \cos \theta \quad (4.36)$$

Pressão resultante $p_{hy} = \ddot{u}_v \cdot q_{hy}$ (4.37)

Onde:
$$\ddot{u}_v = Z S I C_v \frac{b}{R_{wi}} \quad (4.38)$$

$$C_v = \frac{1,25}{T_v^{2/3}} \leq \frac{2,75}{S} \quad (4.39)$$

$$T_v = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma_L D h_L^2}{2g t_w \cdot E_c}} \quad (4.40)$$

$$q_{hy} = \gamma_L (H_L - y) \quad (4.41)$$

e b = aceleração vertical/ aceleração horizontal < 2/3.

i) Forças dinâmicas laterais: serão determinados pelas equações

- Momento de flexão na seção transversal completa do reservatório, apenas sobre a base da parede deste (EBP):

$$M_w = P_w \cdot h_w \quad (4.42)$$

$$M_r = P_r \cdot h_r \quad (4.43)$$

$$M_i = P_i \cdot h_i \quad (4.44)$$

$$M_c = P_c \cdot h_c \quad (4.45)$$

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad (4.46)$$

- O momento de tombamento na base do reservatório, incluindo o fundo do reservatório e a estrutura de suporte (IBP):

$$M'_i = P_i \cdot h'_i \quad (4.47)$$

$$M'_c = P_c \cdot h'_c \quad (4.48)$$

$$M_{tomb} = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'^2_c} \quad (4.49)$$

j) Calcular a onda máxima gerada pelos efeitos sísmicos horizontais de acordo à seguinte expressão:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{D}{2} (I C_c) \quad (4.50)$$

4.3 Análise segundo a norma EUROCODE 08

A norma EUROCODE 08 apresenta uma introdução e a abrangência dos métodos de análise sísmica de reservatórios cilíndricos verticais submetidos à vibração sísmica horizontal. O EUROCODE 08 está baseado nas recomendações para o projeto sísmico de reservatórios da “*Guidelines for the seismic design of oil and gás pipeline systems*” (ASCE, 1980) e “*Seismic Design of Storage Tanks*” (New Zealand Study Group, 1986). No apêndice B são apresentados os parâmetros sísmicos utilizados no projeto e seus valores correspondentes.

De acordo com o EUROCODE 08, na análise é assumido um comportamento elástico linear permitindo fenômenos não lineares localizados, sem influenciar a resposta global (a análise não linear só é aceitável quando a solução elástica não é economicamente viável), e no caso da análise de reservatórios deve incluir a resposta hidrodinâmica do líquido. Devem ser consideradas as componentes convectiva e impulsiva do movimento do líquido.

Para aplicações praticas é razoável considerar apenas o primeiro modo de vibração de cada uma das componentes, uma vez que abrange a maioria dos reservatórios ($0,3 < H/R < 3$), considerando entre 85% a 99% da massa total do líquido. A massa restante do líquido vibra essencialmente em modos impulsivos superiores ao primeiro modo para reservatórios altos.

O modelo a ser utilizado na análise dinâmica faz parte do procedimento simplificado para reservatórios cilíndricos de base fixa apresenta as seguintes considerações:

- Representar o sistema reservatório-líquido apenas pelos primeiros modos impulsivos e convectivos;
- Combinar a maior massa modal impulsiva com o primeiro modo impulsivo e a maior massa modal convectiva com o primeiro modo convectivo;
- Ajustar as alturas impulsivas e convectivas para atender ao efeito de tombamento nos modos maiores;
- As respostas impulsivas e convectivas são combinadas através da sua soma numérica em vez da raiz quadrada da soma dos seus quadrados.

a) Massa da componente impulsiva e convectiva

O EUROCODE 08 apresenta uma série de passos intermédios até chegar ao cálculo das massas impulsiva e convectiva. Primeiramente, é necessário calcular a massa total do líquido m_l e a massa total do reservatório m_t , dadas pelas equações:

$$m_l = \left[H \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (2R - 2t)^2 \right] \cdot \rho_l \quad (4.51)$$

$$m_t = \left[H_t \cdot \frac{\pi}{4} \cdot [(2R)^2 - (2R - 2t)^2] \right] \cdot \rho_t + m_r \quad (4.52)$$

O EUROCODE 08 calcula a componente convectiva m_c , impulsiva m_i e interação líquida-estrutura m_d , da massa total do líquido, com base em coeficientes m_x/m_l apresentados na Figura 4.5, que dependem apenas da relação h_l/R , baseadas nas equações aproximadas para cada curva.

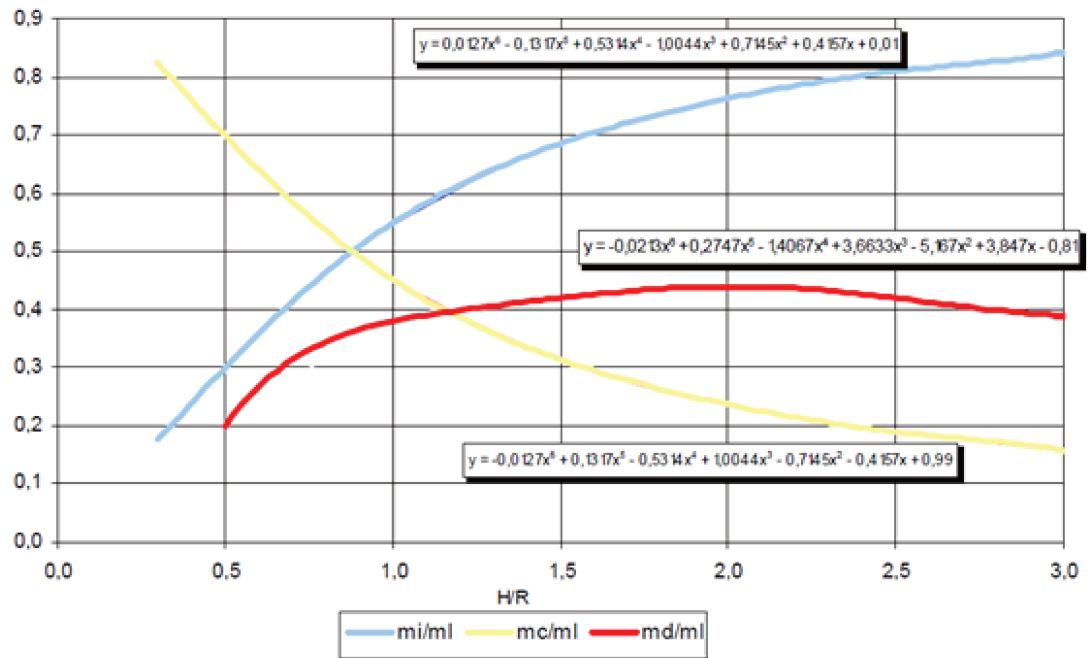


Figura 4.5: Coeficientes m_x/m_l - para cálculo de m_i , m_c e m_d (RIBEIRO, 2009)

$$m_i = (m_i/m_l) \cdot m_l \quad (4.53)$$

$$m_c = (m_c/m_l) \cdot m_l \quad (4.54)$$

$$m_d = (m_d/m_l) \cdot m_l \quad (4.55)$$

b) Altura das massas das componentes impulsiva e convectiva

São calculadas multiplicando a altura da superfície livre do líquido pelos coeficientes h_x que dependem da relação h_l/R de acordo com a Figura 4.6

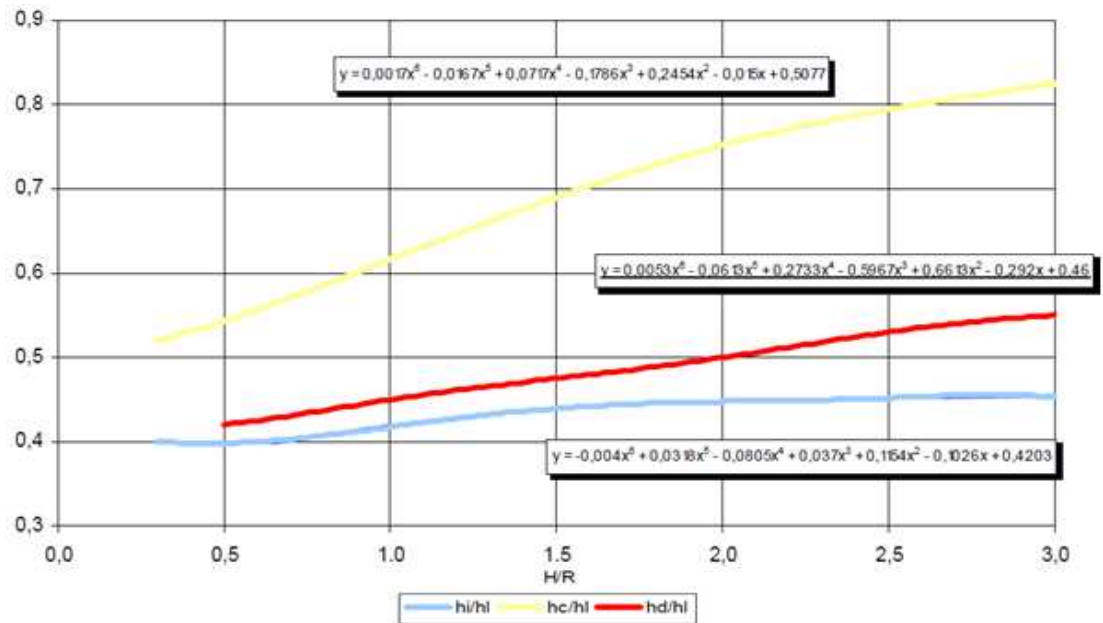


Figura 4.6: Coeficientes h_x/h_l - para cálculo de h_i , h_c e h_d (RIBEIRO, 2009)

As alturas h'_i e h'_c são obtidas de acordo à Figura 4.7.

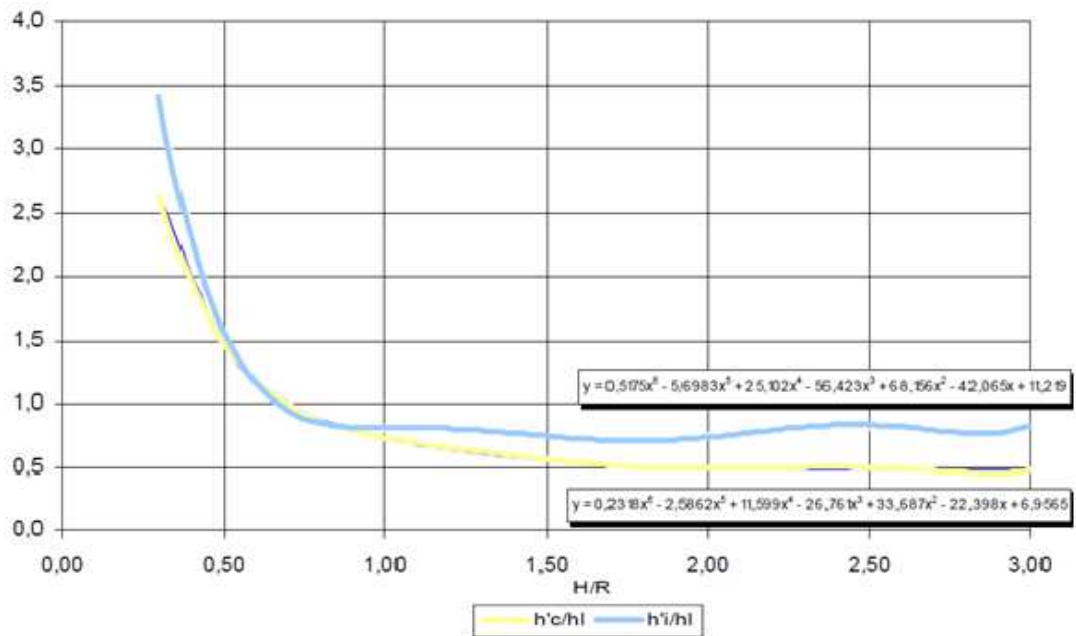


Figura 4.7: Coeficientes h'_x/h_l - para cálculo de h'_i e h'_c (RIBEIRO, 2009)

c) Período natural das massas impulsiva e convectiva

Os períodos naturais da componente impulsiva T_i e convectiva T_c são dados pelas expressões seguintes:

$$T_i = C_i \frac{H \cdot \sqrt{\rho}}{\sqrt{t/R} \cdot \sqrt{E}} \quad (4.56)$$

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R} \quad (4.57)$$

Os coeficientes C_i e C_c são obtidos da Figura 4.8.

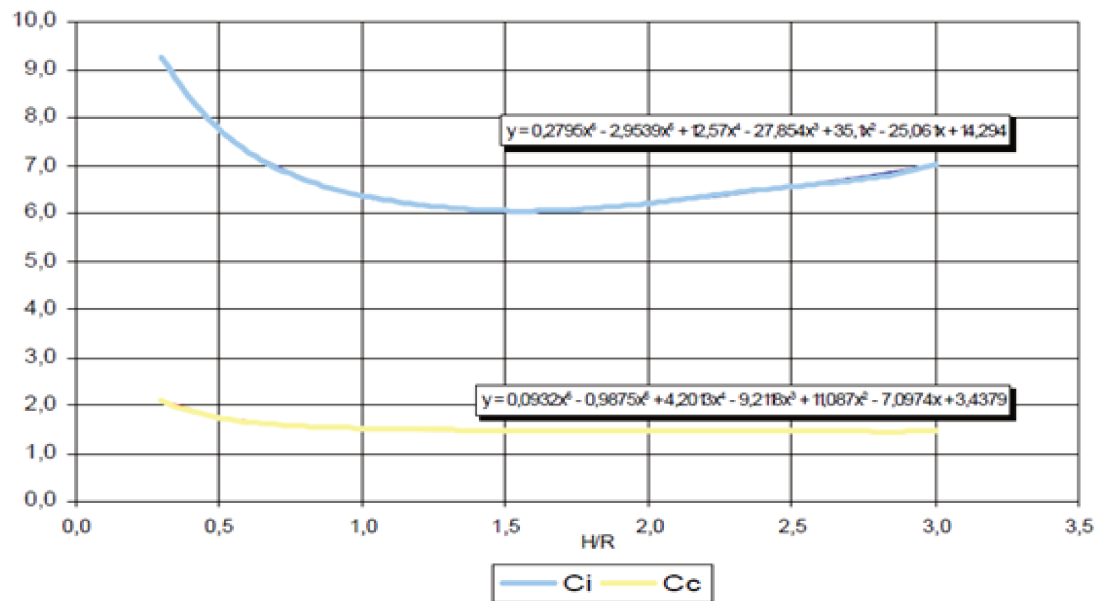


Figura 4.8: Coeficientes C_i e C_c (RIBEIRO, 2009)

Os gráficos apresentados resultaram de uma aproximação polinomial dos vários pontos propostos pelo EUROCODE 08, que são apresentados na Tabela 4.2. Podem ser consultados os valores diretamente da tabela, ou consultando os gráficos ou ainda pelas expressões descritas nos gráficos para cada função.

Tabela 4.2: Valores para as componentes impulsiva e convectiva - EUROCODE 08

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	0.150	0.400	0.521	0.480	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.200	0.400	0.543	0.420	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	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	0.380	0.419	0.616	0.450	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.420	0.439	0.690	0.475	0.555	0.734
2.0	6.21	1.18	0.763	0.237	0.442	0.448	0.751	0.498	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.430	0.452	0.794	0.523	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.419	0.453	0.825	0.530	0.472	0.825

d) Espectros de resposta

Para o cálculo dos esforços solicitantes força cortante e momento fletor na base, e para calcular a altura da onda é preciso conhecer a aceleração espectral de cada componente do sistema reservatório-líquido. As acelerações espectrais $S_e(T_i)$ e $S_e(T_c)$, são calculadas separadamente e dependem de vários fatores, entre os quais estão o período T_i e T_c de cada componente, do tipo de ação sísmica, do tipo de solo, do tipo de estrutura, da sua localização e do coeficiente de amortecimento. Para a componente impulsiva o amortecimento é 2% e para a componente convectiva tomar o valor de 0,5%.

A aceleração espectral é calculada conforme as equações B.2, B.3, B.4 e B.5 indicadas no Apêndice B e são apresentadas a continuação:

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

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

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

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

e) Esforços para dimensionamento

O cálculo dos esforços totais corresponde à soma dos esforços provocados por cada componente. Assim, a componente impulsiva corresponde à soma da parte da massa do

líquido m_l movimentada com o reservatório como se fosse um corpo rígido, mais a massa total do reservatório m_r , que é a soma da massa da sua parede m_w com a massa da cobertura m_c . A componente convectiva apenas tem contribuição da parte da massa do líquido, isto é, elas não tem contribuição da massa do reservatório.

A força cortante na base é dada pela equação (4.58), onde é possível constatar a quantificação deste valor como o somatório da multiplicação de cada componente de massa m_x , pela respectiva aceleração espectral $S_e(T)$.

$$V = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c) \quad (4.58)$$

O cálculo do momento na base é semelhante à força cortante na base em combinação com a teoria de viga corrente, dado pela equação (4.59):

$$M_b = \left(m_i \cdot h_i + m_w \frac{H}{2} + m_r H \right) \cdot S_e(T_i) + m_c h_c S_e(T_c) \quad (4.59)$$

O momento de tombamento em relação à base depende da pressão hidrodinâmica na parede do reservatório, engastamento da base e a própria fundação (Equação 4.60).

$$M_{Tomb} = \left(m_i \cdot h'_i + m_w \frac{H}{2} + m_r H \right) \cdot S_e(T_i) + m_c h'_c S_e(T_c) \quad (4.60)$$

f) Altura máxima da onda

A fim de evitar danos na cobertura é necessário considerar uma distância mínima entre a superfície livre do líquido e a cobertura. O EUROCODE 08 fornece esta expressão que só depende do raio do reservatório, da gravidade e da aceleração espectral da componente convectiva que corresponde à oscilação da água ($S_e(T_c)$).

$$D_{max} = R \cdot \frac{S_e(T_c)}{g} \quad (4.61)$$

4.4 Análise segundo a norma NTE E-030

A norma Peruana é aplicável só para edificações, no caso de estruturas hidráulicas ela permite complementar com normas internacionais. No apêndice C são apresentados os parâmetros sísmicos utilizados no projeto e seus valores correspondentes.

Segundo a norma o cálculo dos esforços pode ser feito por dois tipos de análise:

a) Análise sísmica estática

A força horizontal total na base é determinada com a seguinte expressão:

$$V = \frac{ZIC S}{R_w} \cdot P \quad (4.62)$$

$$C, 5 \left(T_P / T \right) \quad C < 2,50 \quad (4.63)$$

Nessas equações (4.62) e (4.63) para o caso do reservatório, não podem ser aplicados os valores de R_w e I desta norma. Estes parâmetros de importância (I) e de modificação de resposta (R_w) serão adotados da norma ACI 350.3-06 que tem valores para o caso específico de reservatórios e que a NTE 030 não prevê. Os valores de a_g e S são aplicados pelo fato de que corresponde a um solo específico do território peruano.

Para o caso da equação da força cortante na base devida ao sismo (Eq.4.62), a massa da estrutura ou reservatório m_w corresponde à massa própria do reservatório e a massa do líquido armazenado e, é representada pela massa impulsiva e convectiva encontradas segundo o método de Housner apresentado na norma ACI 350.3-06.

b) Análise dinâmica

A norma peruana considera a análise dinâmica através de dois métodos: combinação Modal Espectral e Análise Tempo-História.

- Análise por combinação Modal Espectral

Para cada uma das direções horizontais analisadas será utilizado um espectro inelástico de pseudo-aceleração definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_w} \cdot g \quad (4.64)$$

Em cada direção serão considerados aqueles modos que representem pelo menos 90% da massa da estrutura, e devem ser considerados pelo menos os três primeiros modos predominantes na direção da análise.

- **Análise Tempo-História**

A análise será realizada supondo comportamento linear e elástico e utilizando ao menos cinco registros de acelerações horizontais. Para edificações importantes a análise Tempo-História será efetuada considerando o comportamento inelástico dos elementos.

4.5 Análise segundo a norma ANBT NBR 15421

No Brasil a norma também é aplicável só para edificações, no caso de estruturas hidráulicas como um reservatório de armazenamento ela permite complementar com normas internacionais. No apêndice D são apresentados os parâmetros sísmicos utilizados no projeto e seus valores correspondentes.

Segundo esta norma, no dimensionamento dos esforços pode ser aplicada as seguintes classes de análise:

a) **Análise sísmica estática**

A força horizontal total na base da estrutura em dada direção é determinada de acordo com a Equação 4.65:

$$V = C_s \cdot W \quad (4.65)$$

O coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{2,5 (a_{gs0}/g)}{(R_w/I)} \quad (4.66)$$

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

$$C_S = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R_w/I)} \quad \text{onde } C_S \geq 0,01 \quad (4.67)$$

Nessas equações (4.66) e (4.67) para o caso do reservatório, não podem ser aplicados os valores de R_w e I desta norma. Estes parâmetros de importância (I) e de modificação de resposta (R_w) serão adotados da norma ACI 350.3-06 que tem valores para o caso específico de reservatórios e que a NBR 15421 não considera. Os valores de a_g e S são aplicados considerando um solo específico do território brasileiro.

De igual modo que a norma NTE 030 para o caso da força cortante na base V devida ao sismo que indica a norma, esta é aplicada para o reservatório considerando como a massa própria da estrutura m , a massa do reservatório e a massa do líquido representada pela massa impulsiva e convectiva encontradas pelo método de Housner, que é apresentado na norma ACI 350.

b) Para a análise sísmica dinâmica

A NBR 15421 possibilita a utilização de três métodos para a análise sísmica: estático, dinâmico modal espectral e dinâmico por históricos de acelerações no tempo. Para o caso do reservatório, é indicado um processo rigoroso como o método espectral ou o método dos históricos de acelerações no tempo.

Método da resposta espectral:

- O número de modos deve capturar ao menos 90% da massa total;
- As respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R_w .

Método com históricos de acelerações no tempo:

- Devem ser considerados pelo menos três acelerogramas;
- Os acelerogramas devem ser aplicados simultaneamente, independentes entre si, e nas direções ortogonais do problema;

- Para cada acelerograma as respostas obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicados pelo fator I/R_w .

5. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo, será abordada a análise de um reservatório cilíndrico apoiado no solo para armazenar 5000 m³ de água que foi construído no Departamento de Moquegua – PERU. O reservatório é considerado como um reservatório comum de 50 anos de vida útil. Serão aplicadas todas as considerações referentes às análises sob ações sísmicas pelas diversas normas apresentadas, esclarecendo que o valor considerado para aceleração característica correspondente ao fator de zona a_g é 0,15g, que corresponde a uma sismicidade de referência para a comparação dos resultados.

A análise das sobrepressões geradas pelo líquido será realizada utilizando o procedimento descrito na norma ACI 350.3 e o EUROCODE 08, que estão baseadas no modelo proposto por Housner, descrito no Capítulo 3, avaliando as massas impulsiva e convectiva, a rigidez da mola, o período de vibração do líquido e a localização das massas em relação à base do reservatório.

O sistema estrutural do projeto do presente estudo é de tipo membrana tubular, com uma relação de $h_l/D = 0,10$.

5.1 Características gerais do projeto

O caso prático refere-se a um reservatório cilíndrico de concreto com 20 m de raio, com altura da parede de 5 m, apresentado na Figura 5.1. A superfície livre do líquido é de 1m para prevenir o vazamento do líquido devido à formação de ondas na possível ocorrência de um sismo.

a) Localização política e geográfica

O projeto foi executado numa região do estado em Los Corbachos, Distrito de Torata, Província de Marechal Neto, Departamento de Moquegua. Geograficamente está localizada nas coordenadas 70°53' a 71°00' de longitude Oeste e 17°10' a 17°20' de

latitude Sul e coordenadas UTM Norte: 8.113,577, Oeste: 303,967; a uma altitude média de 2650 m.

b) Características geométricas do reservatório

Diâmetro interno	$D = 40 \text{ m.}$
Altura da parede	$H = 5,0 \text{ m.}$
Espessura da parede	$t_w = 0,45 \text{ m.}$
Altura da água no reservatório	$h_l = 4,00 \text{ m.}$

A estrutura está composta por uma laje de fundo, anel de cimentação e parede cilíndrica de concreto armado que é apoiada sobre uma base de concreto simples, a mesma que esta apoiada sobre um solo natural compactado de forma mecânica (Fig. 5.2 a 5.4).

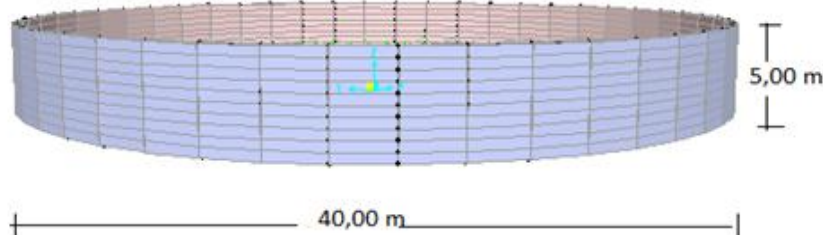


Figura 5.1: Geometria do reservatório



Figura 5.3: Laje fundo do reservatório



Figura 5.2: Parede do reservatório



Figura 5.4: Reservatório cheio de água

5.2 Análise Sísmica

Neste item foram calculadas as massas das componentes impulsiva e convectiva, as respectivas alturas destas massas e o período de vibração da massa convectiva segundo a norma americana ACI 350.3-06 e o EUROCODE 08, que são as normas que consideram a análise hidrodinâmica das paredes do reservatório. Estes parâmetros dinâmicos foram utilizados inicialmente no cálculo da força cortante e o momento na base.

O cálculo dos esforços solicitantes, força cortante e momento na base, são realizados segundo as equações proporcionadas por cada norma revisada, considerando uma lei básica da mecânica dada pela segunda lei de Newton.

A aceleração é obtida do espectro de resposta de projeto $S(e)$ dado pelas normas e a massa corresponde à massa total do reservatório e a massa do líquido armazenado nele (a massa total do líquido é representada pelas componentes impulsiva e convectiva).

Para o caso da análise sísmica com a norma NBR 15421 (ABNT, 2006) e a NTE 030 (RNC, 2003) são consideradas as massas calculadas pela norma ACI 350.3-06 (ACI 350), além dos outros parâmetros como o período de vibração da estrutura, que servirá para o

cálculo do espectro de projeto e as alturas aonde serão aplicadas estas forças utilizadas no cálculo dos momentos na base.

No caso do EUROCODE 08, a metodologia considerada tem como base o modelo de Housner para o cálculo das sobrepressões hidrodinâmicas originadas pela massa do líquido, com algumas considerações adicionais que fazem com que, apesar de utilizar o mesmo método da norma americana ACI 350.3-06, os resultados obtidos não sejam iguais.

5.2.1 Análise segundo a norma ACI 350.3-06

A norma ACI 350.3-06 (Apêndice A) descreve o procedimento geral de análise e projeto para reservatórios de concreto de acordo ao item 4.2, conforme apresentado a seguir:

a) Dados iniciais

$$D = 40,90$$

Diâmetro externo

$$h_l = 5,0 \text{ m}$$

Altura da água

$$\gamma_a = 1,00 \text{ tf/m}^3$$

Peso específico água

$$g = 9,807 \text{ m/s}^2$$

Aceleração da gravidade

$$t_w = 0,45 \text{ m}$$

Espessura da parede

$$E_c = 250998,007 \text{ kgf/cm}^2$$

Modulo elasticidade do material.

Como $h_l/D = 4,00/40 = 0,10 < 0,75$, pode se aplicar o SME de Housner.

b) Cálculos preliminares:

$$\text{Volume:} \quad V = \pi \frac{D^2}{4} H = 5026,54 \text{ m}^3$$

$$\text{Massa total do líquido:} \quad m_a = \frac{\gamma_a}{g} = 5125,5 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$\text{Massa da parede do reservatório:} \quad m_w = \pi \left(\left(\frac{D}{2} \right)^2 - \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) h_w \cdot \gamma_c$$

$$\text{Coeficiente efetivo massa:} \quad \varepsilon = \left[0,0151 \left(\frac{D}{h_l} \right)^2 - 0,1908 \left(\frac{D}{h_l} \right) + 1,021 \right] \leq 1,0$$

$$\varepsilon = 0,623$$

Massa efetiva (m_e) $m_e = \varepsilon \cdot m_w + m_r = 435,9 \text{ KN.s}^2/\text{m}$

c) Massa fixa (impulsiva) e massa móvel (convectiva):

$$m_i = m_f \cdot \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{D}{h_l}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{h_l D}{h_l}} \gg m_i = 591,9 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_c = -\frac{363}{512} \cdot m_f \cdot \frac{\tanh\left(\sqrt{13,5} \cdot \frac{h_l}{D}\right)}{\sqrt{13,5} \cdot \frac{h_l}{D}} \gg m_c = 4151,6 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

Pode-se observar que o 11,50% do líquido é excitado pelo modo impulsivo, e 81% participa no modo convectivo. A soma da massa impulsiva e convectiva é 7,46% menor que a massa total do líquido.

d) Altura da massa convectiva, impulsiva e rigidez do sistema

- Caso EBP (excluindo a pressão da base no cálculo do tombamento):

A altura impulsiva é dada por:

$$\text{Para } \frac{D}{h_l} \geq 1,333 \rightarrow \frac{h_i}{h_l} = 0,375 \rightarrow h_i = 1,50 \text{ m.}$$

A altura convectiva para todos os tipos de reservatórios define-se como:

$$\frac{h_c}{h_l} = 1 - \frac{\cosh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right] - 1}{3,68\left(\frac{h_l}{D}\right) \cdot \sinh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right]} \gg h_c/h = 0,51 * 4,00 = 2,02 \text{ m.}$$

- Caso IBP (cálculo do tombamento com relação á fundação):

A altura impulsiva é dada por:

$$\text{Para } \frac{D}{h_l} \geq 0,75 \quad \frac{h'_i}{h_l} = \frac{0,866\left(\frac{D}{h_l}\right)}{2 \cdot \tanh\left[0,866\left(\frac{D}{h_l}\right)\right]} - \frac{1}{8} \rightarrow h'_i = 17,32 \text{ m.}$$

A altura convectiva para todos os tipos de reservatórios é dada por:

$$\frac{h_c}{h_l} = 1 - \frac{\cosh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right] - 2,01}{3,68\left(\frac{h_l}{D}\right) \cdot \sinh\left[3,68\left(\frac{h_l}{D}\right)\right]} \gg h'_c = 7,80 \text{ m.}$$

Rigidez:

$$K_c = 0,836 \frac{\text{mg}}{\text{h}} \tanh^2\left(3,68 \frac{h_l}{D}\right) \gg K = 1855,08 \text{ KN/m}$$

e) Cálculo das frequências naturais de vibração convectiva e impulsiva:

Período de vibração convectivo segundo as Equações (4.14), (4.15) e (4.16):

$$\lambda = \sqrt{3,68g \tanh[3,68(h_l/D)]} = 3,584$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} = 0,567$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{D} = 11,087 \text{ s.}$$

Período de vibração impulsivo segundo as Equações (4.17), (4.18) e (4.19):

$$C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10R}} = 0,169$$

$$\omega_i = C_i \frac{1}{h_l} \sqrt{\frac{10^3 E_c}{12R}} = 135,65$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 0,046 \text{ s.}$$

f) Parâmetros sísmicos

De forma a possibilitar a comparação entre as varias normas a locação escolhida é a cidade de Columbia no estado de *South Carolina*, considerando duas acelerações de projeto: a_g para período curto (0,2 s.) e a_g para período longo (1,0 s.) utilizando a ferramenta via internet conforme indicado na Figura 5.5 do site: <http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/building.php>; os demais parâmetros são obtidos das Tabelas do Apêndice A. Os parâmetros são:

- Aceleração máxima do solo $a_{gs}=0,532$ (período curto) e $a_{g1}=0,145$ (período longo), com a ferramenta do site (Figura 5.5);
- Coeficiente de solo $S_a=1,54$ (período curto) e $S_v=2,40$ (período longo), segundo as Tabela A.2 e A.3 do apêndice A;
- Fator de Importância I, segundo a Tabela A.4 do apêndice A;
- Fator de modificação de resposta R, segundo a Tabela A.5.

Aceleração de resposta para o máximo terremoto considerado (mostrado na Tabela 5.1)

Período curto 0,2 s	$a_{gs} = 0,546g$
Período longo 1,0 s	$a_{g1} = 0,148g$

Estes fatores de zona para o período curto e período longo são obtidos do programa segundo a Figura 5.5.

Aceleração de resposta máxima de projeto segundo o Apêndice A (Seção A.4) com as equações A.1, A.2 e A.3.

Período curto 0,2 s	$S_{DS} = 2.a_{gs}.S_a/3 = 0,56$
Período longo 1,0 s	$S_{D1} = 2.a_{g1}.S_v/3 = 0,24$

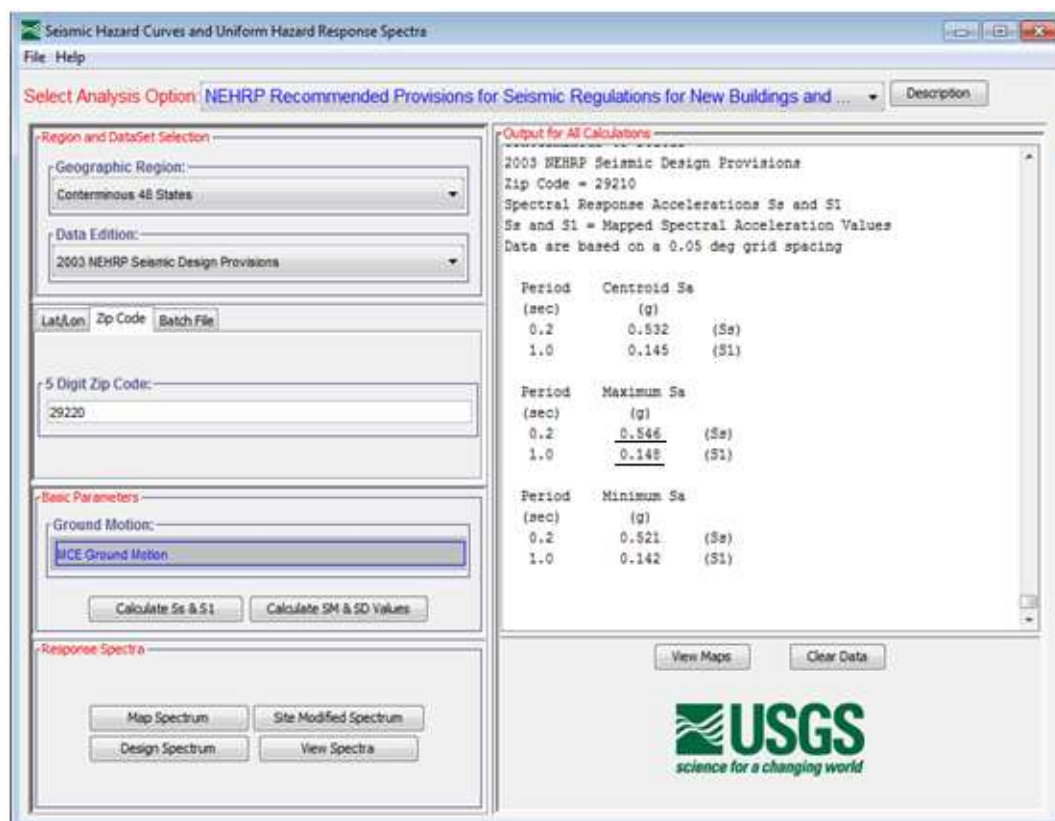


Figura 5.5: Aceleração períodos curtos e longos (ACI 350.3-06)

Tabela 5.1: Parâmetros sísmicos - ACI 350.3

Dados sísmicos do solo e da estrutura	Símbolo	Unidade	Valor
Máxima aceleração para período 0,2 seg	S_s	m/s^2	0,55
Máxima aceleração para período 1,0 seg	S_1	m/s^2	0,15
Fator de solo período curto	F_a	-	1,54
Fator de solo para período longo	F_v	-	2,40
Aceleração de projeto para período curto	S_{DS}	m/s^2	0,56
Aceleração de projeto para período longo	S_{D1}	m/s^2	0,24
Fator de importância da estrutura	I	-	1,25
Fator de modificação da resposta	R_i	-	2,75
Fator de modificação da resposta	R_c	-	1,00

O coeficiente de reposta sísmica C da estrutura é calculado segundo o item 9.4 da norma ACI 350.3-06, para o modo impulsivo (C_i) e o modo convectivo (C_c), os períodos foram calculados com as equações (4.16) e (4.19).

$$T_i = 0,046 \text{ s.} \quad T_c = 11,087 \text{ s.} \quad T_s = S_{DI}/S_{DS} = 0,422 \text{ s.}$$

$$\text{Período impulsivo:} \quad \text{Se } T_i \leq T_s \quad \gg \quad C_i = S_{DS} = 0,561$$

$$\text{Período convectivo:} \quad \text{Se } T_c > 1,6 / T_s \quad \gg \quad C_c = 2,4 S_{DS}/T_c^2 = 0,011$$

A força cortante na base para os casos impulsivo e convectivo podem ser correlacionados da seguinte forma Equação (4.28) e (4.29):

$$V_i = C_i \cdot I \cdot \xi \cdot \frac{m_i}{R_i} \quad V_c = C_c \cdot I \cdot \xi \cdot \frac{m_c}{R_c}$$

Para a força cortante total na base é utilizada uma combinação modal tipo SRSS (Eq. 4.30):

$$V = \sqrt{(V_i + V_w + V_r)^2 + V_c^2 + V_{sg}^2} = 2627,9 \text{ KN.}$$

Finalmente é calculado o valor do momento na base e o momento de tombamento:

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} = 5068,4 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 32611,9 \text{ KN.m}$$

A altura máxima da onda para ações sísmicas é:

$$d_{\max} = \frac{D}{2} \cdot C \cdot I = 0,27 \text{ m}$$

5.2.2 Análise segundo a norma EUROCODE-08

A norma EUROCODE 08 (Apêndice B) conforme ao indicado no item 4.3, apresenta uma introdução e alcance dos métodos de análise sísmica de reservatórios cilíndricos verticais, e o procedimento adotado é apresentado a seguir:

a) Cálculos preliminares

Massa total do líquido m_l :

$$m_l = \left[h_l \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (2R - 2t)^2 \cdot \rho_l \right] = 5125,5 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

Massa total do reservatório m_t :

$$m_t = \left[h_w \cdot \frac{\pi}{4} \cdot [(2R)^2 - (2R - 2t_w)^2] \right] \cdot \rho_t + m_r = 699,5 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

b) Massa fixa (impulsiva) e localização:

As componentes m_c e m_i dependem da relação $h_l/R=0,20$ e são obtidas da Figura 4.19; e as componentes h_c , e h_i são obtidas da Figura 4.20. Os resultados são mostrados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Massas e alturas hidrodinâmicas - EUROCODE 08

Componente	Unidade	Valor
Massa total líquido (m_l)	KN.s ² /m	5125,50
D/h_l	-	10,00
m_r/m_l	s/unid	0,11
m_c/m_l	-	0,89
Equivalente comp. Impulsiva m_i	KN.s ² /m	58,68
Equivalente comp. Convectiva m_c	KN.s ² /m	4538,6
Altura comp. Impulsiva	m	1,62
Altura comp. Convectiva	m	2,05

c) Massa móvel (convectiva) e localização:

Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 5.2

d) Período de vibração convectivo e impulsivo do sistema:

Estes dependem dos coeficientes C_i e C_c obtidos da Figura 4.7, descrito no EUROCODE 08:

Período de oscilação da massa impulsiva:

$$C_i = 10,48 \quad T_i = C_i \frac{H_i \sqrt{\rho}}{\sqrt{t/R} \cdot \sqrt{E}} = 0,18 \text{ s.}$$

Período de oscilação da massa convectiva:

$$C_c = 2,39 \quad T_c = C_c \cdot \sqrt{R} = 10,83 \text{ s.}$$

e) Parâmetros sísmicos:

Considerou-se que o reservatório está implantado na cidade de Lisboa em Portugal, zona equivalente às zonas sísmicas 1.3 e 2.3 e que o solo de fundação é do tipo C. A aceleração do solo $a_g=0,15$ corresponde à ação sísmica tipo I e é o valor considerado para a comparação com as demais normas. Os valores dos demais parâmetros são obtidos das tabelas no Apêndice B (Tabela 5.3).

- Fator de zona: a_{gR} para os dois tipos de sismo (Tabela B.1) do apêndice B.
- Fator de solo S é considerado valores de S , T_B , T_C e T_D (Tabela. B.3) do apêndice B.
- Fator de Importância I (Tabela B.4) do apêndice B.

Tabela 5.3: Parâmetros para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 - EUROCODE 08

Dados sísmicos do sitio e da estrutura	Símbolo	Unidades	Valor	
			Tipo I	Tipo II
Fator de zona	a_g	m/s^2	1.50	1.70
Fator de solo	S_I	-	1.15	1.50
Limite inferior do período do tramo constante	T_B	s	0.20	0.10
Limite superior do período do tramo constante	T_C	s	0.60	0.25
Início do tramo do deslocamento constante	T_D	s	2.00	1.20
Fator de amortecimento impulsivo	ξ	%	2.00	2.00
Fator de amortecimento compulsivo	ξ	%	0.50	0.50
Fator de importancia da estrutura	I	-	1.00	1.00
Fator de comportamento	R_i	-	1.00	1.00
Fator de comportamento	R_c	-	1.00	1.00

Assim sendo, a aceleração espectral para a componente impulsiva para a ação tipo I e tipo II segundo as equações B.2, B.3, B.4 e B.5 é dada da seguinte forma:

$$T_i = 0,18 \text{ s} \quad \rangle \quad T_B < T_i < T_C \rangle$$

$$S_e(T_i)_I = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,50 = 5,15 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T_i)_{II} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,50 = 7,62 \text{ m/s}^2$$

Da mesma forma para a componente convectiva, o período convectivo (T_c) para ação sísmica do tipo I e II é considerada no seguinte intervalo:

$$T_c = 10,83 \text{ s} \quad \rangle \quad T_D < T_c$$

$$S_e(T_c)_I = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,50 \cdot (T_c \cdot T_D) / T^2 = 0,06 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T_c)_{II} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,50 \cdot (T_c \cdot T_D) / T^2 = 0,02 \text{ m/s}^2$$

Resumindo, as acelerações espectrais obtidas apresentam-se na Tabela 5.4:

Tabela 5.4: Acelerações espectrais de cada componente - EUROCODE 08

	Impulsiva $S_e(T_i)$	Compulsiva $S_e(T_c)$
Tipo I	5,15	0,06
Tipo II	7,62	0,02

O cálculo dos esforços de dimensionamento, através das expressões já dadas anteriormente, torna-se evidente calculando assim:

Para ações tipo I, os valores dos esforços são:

$$V^I = (m_i + m_w) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c) = 6900,4 \text{ KN.}$$

$$M_b^I = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h/2 + m_r \cdot h) S_e(T_i) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_c) = 14463,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{tom}^I = (m_i \cdot h'_i + m_s \cdot h/2 + m_r \cdot h) S_e(T_i) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_c) = 74871,8 \text{ KN.m}$$

Para ações tipo II os valores dos esforços são:

$$V^{II} = (m_i + m_t) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c) = 9901,1 \text{ KN.}$$

$$M_b^{II} = (m_i h_i + m_s h/2 + m_r h) S_e(T_i) + m_c h_c S_e(T_c) = 20765,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{tom}^{II} = (m_i h'_i + m_s h/2 + m_r h) S_e(T_i) + m_c h'_c S_e(T_c) = 106334,4 \text{ KN.m}$$

A altura máxima da onda para ações tipo I:

$$d_{max}^I = R \cdot \frac{T_c}{g} \gg = 0,12 \text{ m}$$

$$d_{max}^{II} = R \cdot \frac{T_c}{g} \gg = 0,04 \text{ m}$$

5.2.3 Análise segundo a norma RNE 030

De forma geral foram utilizados os valores de a_g , C e S da norma peruana sismo-resistente RNE 030 complementados com os valores da norma ACI 350.3-01 nos valores de R_w e I . Com todos estes parâmetros foi calculado o espectro de resposta elástica que será utilizado na análise sísmica dinâmica.

a) Análise Hidrodinâmica

As massas hidrodinâmicas foram já calculadas segundo a norma americana ACI 350.3-06 e são adotadas para esta norma que não apresenta análise hidrodinâmica, os resultados calculados no item 5.2.1 são mostradas na Tabela 5.5 assim como também foram assumidos os valores das alturas e períodos correspondentes ao líquido armazenado no reservatório.

Tabela 5.5: Massas impulsiva e convectiva - NTE 030

Componente	Unidade	Valor
Massa total líquido (m_i)	KN.s ² /m	5125,5
Massa parede (m_w)	KN.s ² /m	699,7
Massa equivalente comp. impulsiva (m_i)	KN.s ² /m	591,9
Massa equivalente comp. convectiva (m_c)	KN.s ² /m	4151,6
Altura equivalente comp. impulsiva (h_i)	m	1,50
Altura equivalente comp. convectiva (h_c)	m	2,02
Período impulsivo (T_i)	s.	0,176
Período convectivo (T_c)	s.	11,14
Rigidez da mola (K_c)	KN/m	1855,0

b) Parâmetros sísmicos

De forma a possibilitar a comparação entre as várias normas, a locação escolhida é a cidade de Ramon Castilla no departamento de Loreto, sendo o fator de zona de projeto considerado a_g de 0,15g obtida do mapa de zoneamento sísmico do Peru e para um fator de solo tipo 2. Os valores dos demais parâmetros são obtidos das tabelas no Apêndice C que são mostrados na Tabela 5.6. Este valor de a_g é o menor nível considerado pela norma peruana, mas, é o valor considerado para fins de comparação com as outras normas.

- Fator de zona $a_g=0,15$ segundo a Tabela C.1 do apêndice C;
- Fator de solo $S=1,2$ e período associado $T_p=0,60$, segundo a Tabela C.3;
- Fator de Importância $I=1,25$, segundo a Tabela A.4 do Apêndice A;
- Fator de modificação de resposta R_w , $R_{wi}=2,85$ para períodos curtos e $R_{wc}=1,0$ para períodos longos segundo a Tabela A.5 do Apêndice A.

Tabela 5.6: Coeficientes sísmicos - NTE 030

Dados sísmicos do solo e da estrutura	Norma	Símbolo	Unid.	Valor
Fator de zona	NTE 030	a_g	m/s^2	0,15
Fator de solo	NTE 030	S	-	1,20
Periodo do solo	NTE 030	T_p	s.	0,60
Fator de importância da estrutura	ACI 350.3-01	I	-	1,25
Fator de modificação da resposta	ACI 350.3-01	R_i	-	2,75
Fator de modificação da resposta	ACI 350.3-01	R_c	-	1,00

Os coeficientes de amplificação sísmica do reservatório C_i (modo impulsivo) e C_c (modo convectivo) segundo a Equação C.2 têm os seguintes valores:

$$C_i = 2,5 \left(\frac{T_p}{T_i} \right) \leq 2,5 \gg C_i = 2,50$$

$$C_c = 2,5 \left(\frac{T_p}{T_c} \right) \leq 2,5 \gg C_c = 0,13$$

A força cortante na base para os dois casos (impulsivo e convectivo) é:

$$V = \frac{a_g ICS}{R_w} \cdot mg$$

Que pode ser correlacionada da seguinte forma:

$$V_i = \frac{a_g I C_i S}{R_{wi}} \cdot (m_i + m_w) \cdot g \quad \gg \quad V_i = 1187,2 \text{ KN.}$$

$$V_c = \frac{a_g I C_c S}{R_{wc}} \cdot (m_c) \cdot g \quad \gg \quad V_c = 1232,9 \text{ KN.}$$

No caso de existir uma cúpula na cobertura agrega-se esta massa em V_i .

Utilizando uma combinação modal tipo SRSS, tem-se:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad \gg \quad V = 2402,2 \text{ KN.}$$

Somando todas as massas m_w (parede), m_b (base), e m_l (líquido) tem se:

$$m_w + m_b + m_a = 686,22 + 788,29 + 5016,54 = 64910,5 \text{ KNs}^2/\text{m.}$$

Finalmente é calculado o valor do momento na base, com as seguintes expressões:

$$M_i = \frac{(Z.I.C_i.S)}{R_i} \left(m_i \cdot h_i + m_w \cdot \frac{H_{total}}{2} \right) \cdot g \quad \gg \quad M_i = 1780,9 \text{ KN.m}$$

$$M_c = \frac{(Z.I.C_c.S)}{R_c} (m_c \cdot h_c) \cdot g \quad \gg \quad M_c = 2506,3 \text{ KN.m}$$

Por combinação Modal SRSS, tem-se:

$$M = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \quad \gg \quad M = 4692,4 \text{ KN.m}$$

Altura de onda:

$$d_{\text{máx}} = (D/2) \cdot Z \cdot S \cdot I \cdot C_c = 0,61 \text{ m.}$$

5.2.4 Análise segundo a norma NBR 15421

O Brasil conta com a norma NBR 15421 (Apêndice D) que, do mesmo modo que a norma peruana é uma norma com especificações para edificações que devem se complementadas para ser aplicadas a este tipo de estruturas hidráulicas.

De forma geral, foram utilizados os valores de a_g , S_a , S_v da NBR 15421, complementados com os valores do ACI 350.3-06 nos valores de R e I . Com isto foi calculado o espectro de resposta utilizado na análise dinâmica.

a) Análise Hidrodinâmica

As massas hidrodinâmicas foram já calculadas segundo o procedimento indicado na norma americana ACI 350.3-06 e que são mostradas na Tabela 5.7, assim como também foram assumidos os valores das alturas e períodos correspondentes ao líquido armazenado no reservatório.

Tabela 5.7: Massa impulsiva e convectiva - NBR 15421

Componente	Unidade	Valor
Massa total líquido (m_i)	KN.s ² /m	5125,5
Massa parede (m_w)	KN.s ² /m	699,7
Massa equivalente comp. impulsiva (m_i)	KN.s ² /m	591,9
Massa equivalente comp. convectiva (m_c)	KN.s ² /m	4151,6
Altura equivalente comp. impulsiva (h_i)	m	1,50
Altura equivalente comp. convectiva (h_c)	m	2,02
Período impulsivo (T_i)	s.	0,176
Período convectivo (T_c)	s.	11,14
Rigidez da mola (K_c)	KN/m	1855,0

b) Parâmetros sísmicos:

De forma a possibilitar a comparação entre as varias normas, a localização escolhida fica na região de Acre. Nesta cidade a aceleração de projeto no solo para solo rochoso é $a_g = 0,15g$, com um solo do tipo C. Os valores dos demais parâmetros são obtidos das tabelas do Apêndice D mostrados na Tabela 5.8. Este

valor de a_g é relativamente baixo quanto à sismicidade, mas é o maior nível considerado pela norma Brasileira.

- Aceleração do solo: zona 4, $a_g=0,15$ segundo a Tabela D.1 do apêndice D;
- Tipo de solo $S_a=1,20$ e $S_v=1,70$, segundo a Tabela D.3 do apêndice D;
- Fator de Importância $I=1,25$, segundo a Tabela A.4 do apêndice A;
- Fator de modificação de resposta R , $R_{wi}=2,85$ e $R_{wc}=1,0$ segundo a Tabela A.5 do apêndice A.

Tabela 5.8: Coeficientes sísmicos - NBR 15421

Dados sísmicos do solo e da estrutura	Norma	Símbolo	Unid.	valor
Fator de zona	NBR 15421	a_g	m/s^2	0,15
Fator de solo para período de 0,0 s	NBR 15421	S_a	-	1,20
Fator de solo para períodos de 1.0 s	NBR 15421	S_v	-	1,70
Aceleração espectral de projeto período de 0.0 s	NBR 15421	a_{gs0}	m/s^2	0,18
Aceleração espectral de projeto período de 1.0 s	NBR 15421	a_{gs1}	m/s^2	0,26
Fator de importância da estrutura	ACI 350.3-06	I	-	1,25
Fator de modificação da resposta	ACI 350.3-06	R_i	-	2,75
Fator de modificação da resposta	ACI 350.3-06	R_c	-	1,00

A aceleração espectral para os períodos de 0,0 e 1,0 s. segundo a Equação (D.1) e (D.2) (Seção D.4 do apêndice D) é:

$$a_{gs0} = S_a \cdot a_g = 0,18 \text{ g}$$

$$a_{gs1} = S_v \cdot a_g = 0,26 \text{ g}$$

A força cortante na base para os dois casos (impulsivo e convectivo), é:

$$V = C_s \cdot W$$

C_s é o coeficiente de resposta sísmica da estrutura e é calculado de acordo com o item 9.1 da NBR 15421, para o modo impulsivo (C_{si}) e o convectivo (C_{sc})

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

$$C_{si} = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R_i/I)} \gg C_{si} = 0,205$$

$$C_{sc} = \frac{2,5(a_{gso}/g)}{(R_c/I)} \gg C_{sc} = 0,563$$

Os limites do coeficiente de resposta sísmica são dados por:

$$C_s \leq \frac{(a_{gs1}/g)}{T.(R/I)} \quad e \quad C_s \geq 0,01$$

$$C_{si} \leq 2,503 \quad C_{sc} \leq 0,029$$

A força cortante na base pode ser correlacionada da seguinte forma:

$$V_i = 2,5 \frac{(a_{gso}/g)}{(I/R_i)} \cdot (m_i + m_w) \cdot g \gg V_i = 1187,2 \text{ KN.}$$

$$V_c = 2,5 \frac{(a_{gso}/g)}{(I/R_c)} \cdot (m_c) \cdot g \gg V_c = 1170,5 \text{ KN.}$$

É utilizada uma combinação modal tipo SRSS:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \gg V = 2843,0 \text{ KN.}$$

Finalmente é calculado o valor do momento:

$$M_i = 2,5 \frac{(a_{gso}/g)}{(I/R_i)} \cdot \left(m_i \cdot h_i + m_w \cdot \frac{H_{total}}{2} \right) \cdot g \gg M_i = 1780,9 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 2,5 \frac{(a_{gso}/g)}{(I/R_c)} \cdot (m_c \cdot h_c) \cdot g \gg M_c = 2367,1 \text{ KN.m}$$

Por combinação Modal SRSS, tem-se:

$$M_b = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \gg M = 5795,4 \text{ KN.m}$$

Altura de onda:

$$d_{m\acute{a}x} = (D/2) \cdot C_c \cdot I = 0,25 \text{ m.}$$

5.2.5 Análise dinâmica pelo Método dos Elementos Finitos

Após os cálculos de acordo com as diversas normas apresentadas, foi realizada uma análise por meio do modelo com elementos finitos, para ser aplicado ao reservatório com a ajuda do software SAP2000. Ao modelar o reservatório pretende-se obter uma representação das sobrepressões originadas pelo líquido na estrutura e assim avaliar os resultados calculados pelas normas ACI 350.3-06 EUROCODE 08, NTE 030 e NBR 15421, para os períodos de oscilação dos modos naturais de vibração da estrutura e os esforços.

A massa convectiva m_c está aplicada em um nodo imaginário localizado à altura convectiva h_c correspondente, calculada na análise hidrodinâmica das normas revisadas. Esta massa m_c é conectada à parede do reservatório através de elementos de mola que representam a rigidez equivalente do líquido. Isto é para que as forças sísmicas aplicadas sobre a componente convectiva sejam representadas e distribuídas da forma aproximada ao comportamento do movimento da massa do líquido que sofre deslocamento no interior do reservatório.

A determinação da massa impulsiva m_i foi feita de acordo às divisões angulares da parede do reservatório e distribuída em cada nodo da parede (altura h_i) ao longo do seu perímetro. Com isto é representada a teoria geral da análise realizada por Housner em 1963, onde é indicado que a massa impulsiva é movimentada junto com a estrutura do reservatório.

Uma vez feita a modelagem do reservatório pelo programa SAP2000, definindo a geometria, material, seções, restrições e massas, são fornecidos os espectros de aceleração associados a cada norma (Figura 5.7, 5.8, 5.9 e 5.10).

Para o cálculo dos espectros, cada norma apresenta dois espectros diferentes, porque utilizam amortecimentos diferentes, para as componentes das massas impulsiva e convectiva. Devido a modelagem computacional aceitar um único espectro, é adotado um espectro híbrido, que representa os dois amortecimentos e os dois materiais (concreto e água).

Para a construção do espectro híbrido são utilizados os intervalos onde os períodos principais são necessários. Contando com os espectros híbridos seus valores são fornecidos manualmente ao programa SAP2000, e com isto são obtidos os resultados equivalentes aos calculados com as normas estudadas para a sua comparação.

a) Função espectral de aceleração segundo a norma ACI 350.3-06

Considerando a cidade de Columbia para efeito do estudo de caso e conforme aos seus parâmetros sísmicos correspondentes mostrados na Tabela 5.1, será gerado o espectro de aceleração segundo as equações A.1, A.2 e A.3 do Apêndice A.

Na geração do espectro de resposta, considerando que no caso do fator de modificação de resposta R_w este é diretamente proporcional ao Módulo de Elasticidade (rigidez) dos materiais que compõem o sistema, pelo qual para um sistema muito rígido como a massa impulsiva aderida às paredes de concreto do reservatório é associado valores grandes de R_w .

Analogamente, a massa convectiva do líquido que oscila tem um módulo elástico inferior que a massa impulsiva pelo qual seus valores de modificação de resposta R_w são pequenos como a unidade, isto significa que teríamos dois espectros de resposta: um para o modo impulsivo e outro para o modo convectivo.

Mas como não é possível trabalhar com dois espectros no programa SAP2000, a norma ACI 350.3-06 considera segundo a equação (4.21) e (4.22) que para períodos menores a 3,2 s. deve ser associada a massa impulsiva com seu valor de R_{wi} , e para períodos maiores que 3,2 s. deve ser associada a massa convectiva com seu valor de R_{wc} . Na Tabela 5.9 e na Figura 5.6 é mostrado o espectro reduzido para os dois valores de R_w .

$$S_{DS} = 2/3 S_a \cdot a_g \quad \text{para } 0 < T < T_S$$

$$S_{DS} = 2/3 S_v \cdot a_{g1} \quad \text{para } T_S < T < \infty$$

$$\text{Onde} \quad T_S = S_{D1} / S_{DS}$$

Tabela 5.9: Período Vs Aceleração - ACI 350

T (s.)	Sa(g)	T (s.)	Sa(g)	T (s.)	Sa(g)
0,00	0,2545	1,30	0,1259	3,50	0,1371
0,10	0,2545	1,40	0,1169	4,00	0,1050
0,20	0,2545	1,50	0,1091	5,00	0,0672
0,30	0,2545	2,00	0,0818	6,00	0,0467
0,40	0,2545	2,50	0,0655	7,00	0,0343
0,50	0,2545	3,00	0,0545	8,00	0,0263
1,00	0,1636	3,20	0,0511	9,00	0,0207
1,10	0,1488	3,20	0,1641	10,00	0,0168
1,20	0,1364	3,30	0,1543	11,00	0,0139

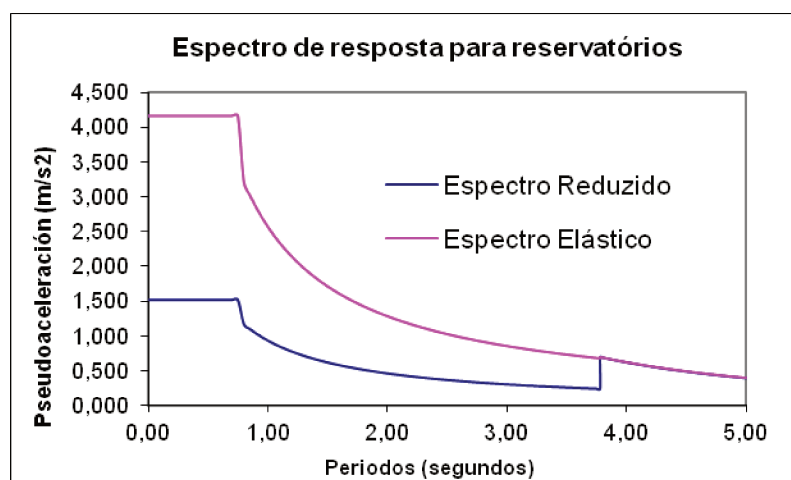


Figura 5.6: Espectro resposta - ACI 350.3

Conforme observado na Figura 5.6, as acelerações maiores do espectro de resposta são para o sistema rígido inercial composto pelas paredes do reservatório e da massa impulsiva rigidamente unida (os períodos de oscilação são pequenos e menores a 3,2 s.). A massa convectiva, que oscila e forma as ondas devido a sua baixa rigidez ou muita flexibilidade, no entanto recebe um acréscimo no valor da aceleração devido a que possui maior ductilidade com relação ao sistema rígido. Na Figura 5.7 é mostrado o espectro de aceleração de projeto em função do valor da gravidade g .

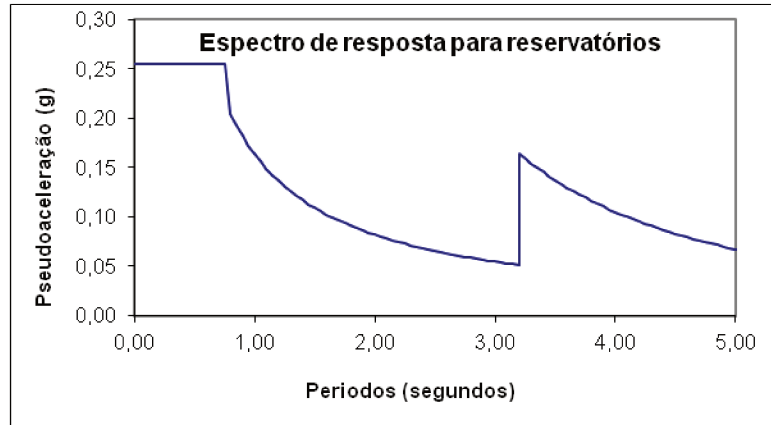


Figura 5.7: Espectro de projeto - ACI 350.3

b) Função espectral de aceleração segundo a norma EC08

Considerando a cidade de Lisboa, e conforme aos parâmetros sísmicos para esta cidade mostrados na Tabela 5.3, é gerado o espectro de aceleração segundo as equações B.2, B.3, B.4 e B.5 (Seção B.4) do Apêndice B.

Considerando esta vez que o fator de modificação de resposta R_w para o caso de reservatórios é igual a 1, fazendo só uma diferenciação no fator de amortecimento para os dois tipos de comportamento: o modo impulsivo (2%) e o modo convectivo (0,5%), da mesma forma que apresentado para a diferença da norma americana ACI 350.3-06, contaremos com dois espectros de resposta para o modo impulsivo e convectivo conforme a Figura 5.8 e a Tabela 5.10.

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] & T_D \leq T
 \end{aligned}$$

Onde:

$$\begin{aligned}
 a_g &= a_{gR} \cdot I \\
 \eta &= \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55
 \end{aligned}$$

Tabela 5.10: Período Vs aceleração - EUROCODE 08

T (seg)	Sa _(i)	Sa _(c)
0,00	0,1776	0,1779
0,10	0,3506	0,3843
0,10	0,5254	0,5928
0,20	0,5254	0,5928
0,40	0,5254	0,5928
0,50	0,5254	0,5928
0,60	0,5254	0,5928
0,70	0,4504	0,5081
0,80	0,3941	0,4446
0,90	0,3503	0,3952
1,00	0,3153	0,3557

T (seg)	Sa _(i)	Sa _(c)
2,00	0,1576	0,1778
3,00	0,0701	0,0790
4,00	0,0394	0,0445
5,00	0,0252	0,0285
6,00	0,0175	0,0198
7,00	0,0129	0,0145
8,00	0,0099	0,0111
9,00	0,0078	0,0088
10,00	0,0063	0,0071
10,90	0,0053	0,0060

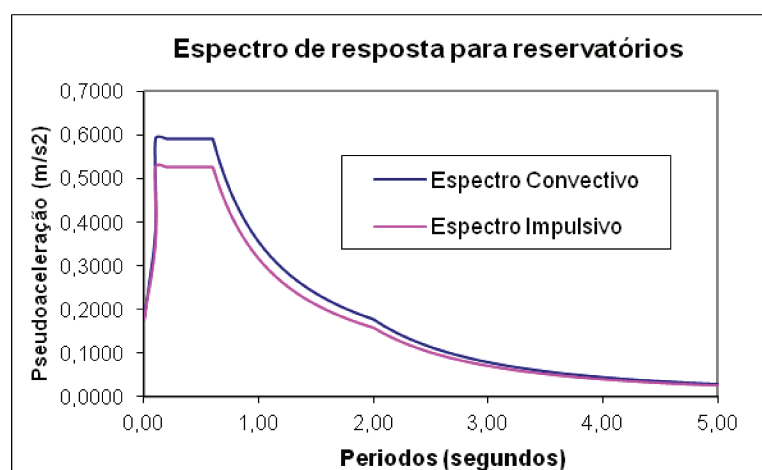


Figura 5.8: Espectro de projeto – EUROCODE 8

c) Função espectral de aceleração segundo a norma NTE 030

Considerando a cidade de Ramón Castilla no estudo de caso e conforme os parâmetros sísmicos correspondentes a esta cidade mostrados na Tabela 5.4 é obtido o espectro de resposta segundo a Equação C.1 e C.2 (Seção C.4) indicadas no Apêndice C.

$$S_e = \frac{ZICS}{R} \cdot g$$

O coeficiente sísmico C é definido por:

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2,5$$

Para o caso da norma Peruana NTE 030 a adaptação feita é com a ACI 350.3-01 (2001), isto devido ao fato que na versão antiga a aceleração do solo é obtida de forma similar, através de tabelas na ACI 350.3-06 (2006). O cálculo da aceleração máxima a_g é feita segundo a norma ASCE7-05. Os demais parâmetros como o fator de solo (S), fator de uso (I) e fator de modificação de resposta (R_w) continuam da mesma forma.

Para análise do reservatório, para diferenciar o comportamento de ambos os materiais correspondentes aos modos impulsivo e convectivo respectivamente, o valor limite considerado para a elaboração do espectro de resposta é o valor considerado pela norma ACI 350.3-01 (2001) segundo o item 9.4 ($T_i < 2,4 \text{ s.} < T_c$).

Então para o caso do fator de modificação de resposta é utilizado o valor de R_{wi} para períodos menores que 2,4 s. (associado à massa impulsiva) e o valor de R_{wc} para períodos maiores que 2,4 s. (associado à massa convectiva), conforme mostrado na Figura 5.9 e Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Período Vs aceleração - NTE 030

T (s.)	$S_e(g)$	T (s.)	$S_e(g)$
0,00	0,2045	3,00	0,1125
0,50	0,2045	4,00	0,0844
0,60	0,2045	5,00	0,0675
0,65	0,1888	6,00	0,0563
1,00	0,1227	7,00	0,0482
1,50	0,0818	8,00	0,0422
2,00	0,0614	9,00	0,0375
2,40	0,0511	10,00	0,0338
2,40	0,1406	11,00	0,0307

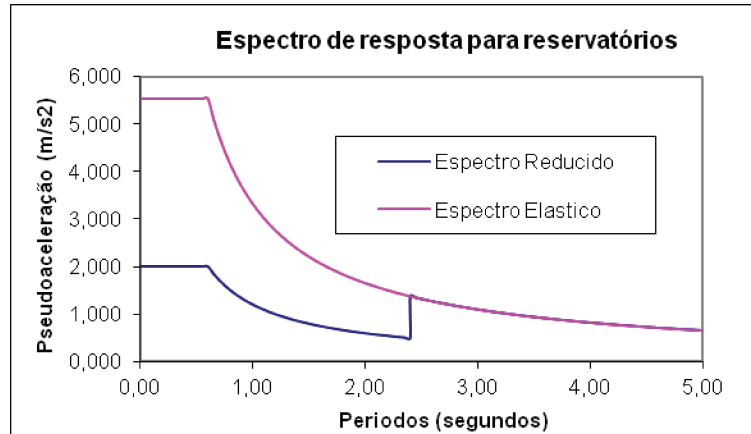


Figura 5.9: Espectro de projeto - NTE 030

d) Função espectral de aceleração segundo a norma NBR 15421

Considerando a cidade de Acre para efeito do estudo de caso e conforme os parâmetros sísmicos para esta cidade mostrados na Tabela 5.8, será gerado um espectro de aceleração segundo as equações indicadas no Apêndice D. E considerando de forma similar o que a norma americana ACI 350.3-06 apresenta para o caso do fator de modificação de resposta R_w para períodos menores que 3,20 s. deve ser associada à massa impulsiva com seu valor de R_{wi} e para períodos maiores que 3,20 s. deve ser associada a massa convectiva com seu valor de R_{wc} , conforme mostrado na Figura 5.10 e Tabela 5.12. O espectro de pseudo-aceleração de projeto é dado em função do valor da gravidade g segundo as equações D.3, D.4 e D.5 (Seção D.4) do apêndice D.

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(18,75 T \frac{S_a}{S_v} + 1 \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{S_v}{S_a}$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad \text{para } 0,08 \frac{S_v}{S_a} \leq T \leq 0,4 \frac{S_v}{S_a}$$

$$S_a = \frac{a_{gs1}}{T} \quad \text{para } T \geq 0,4 \frac{S_v}{S_a}$$

Onde:

$$a_{gs0} = S_a a_{gs}$$

$$a_{gs1} = S_v a_{gs1}$$

Tabela 5.12: Período Vs aceleração - NBR 15421

T (s.)	$S_e(g)$	T (s.)	$S_e(g)$
0,00	0,0829	3,20	0,1016
0,10	0,1901	4,00	0,0813
0,11	0,2045	5,00	0,0650
0,20	0,2045	6,00	0,0542
0,50	0,2045	7,00	0,0464
0,57	0,2073	8,00	0,0406
1,00	0,1182	9,00	0,0361
2,00	0,0591	10,00	0,0325
3,00	0,0394	11,00	0,0295

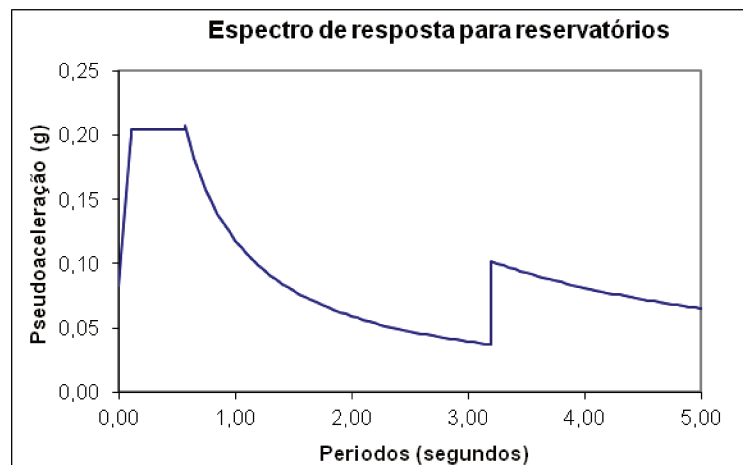


Figura 5.10: Espectro de projeto - NBR 15421

Assim, após obter os espectros de aceleração das normas é feita a modelagem do reservatório por meio do SAP2000 (Figura 5.11), colocando a massa convectiva a uma altura h_c (Figura 5.12) e unindo-a através de molas às paredes (Figura 5.13), ingressado cada espectro num modelo diferente (Figura 5.14).

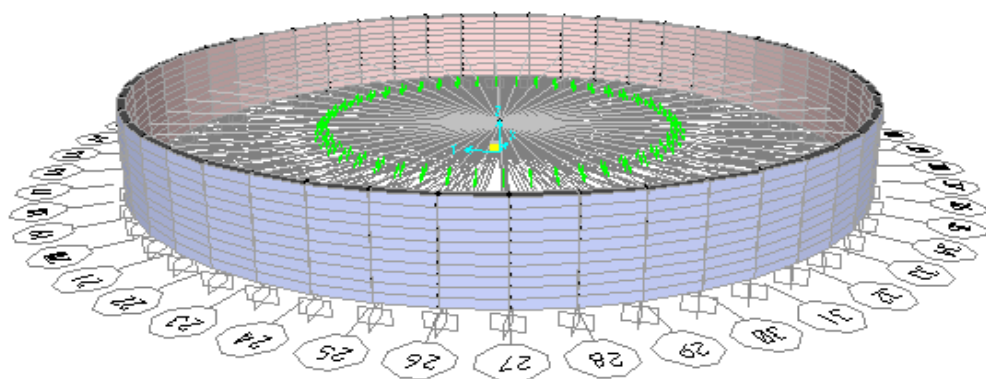


Figura 5.11: Geometria do reservatório - SAP2000

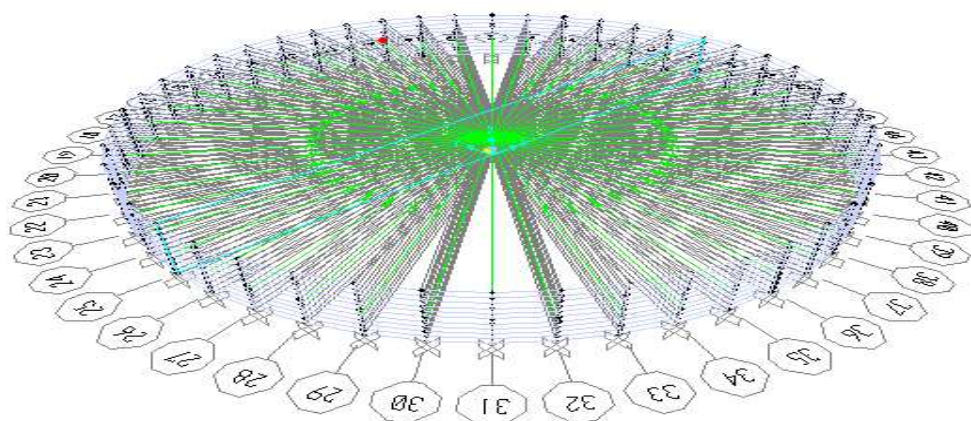


Figura 5.12: Localização da massa convectiva

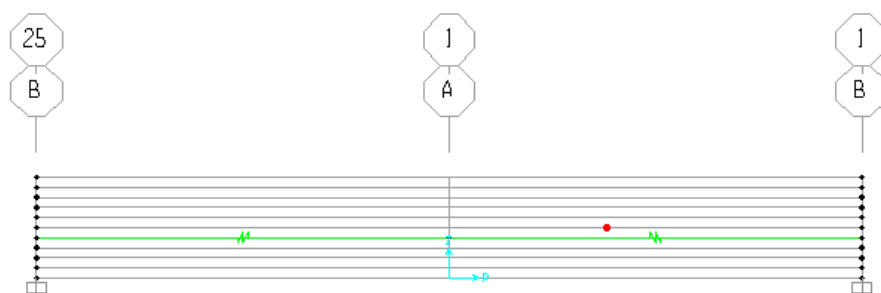


Figura 5.13: Massa convectiva unida através de molas

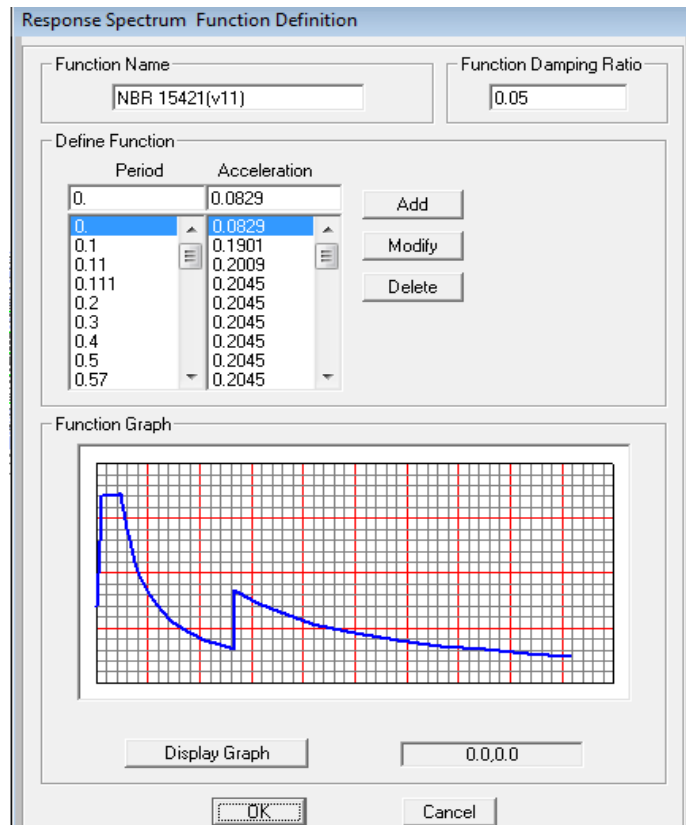


Figura 5.14: Espectro NBR 15421 - SAP2000

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos ao realizar a análise do reservatório utilizando as diferentes normas consideradas neste trabalho (ACI 350.3-06, EUROCODE 08, NTE 030 e NBR 15421) e através da modelagem pelo Método dos Elementos Finitos.

Os resultados obtidos para a análise sísmica por meio das normas foram através de parâmetros de comparação, como os coeficientes sísmicos, momentos e forças cortantes na base, etc.

Para os modelos com elementos finitos foram obtidos os períodos calculados diretamente pelo software, que são ordenados de acordo com a participação modal, a qual indica a tendência de movimento que tem a massa modal associada a esse período. Foi desenvolvida uma análise modal com 12 modos de vibração, chegando a se obter uma participação de massa acumulada maior que 90%. Estes períodos são analisados comparando-se aos obtidos segundo as análises sísmicas por meio de cada norma.

Uma vez que feita a modelagem do reservatório por meio do programa SAP2000, após serem definidos a geometria, tipo de material, seções, e restrições referentes às condições de contorno, são inseridos os espectros de acelerações associados a cada norma para obter os mesmos elementos de comparação (força cortante e momento) resultantes da análise sísmica através das normas.

6.1 Resultados obtidos da análise com as normas

Os resultados das análises sísmicas com as normas para efeitos de comparação são referentes aos esforços de força cortante e o momento na base.

Serão analisados para cada norma os coeficientes sísmicos, os períodos impulsivos e convectivos, a altura de onda provocada pela oscilação da massa convectiva, as forças cortantes na base e os momentos de flexão.

Os coeficientes de amplificação sísmica para o reservatório, de acordo com cada norma são apresentados na Tabela 6.1. Com os resultados obtidos nesta tabela pode-se observar que os valores são bem diferentes, isto porque os parâmetros não são calculados da mesma forma e são utilizados diferentes coeficientes para os cálculos de acordo com cada norma específica.

Tabela 6.1: Coeficientes sísmicos

	Coeficiente de Amplificação Sísmica			
	NTE 030	NBR 15421	ACI 350	EC 08
C_i	2,50	0,20	0,56	-
C_c	0,14	0,03	0,01	-

A norma Peruana e Brasileira permitem adotar os períodos e massas das componentes impulsiva e convectiva do líquido calculados segundo a ACI 350.3, mas para o cálculo do coeficiente de amplificação sísmica C_s , deve ser calculado aplicando as recomendações e equações indicadas nas próprias normas (NTE 030 e NBR 15421). Um dos propósitos deste trabalho é propor quais são as recomendações aplicáveis para o caso da norma brasileira.

Da Tabela 6.1 observa-se para os coeficientes impulsivos, que o valor obtido com a norma ACI 350.3-06 é quase três vezes maior que o valor obtido com a norma NBR 15421; e com relação ao valor obtido com a NTE 030, este é quase cinco vezes menor. Neste ponto deve ser esclarecido que a norma ACI 350.3 é específica para reservatórios, e que no caso da norma peruana NTE 030 e a brasileira NBR 15421, por serem normas para edificações, elas apresentam restrições para o valor deste coeficiente que depende diretamente do valor do período. Ao adotar o período da análise hidrodinâmica da norma ACI 350.3.06 (no modo convectivo o período de vibração do líquido, que é um material flexível tem valor maior que o calculado no caso usual de uma edificação). E sendo o coeficiente sísmico inversamente proporcional ao período, o seu valor é muito grande e geralmente atinge o limite dado, conforme mostrado na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: Avaliação dos coeficientes sísmicos - NTE 030 e NBR 15421

	NTE 030	NBR 15421
Força cortante	$V = \frac{ZUCS}{R_w} \cdot P$	$V = C_s \cdot W$
Coeficiente Sísmico	$C_s = 2,5 \left(T_p / T \right) < 2,50$	$C_s = \frac{(a_{gs0} / g)}{(R/I)} < \frac{(a_{gs1} / g)}{T(R_w/I)}$

Segundo os valores calculados para C_s , em ambos os casos este é maior que o limite. O valor elevado encontrado é devido ao período de oscilação do líquido, que geralmente é próximo ou maior que 10 s., e o período de vibração de uma edificação é aproximadamente de 1,0 s. Devido ao fato de que o valor do coeficiente sísmico para o modo convectivo pode ser limitado, é necessário um estudo do comportamento para este tipo de estrutura no Brasil, já que ao utilizar os coeficientes calculados com sua própria norma (com as restrições próprias para edificações) estaria se subestimando os riscos sísmicos que realmente poderiam ocorrer.

Para o caso do EUROCODE 8, esta norma não trabalha tendo como base um coeficiente sísmico, pois o cálculo é feito com base nos períodos e não é considerado um valor limite.

- a) Os períodos obtidos neste trabalho para cada componente (impulsiva e convectiva) são comparados com os resultados obtidos considerando a norma ACI 350.3-06 e EUROCODE 08, que são as normas que apresentam um procedimento específico para a análise hidrodinâmica do líquido (Tabela 6.3) e que logo serão comparados com os períodos obtidos pela análise dinâmica com o Método dos Elementos Finitos.

Tabela 6.3: Períodos impulsivos e convectivos

	Períodos impulsivos e convectivos das normas	
	ACI 350	EUROCODE 08
T_i	0,05	0,17
T_c	11,09	10,83

Para o período convectivo observa-se que são valores próximos muito similares. Fazendo uma comparação dos valores obtidos pelas duas normas entre os valores maiores e menores, temos uma diferença de 2,4%. No caso do período impulsivo, observa-se diferenças maiores, para os valores obtidos existe uma diferença de 240%.

- b) A altura de onda provocada pela oscilação da massa convectiva utilizando as quatro normas com seus respectivos parâmetros sísmicos e a adoção de alguns outros são mostrados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Altura de onda

	NBR 15421	NTE 030	ACI 350.3-06	EUROCODE 08
Altura de onda(m)	0,25	0,61	0,27	0,12

Nestes resultados comparando as quatro normas consideradas, pode-se observar que através da norma EUROCODE 08 é obtido um deslocamento vertical do líquido menor, enquanto que a NBR 15421 apresenta um deslocamento vertical do líquido maior que as demais. Portanto, pode-se dizer que a NBR 15421 é mais conservadora neste parâmetro de comparação.

- c) Para a determinação da força cortante na base, foram calculadas segundo o procedimento adotado por cada norma específica, e os resultados são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Força cortante na base

	Força Cortante na Base					
	NBR 15421	(KN)	NTE 030	(KN)	ACI 350.3-06 (KN)	EUROCODE 08 (KN) Tipo I Tipo II
V _w	1403,6		874,5		1089,3	3605,5 5329,9
V _i	1187,2		1187,2		1478,9	3024,8 4471,4
V _c	1170,5		1239,4		557,0	270,1 99,8
V	2843,0		2405,5		2627,9	6900,4 9901,1

Na Tabela 6.5 pode-se observar que a força cortante na base calculada com a norma NBR 15421 é aproximadamente 18% maior que a calculada com a NTE 030 e um 8% maior que a calculada com a ACI 350.3-06. Quanto à componente convectiva, a NTE 030 e NBR 15421 dão mais importância que a norma ACI 350.3-06; e quanto à componente impulsiva, a ACI 350.3-06 é a que apresenta o maior peso. O mais relevante nesta comparação é que o valor encontrado com o EUROCODE 08 é aproximadamente 160% maior que o valor médio das outras normas, comprovando o caráter conservador da norma Europeia.

É preciso esclarecer que a comparação é feita com o EUROCODE 08, e com o valor obtido para os esforços da ação tipo I, que correspondem a uma aceleração $a_g = 0,15g$; sendo que para a ação tipo II, o valor de a_g é $0,17g$.

- d) Na Tabela 6.6 são mostrados os momentos de tombamento e de flexão calculados de acordo com as quatro normas. Pode-se observar que no caso do momento de flexão, embora a norma brasileira apresente um valor maior, o resultado é um valor próximo às normas peruana e americana. Nota-se que para o modo impulsivo é subestimado o momento de flexão produzido por esta componente e no caso do modo convectivo o valor obtido com esta componente é superestimado. A norma europeia continua mostrando um comportamento conservador, obtendo-se um valor três vezes maior com relação às outras normas.

O momento de tombamento total calculado com os parâmetros e coeficientes sísmicos da norma brasileira tem um valor similar com relação à norma peruana, mas é menor que o valor da norma americana. Com respeito à norma ACI 350, o valor obtido é aproximadamente 27% menor; e com respeito à norma peruana é aproximadamente 4% maior. O valor obtido por meio da norma europeia é 200% maior que as outras normas.

Tabela 6.6: Momentos de flexão e de tombamento

Momento		Momentos de Flexão e Tombamento				
		NBR 15421 (KN.m)	NTE 030 (KN.m)	ACI 350.3-06 (KN.m)	EUROCODE8 (KN.m)	
					Tipo I	Tipo II
M_w	Reservatório	3509,1	2186,1	2723,3	9013,8	13324,8
M_i	Impulsivo (EBP)	1780,9	1780,9	2218,4	4895,0	7236,1
M_c	Convectivo (EBP)	2367,1	2506,3	1126,4	554,4	204,9
M'_i	Impulsivo (IBP)	20563,1	20563,1	24875,8	61938,4	91561,1
M'_c	Convectivo (IBP)	9127,5	9664,5	17373,1	3919,6	1448,5
M_b	Momento flexão total	5795,4	4692,4	5068,4	14463,2	20765,7
M_{tomb}	Momento tombamento total	25744,6	24717,0	32611,9	74871,8	106334,4

e) A Tabela 6.7 mostra a contribuição de cada componente impulsiva e convectiva com respeito ao momento de flexão total na base calculado com as diversas normas. Para os resultados obtidos com a norma brasileira são adotadas as recomendações da ACI 350.3-06.

Tabela 6.7: Participação das componentes convectiva e impulsiva no momento

	Aporte das componentes impulsiva e convectiva a M_b				
	NBR 15421	NTE 030	ACI 350.3-06	EUROCODE 08	
				Tipo I	Tipo II
M_i/M_b	0,307	0,380	0,438	0,338	0,348
M_c/M_b	0,408	0,534	0,222	0,038	0,010

6.2 Resultados da análise da modelagem pelo Método dos Elementos Finitos

No caso das análises realizadas por meio dos modelos com elementos finitos, os resultados apresentados por meio do software correspondem diretamente aos períodos relacionados a cada modelo. Assim é possível obter resultados referentes às varias características de cada modelo, como o caso dos fatores de participação modal das massas, deslocamentos e outros.

Serão apresentados os resultados dos modelos computacionais considerando-se o fator de participação das massas modais e os períodos e modos de vibração.

a) Fator de participação das massas modais

Nos resultados obtidos na modelagem por elementos finitos, do programa SAP2000 resulta uma tabela com os fatores de participação das massas modais (FPM) associadas a cada período ou modo de vibração da estrutura. No entanto, estes resultados não correspondem à massa modal de cada período mencionada nas normas, mas, sabe-se que a massa modal é o quadrado do fator de participação modal. Com isto é possível deduzir a tendência que tem a massa modal com seus períodos relacionados.

A análise com as recomendações aplicadas na NBR 15421 são mostradas na Tabela 6.8, onde é possível observar os períodos e fatores de participação modal das massas modais associados à estrutura do reservatório do estudo do caso.

Tabela 6.8: Fatores de participação modal NBR (FPM) - NBR 15421

Fatores Participação Modal (FPM) NBR 15421						
Modo	Período	FPM	FPM	FPM	FPM Acum.	FPM Acum.
	s.	Eixo X	Eixo Y	Eixo Z	Eixo X	Eixo Y
1	9,403	0,0000	0,7662	0,0000	0,000	0,766
2	9,400	0,7661	0,0000	0,0000	0,766	0,766
3	0,040	0,0000	0,0837	0,0000	0,766	0,850
4	0,040	0,0837	0,0000	0,0000	0,850	0,850
5	0,023	0,0000	0,0344	0,0000	0,850	0,884
6	0,023	0,0344	0,0000	0,0000	0,884	0,884
7	0,011	0,0000	0,0975	0,0000	0,884	0,982
8	0,011	0,0975	0,0000	0,0000	0,982	0,982
9	0,009	0,0000	0,0047	0,0000	0,982	0,986
10	0,009	0,0047	0,0000	0,0000	0,986	0,986
11	0,004	0,0000	0,0091	0,0000	0,986	0,995
12	0,004	0,0091	0,0000	0,0000	0,995	0,995

De acordo com a Tabela 6.8, pode-se verificar que o primeiro e segundo modos de vibração correspondem ao modo convectivo que representa as ondas formadas pelo

líquido com um valor de 9,40 s.; e o modo impulsivo corresponde ao terceiro modo de vibrar com um valor de 0,04 s.

Quanto à análise com as recomendações do EUROCODE 08, os resultados são mostrados na Tabela 6.9, onde também é possível observar os períodos e fatores de participação modal das massas associados à estrutura do reservatório do estudo de caso.

Tabela 6.9: Fatores de participação modal (FPM) - EUROCODE 08

Fatores Participação Modal (FPM) EUROCODE 08						
Modo	Período	FPM	FPM	FPM	FPM Acum.	FPM Acum.
	s.	Eixo X	Eixo Y	Eixo Z	Eixo X	Eixo Y
1	9.829	0.0038	0.8216	0.0000	0.004	0.822
2	9.829	0.8216	0.0038	0.0000	0.825	0.825
3	0.049	0.0000	0.0899	0.0000	0.825	0.915
4	0.049	0.0899	0.0000	0.0000	0.915	0.915
5	0.037	0.0000	0.0000	0.0000	0.915	0.915
6	0.037	0.0000	0.0000	0.0000	0.915	0.915
7	0.015	0.0004	0.0000	0.0000	0.916	0.915
8	0.015	0.0000	0.0004	0.0000	0.916	0.916
9	0.013	0.0000	0.0776	0.0000	0.916	0.993
10	0.013	0.0776	0.0000	0.0000	0.993	0.993
11	0.005	0.0041	0.0000	0.0000	0.997	0.993
12	0.005	0.0000	0.0041	0.0000	0.997	0.997

De acordo com a Tabela 6.9, pode-se verificar que o primeiro e segundo modos de vibração correspondem ao modo convectivo que representam as ondas formadas pelo líquido com um valor de 9,83 s.; e o modo impulsivo corresponde ao terceiro modo de vibrar com um valor de 0,05 s.

Os períodos obtidos na modelagem computacional serão comparados com os obtidos da análise pelas normas utilizadas, para se verificar o grau de precisão e aproximação que existe entre a modelagem computacional e os resultados obtidos de acordo com as análises indicadas pelas normas.

b) Períodos e modos de vibração

De forma similar ao indicado anteriormente, pode-se obter uma tabela com os modos de vibração e seus fatores de participação modal que predominam na análise com a NBR 15421, conforme a Tabela 6.10.

Tabela 6.10: Modos predominantes reservatório - NBR 15421

Modos Predominantes NBR 15421						
Modo	Período	FPM	FPM	FPM	FPM Acum.	FPM Acum.
	s.	Eixo X	Eixo Y	Eixo Z	Eixo X	Eixo Y
1	9,403	0,0000	0,7662	0,0000	0,000	0,766
2	9,400	0,7661	0,0000	0,0000	0,766	0,766
7	0,011	0,0000	0,0975	0,0000	0,884	0,982
8	0,011	0,0975	0,0000	0,0000	0,982	0,982

O segundo modo fundamental tem associado o período de 9,40 s., tendo uma maior participação na direção do eixo x, o que indica que o primeiro modo de vibrar ocorre principalmente no eixo x, sendo a deformada deste modo apresentada na Figura 6.1.

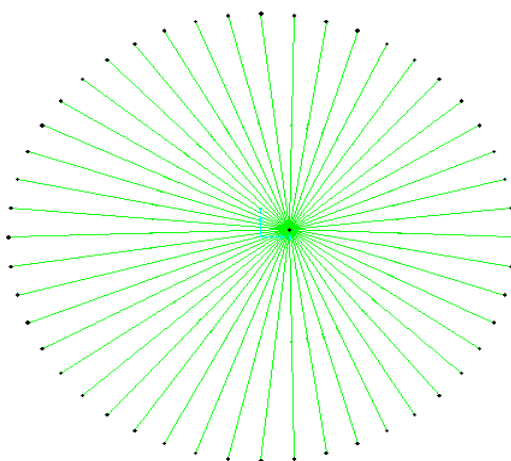


Figura 6.1: Deslocamento modo 2 - NBR 15421 (Vista em planta)

Na Figura 6.2 pode-se observar o movimento horizontal da massa da componente convectiva segundo a norma NBR 15421, neste modo não é observado nenhum movimento associado à massa impulsiva nem ao reservatório.

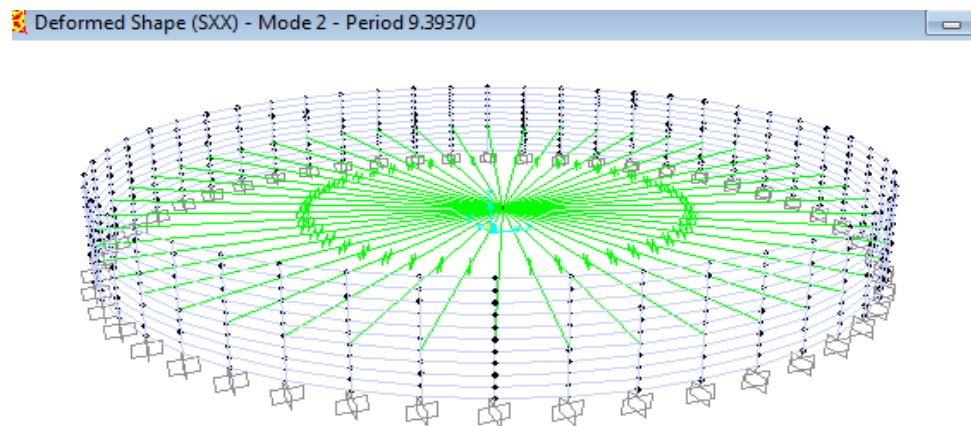


Figura 6.2: Deslocamento massa convectiva modo 2 - NBR 15421

O primeiro modo que corresponde a 9,40 seg. possui um FPM de 76,62% na direção y, sendo também o primeiro período com um maior fator de participação de massa modal, e representa o modo convectivo que é movimentado principalmente no sentido y na direção perpendicular ao segundo modo de vibração.

O modo 5 e 6 tem um período de 0,023 s. e contribuem com 3,44% em relação ao total dos fatores de participação modal da análise nas direções x e y, sendo que a deformada é mostrada na Figura 6.3.

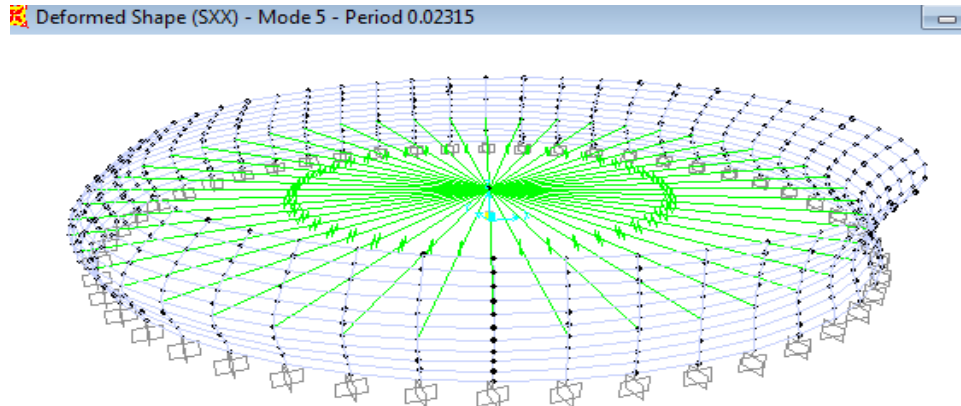


Figura 6.3: Deformada no modo 5 - NBR 15421

A deformada da Figura 6.3 é a mesma para os dois modos, mas, em sentido perpendicular. Nestes modos só o reservatório e a massa impulsiva associada à componente impulsiva é movimentada horizontalmente, e a massa convectiva não apresenta nenhum movimento. Portanto, é possível deduzir que o período associado a estes modos de vibração é predominante em relação ao modo impulsivo.

Da mesma forma pode-se obter uma tabela com os modos de vibração e seus fatores de participação modal que predominam na análise com o EUROCODE 08 segundo a Tabela 6.11.

Tabela 6.11: Modos predominantes - EUROCODE 08

Modos Predominantes EUROCODE 08						
Modo	Período	FPM	FPM	FPM	FPM Acum.	FPM Acum.
	s.	Eixo x	Eixo y	Eixo z	Eixo x	Eixo y
1	9.829	0.0038	0.8216	0.0000	0.004	0.822
2	9.829	0.8216	0.0038	0.0000	0.825	0.825
3	0.049	0.0000	0.0899	0.0000	0.825	0.915
4	0.049	0.0899	0.0000	0.0000	0.915	0.915

Na Figura 6.4 pode-se observar o movimento horizontal da massa da componente convectiva segundo a norma EUROCODE 08, sendo que neste modo não é observado nenhum movimento associado à massa impulsiva nem ao reservatório.

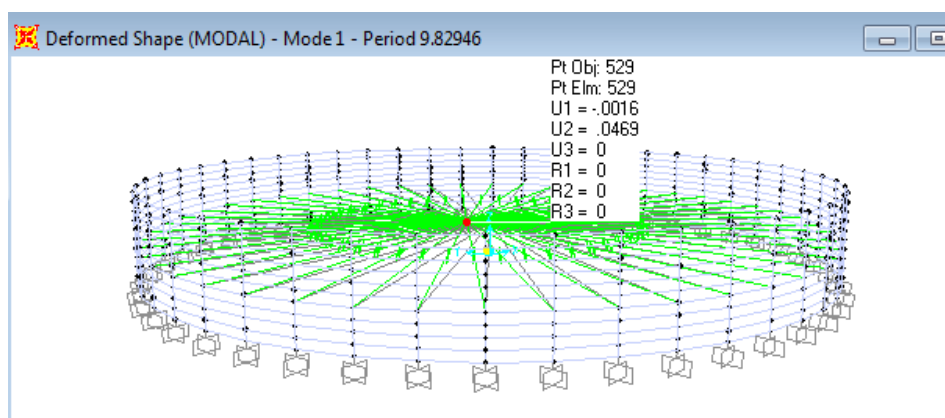


Figura 6.4 – Deslocamento massa convectiva modo 1 - EUROCODE 08

O primeiro modo que corresponde a 9,83 s. possui um FPM de 82,16% no sentido y, sendo também o primeiro período com um fator de participação de massa modal maior e representa o modo convectivo, que é movimentado principalmente no sentido y na direção perpendicular ao segundo modo de vibração.

Os modos 3 e 4 têm um período de 0,049 s. e contribuem com 8,99% em relação ao total dos fatores de participação modal da análise nas direções x e y. A deformada é mostrada na Figura 6.5. A deformada da Figura 6.5 é a mesma para os dois modos, mas, em sentido perpendicular.

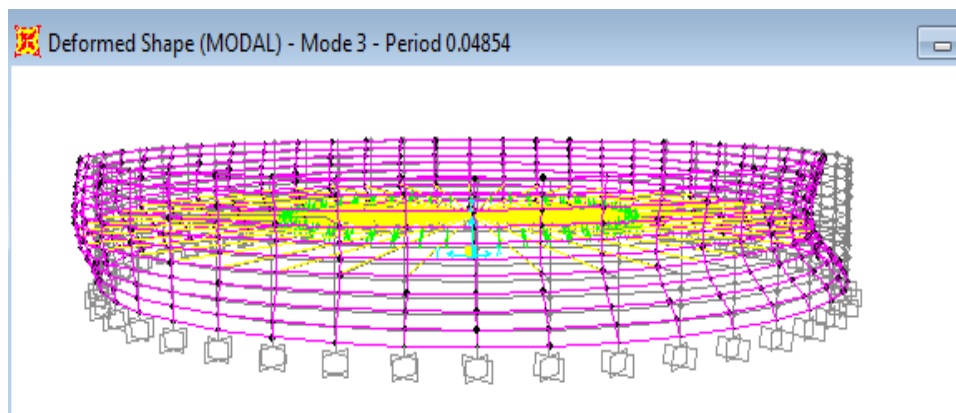


Figura 6.5: Deformada no modo 3 - EUROCODE 08

6.3 Análise geral dos resultados

Com os resultados obtidos das análises realizadas analiticamente por meio das normas e os resultados da modelagem com elementos finitos são apresentadas as tabelas com as respectivas comparações referentes aos períodos de vibração, as forças cortantes e os momentos de flexão na base.

- a) Com relação aos períodos de vibração, os períodos obtidos no trabalho para cada componente são comparados entre os calculados pelas normas e as modelagens por elementos finitos (Tabela 6.12).

Tabela 6.12: Período impulsivo e convectivo

Norma	T_i		T_c	
	Norma	MEF	Norma	MEF
ACI 350.3-06	0,05	0,040	11,087	9,400
EUROCODE 08	0,18	0,049	10,830	9,829
NTE 030	0,05	0,040	11,087	9,403
NBR 15421	0,05	0,040	11,087	9,400

Quanto aos períodos calculados pelas normas e os calculados por modelos computacionais com o software, os períodos para a NBR 15421, NTE 030 e ACI 350.3-06, são os mesmos, devido que a NBR 15421 e a NTE 030 adotaram as considerações da ACI 350.3-06 para obter a massa impulsiva e convectiva.

Para os períodos impulsivos são observados valores diferentes, na modelagem com o software para se comparar com a ACI 350 o valor varia em 25% em relação ao obtido segundo a norma, e para a modelagem com o EUROCODE 08 este valor varia em 267% em relação ao obtido com a norma.

Para os períodos convectivos calculados os valores são muito similares, o período resultante pelo MEF para a ACI 350.3-06 ocorre uma diferença de 18% em relação com a norma; e para o período convectivo em comparação com os resultados obtidos com o MEF, o valor obtido pelo EUROCODE 08 é inferior em aproximadamente 10% do valor obtido com a norma.

- b) Na Tabela 6.13 são mostradas as forças cortantes na base calculadas com as normas ACI 350.3-06, EUROCODE 08, NTE 030 e NBR 15421 e comparadas com seus pares obtidas através do modelo no SAP2000 (com os espectros de acelerações híbridos construído para cada uma das normas).

Tabela 6.13: Comparação - força cortante na base

Norma	Normas	MEF- Espectros híbridos
	(KN)	(KN)
ACI 350.3-06	2627,9	2007,1
EUROCODE 08	6900,4	2929,4
NTE 030	2405,5	2088,3
NBR 15421	2843,0	1616,5

As forças cortantes na base calculadas com as modelagens no software são menores em comparação aos seus pares calculados utilizando as normas. Ao utilizar a norma americana ACI 350.3-06, a diferença é de 30,93%. A norma peruana NTE 030 é a que

apresenta menor diferença, com um valor de 15%. Quanto à norma europeia EUROCODE 08 o valor obtido com o software é 135% vezes menor que o calculado com a norma.

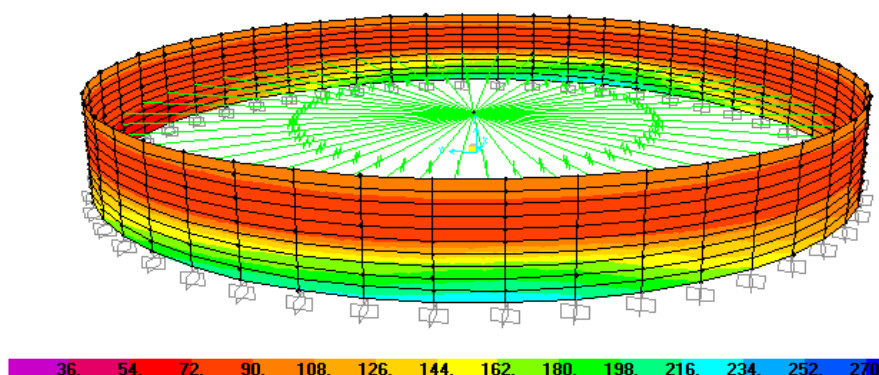


Figura 6.6: Força cortante devido a carga de sismo - NBR 15421

c) A comparação para os momentos de flexão é apresentada na Tabela 6.14

Tabela 6.14: Comparação - momento de flexão na base

Norma	Normas (KN.m)	MEF - Espectros híbridos (KN.m)
ACI 350.3-06	5068,4	5441,3
EUROCODE 08	14463,2	7215,9
NTE 030	4692,4	5114,9
NBR 15421	5795,4	3617,6

No caso dos momentos de flexão na base os resultados são variados. No caso da norma americana ACI 350.3-06 e a peruana NTE 030, os resultados obtidos pelo MEF são maiores que os obtidos pelas normas, variando entre 7% a 9%. Para o caso da NBR 15421 e EUROCODE 08, os resultados pelo MEF são menores que os obtidos pela norma variando entre 50% a 60%.

Com relação à diferença entre as forças cortantes na base e os momentos de flexão calculados com a ACI 350 e EUROCODE 08, estas normas foram atualizadas recentemente para ACI 350.3 (2006) e EUROCODE 08 (2004). Entretanto, o superdimensionamento encontrado no EUROCODE 08 pode ser porque o fator de modificação de resposta unitário que utiliza o EUROCODE 08, não faz diferenciação nenhuma para o caso do comportamento flexível do líquido e quanto ao fator de amortecimento utilizado ser bem menor para ambos os modos. Também é levado em consideração que para a norma ACI 350.3-06 o fator de massa efetiva permite reduzir o peso da estrutura.

7. CONCLUSÕES

No presente capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho de pesquisa e análises realizadas em relação ao reservatório submetido às ações sísmicas utilizando as normas ACI 350.3-06, EUROCODE 08, NTE 030 e NBR 15421 e pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa computacional SAP2000.

Na análise final de um reservatório devem ser utilizadas diferentes combinações de cargas, além das ações sísmicas, determinadas por cada norma considerando: o peso próprio, sobrecarga, a pressão hidrostática do líquido, a carga devida ao vento e a carga devida ao sismo.

De acordo com as diversas análises e resultados obtidos para as ações sísmicas, podem ser estabelecidas as seguintes apreciações e afirmações:

- Na análise hidrodinâmica, a norma ACI 350.3-06 apresenta uma metodologia mais eficaz e completa, que pode ser verificada nas referências entre os distintos tipos de configurações de reservatórios de concreto, o que permite obter os esforços necessários para o projeto;
- No procedimento da análise foi verificado que as recomendações da norma americana ACI 350 podem ser aplicadas à norma brasileira NBR 15421 pela sua similitude no procedimento da análise sísmica;
- A norma americana apresenta um procedimento mais preciso por considerar um fator para reduzir a massa da parede de reservatório, e um valor maior para o fator de modificação de resposta que reduz a força sísmica;
- Na análise com a norma europeia, o procedimento é mais claro e simples, embora com resultados um pouco conservadores;

- Os períodos convectivos calculados através das normas e os obtidos com o modelo por elementos finitos apresentam valores similares, com uma diferença entre o intervalo de 9,40 a 11,087s.;
- Os períodos impulsivos calculados através das normas e os obtidos com o modelo por elementos finitos, pelo contrário, diferem uns dos outros, e estão no intervalo de 0,04 a 0,18 s.;
- No caso dos coeficientes sísmicos para as componentes impulsiva e convectiva não foram encontradas nenhuma correspondência entre os calculados para cada norma utilizada, só a similitude no nome utilizado, pois é um parâmetro que representa um conceito e objetivo diferentes em cada norma. No entanto ao realizar uma comparação dos coeficientes, pode-se deduzir que ao utilizar os coeficientes da norma NBR 15421, pode-se estar minimizando os efeitos do modo impulsivo;
- Na comparação dos resultados para a altura de onda calculada mediante os procedimentos analisados são obtidos valores variáveis, a NBR 15421 oferece maior segurança com quase 200% mais que as demais normas;
- Dos resultados sísmicos obtidos no presente trabalho considerando a NBR 15421, a NTE 030, a ACI 350.3-06 e o EUROCODE 08, as forças laterais impulsivas representam aproximadamente de 40 a 50% da força cortante total na base, e também de acordo aos resultados obtidos através do software com os espectros utilizados;
- A contribuição modal da componente impulsiva é praticamente insignificante nos resultados obtidos na análise do reservatório do caso de estudo;
- Ao aplicar o espectro híbrido de acelerações para cada código, pode-se determinar que a norma brasileira NBR 15421 para os esforços, como a força cortante e o momento de flexão na base, resulta em valores menores;
- Deve-se dar ênfase na observação dos resultados da norma brasileira quanto aos coeficientes sísmicos, forças cortantes na base, e todos os dados relacionados com estes parâmetros. A NBR 15421, ao conter disposições mínimas para a análise deste tipo de estrutura subestima a ação sísmica, o que pode ser prejudicial posteriormente;

- Com a modelagem computacional por elementos finitos desenvolvida neste trabalho em geral são obtidos resultados menores para o efeito de sismo em comparação com os cálculos analíticos realizados através das normas.

Como recomendação para futuros trabalhos, considerando que as pesquisas neste tema ainda são poucas, sugere-se continuar pesquisando e analisando reservatórios esbeltos, onde é esperado que a componente impulsiva seja a mais importante. Desta forma, os resultados futuros poderiam ser comparados com os resultados obtidos neste trabalho além de validar as conclusões encontradas para este tipo de reservatório.

A modelação simplificada das sobrepressões do líquido pelo modelo de Housner é uma boa interpretação, mas, existem hoje em dia novas ferramentas computacionais que podem apresentar uma interpretação mais real do comportamento do líquido armazenado no reservatório, e conseguir uma resposta mais adequada e precisa para o projeto sísmico de reservatórios.

Recomenda-se analisar a interação fluído-estrutura através de modelos numéricos mais aprimorados como, por exemplo, o software ANSYS, em que é possível utilizar ferramentas adequadas para modelar fluidos e estruturas.

E, finalmente, desenvolver a modelagem hidráulica de modelos reduzidos de reservatórios cilíndricos em laboratório físico para confrontação de resultados com análises numéricas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ACI Committee 350, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01), American Concrete Institute. Farmington Hills, USA: 2001. 53p.
- ACI Committee 350, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-06) and Commentary (350.3R-06), American Concrete Institute. Farmington Hills, USA: 2006. 67p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 15421: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos Procedimento. Rio de Janeiro: 2006. 32p.
- BALANDIER, Patricia. Document d'information à l'usage Du constructeur. Vol.1-5. 2003. Direction Departementale de l'Équipement de La Guadalupe. 212p.
- BAZAN, E. e MELI, R. Diseño sísmico de edificios. 1 ed. México, D. F. Editorial LIMUSA, S.A de C.V, 2001. 308p.
- BRANCO, P. M. Os Terremotos. Brasília, DF: CPRM, 2009. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1052&sid=129>, Acesso em: 07 julho 2012.
- CANEO M., Cesar A. Análise Sísmico Dinâmico de Estanques Superficiais Usando Elementos Finitos. 2006. 174p. Memoria (Conclusión Graduación Ingeniería Civil) - Facultad de Arquitectura, construcción e Ing. Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, 2006.
- CLOUGH, R.W. Earthquake response of structures. In: Wiegel, R. L. Earthquake Engineering. Englewood cliffs: Prentice Hall, New Jersey. 1970.

- CLOUGH, R.W. e PENZIEN, J. Dynamic of structures. 2ed., McGraw-Hill, Inc., New York. 1993.
- COMITE EUROPEO DE NORMALIZAÇÃO. Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios. Espanha: 2004. 28p.
- COMITE EUROPEO DE NORMALIZAÇÃO. Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Part 4: Silos, Depósitos y Tuberías. Espanha: 2004. 62p.
- FERREIRA G., Antônio M. Análise e Dimensionamento de Reservatórios Circulares de Betão Armado Pré esforçado. 2009. 121f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal, 2009.
- FRANÇA, G. S.. ASSUMPCÃO, M. Reflexo no Brasil de Terremotos distantes. Ciência Hoje, v. 42, n. 249, p. 20-25, junho 2008.
- HAROUN, Medhat. Vibration Studies and Test of Liquid Storage Tanks. In. Earthquake Engineering and Structural Dynamic. Vol. 11, 1983. p.179-206.
- HERNANDEZ, C. Sergio M. Comparación del Diseño Sísmico de Estanques de Acero Según Normas Norteamericana, Neozelandesa y las Recomendaciones Chilenas. 2007. 136p. Informe de Proyecto (Conclusión curso Ingeniería Civil)- Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. CHILE. 2007.
- HOUSNER, G. W. (1954), Earthquake Pressures on Fluid Containers. Eighth Technical Report under Office of Naval Research, Project designation NR-081-095. California Institute of Technology, California. 1954.
- HOUSNER, G. W. (1963), Dynamic Pressure on Fluid Containers. Technical Information (TID) Document 7024 U.S. Atomic Energy Commission, Chapter 6, and Appendix F. California. 1954

- INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. Uniform Building Code: chapter 16, division IV – earthquake design. USA: 1997. 64p.
- JUNIOR Antônio W. Princípios básicos do projeto de estruturas de concreto Pré-moldado em regiões com risco sísmico. 2010. 77f. Monografia (Conclusão Graduação Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceara. Fortaleza-Ceara-SP. 2010.
- LEINZ, V.; AMARAL, S. E. Geologia Geral. São Paulo: Companhia Editora Nacional, Ed. 13.1998. 399p.
- LESTUZZI, Pierino. Seismes ET construction. In: Laussane: Presses polytechniques ET universitaires romandes, 2008. 63p.
- LIMA, C. C. U. O. Neotectônismo na costa do Sudeste e do Nordeste brasileiro. Revista Ciência & Tecnologia. Piracicaba, v.8. p 91 a 102. 2. 2000.
- LYNN R. SYKES. As relações entre as placas tectônicas na América central e o Caribe. In: Simpósio Internacional sobre o Terremoto de Guatemala do 04 de fevereiro de 1976 e o processo de reconstrução. 1978. Guatemala. Resumo Simpósio Internacional sobre o Terremoto de Guatemala. Guatemala, 1978.
- MALHORTA, P. K. Simple procedures for seismic analysis of liquid storage tanks. In Structural Engineering International, LABSE, Vol. 10, n.3, Agosto 2000. p.197-201.
- MEDINA Jorge. El problema sísmico y la arquitectura sismoresistente. Disponível em: <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>. Acesso em: 14 Agosto 2012.
- MIRANDA T., Paulo de Souza: “Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira”. 2010. 133p. Dissertação Mestrado - Faculdade Engenharia Civil, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceara. Fortaleza, 2010.

- MOTA, J. E. Ação de sismos nas estruturas. In: WORKSHOP UNIFOR DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. 2008. Fortaleza. Anais Workshop Unifor de Engenharia Estrutural DEECC/UFC. Fortaleza, 2008. 67p.
- Newmark, N. M., & Rosemblyeth, E. Fundamentals of Earthquake Engineering. Ed. Prentice-Hall, Inc.1972.
- PEREIRA ANA RITA. Análise de Reservatórios circulares pré-fabricados de concreto armado, pós-tensionados. 2010. 155f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil)- Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa 2010.
- PINHO R., Leandro. Projeto de tanques metálicos circulares de grandes dimensões sob ações regulamentares estáticas e sísmicas: A influencia de fundações elásticas. 2009. 153f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil. Universidade do Porto. Porto 2009.
- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES: NORMA TECNICA PERUANA NTE E.030: Diseño Sismorresistente de Estructuras. LIMA: 2003. 32p.
- REID, H. F.. The Mechanics of the earthquake. The California Earthquake of April 18, 1906. Report of the State Investigation Commision, Vol.2, Carnegie Institution of Washington. Washington, D.C. 1910.
- RODRIGUEZ, Víctor M. P. Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Ed. Fundación ICA, 2001. 281p.
- SANTOS S.H.C., SOUZA LIMA S. “Seismic Hazard for Brazilian Northeaster Region. IBRACON Structures and Materials Journal, Number 3, p.374-389. 2010.
- SANTOS, S. H.; LIMA, S. S. Elements for Future Brazilian Standard for Seismic Resistance of Concrete Structures of Building. IBRACON Structural Journal, n.1, p.47-62. 2005.

- SHRIMALI, M. K., and JANGID R. S. Seismic analysis of base-isolated liquid storage tanks. In Journal of sound and vibration. Vol.275. p.59-75. 2004.
- TREMEA S. Renan. Ação sísmica em edifícios: comparação entre a norma 15421/2006 e normas internacionais. 2011. 76f. Trabalho de Diplomação - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.
- VELETOS, A.S., and Jang J. Y., Dynamic of fixed-base Liquid Storage Tanks, Proceedings of U.S. – Japan Seminar for Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, Tokyo, Japan, pp 317-341. 1976.
- VIDAL, P., G. F. Diseño sísmico de un estanque de hormigón armado, comparación del código norteamericano y las recomendaciones neozelandesas. 2007. 124p. Informe de Proyecto (Conclusión Graduación Ingeniería Civil) - Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. Concepción, Chile. 2007.
- WAKABAYASHI, M. e MARTINEZ, R., E. Diseño de estructuras sísmo resistentes. Naucalpan de Juárez, México: Edit. Mc Graw-Hill/Interamericana de México, S. A. de C.V, 1988.
- WEGENER Alfred. A Teoria das placas Tectônicas. 1915. Disponível em; <http://registrofossilasierra.weebly.com/uploads/3/9/3/5/3935280/relieve.pdf>. Acesso em: 10 Julho 2012.
- SAUTER, F. Introducción a la sismología. 1989. Edit. Cartado Tecnológica de Costa Rica. 27 p.

APÊNDICES

APÊNDICE A - NORMA AMERICANA ACI

A norma ACI 350 descreve o procedimento para a análise e projeto de estruturas de armazenamento de líquidos sobre ações sísmicas. Neste apêndice são apresentados os parâmetros utilizados nesta análise como: o fator de zona, fator de solo, fator de importância, coeficiente de resposta sísmica e o fator de modificação de resposta, descritos a continuação:

A.1. Fator de zona

A classificação sísmica para o solo americano segundo a ACI (2006) é adotado da ASCE-05 (*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*) que considera que o terremoto máximo é determinado com uma probabilidade de incidência de 2% em 50 anos (período de retorno de 2475 anos) e é caracterizado por três parâmetros:

- A aceleração espectral para períodos curtos ($T=0,2$ seg), a_{g0}
- A aceleração espectral para um período $T=1,0$ seg, a_{g1}
- O período de transição para períodos longos, T_s

Na Figura A.1 é mostrada a zonificação sísmica segundo o UBC (Uniform Building Code)

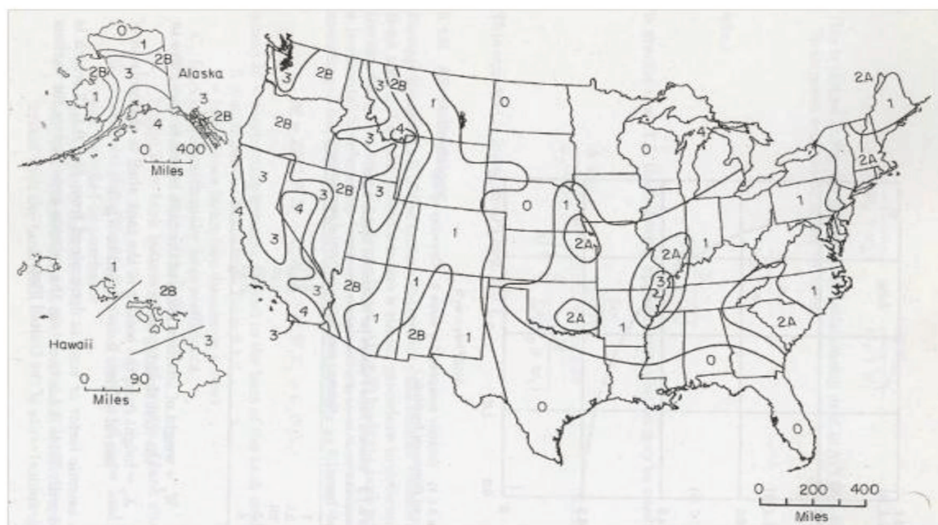


Figura A.1: Mapa das zonas sísmicas dos Estados Unidos

Estes parâmetros S_s e S_1 são obtidos utilizando uma ferramenta em linha *Java Ground Motion Parameter Calculator*, disponível na página da *usgs Geological Survey*: <http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/building.php>

A.2. Fator de solo

Com base nas propriedades do solo local é classificado como classe A, B, C, D, E ou F. Quando as propriedades do solo não são conhecidas em detalhe deve ser utilizada a classe D. A classe E ou F pode ser utilizado em base a dados geotécnicos (Tabela A.1).

Tabela A.1: Classificação do solo ACI 350

Classe do solo	Parâmetros		
	V_s	N or N_{ch}	S_u
A Rocha dura	> 5000 ft/s	NA	NA
B Rocha	2500 to 5000 ft/s	NA	NA
C Solo muito denso e rocha mole	1200 to 2500 ft/s	> 50	> 2000 psf
D Solo duro	600 to 1200 ft/s	15 to 50	1000 to 2000 psf
E Solo de argila mole	< 600 ft/s	< 15	< 1000 psf
	Qualquer perfil com mais de 10 pés do solo com as seguintes características: * Índice de plasticidade $PI > 20$ * Conteúdo de humidade $w \geq 40\%$, and * Resistência ao cisalhamento $S_s < 500$ psf		
F Solo que exige análise de solo em conformidade com a seção 21.1	Ver Seção 20.3.1		

Fonte: ASCE-05, Chapter 20

Os valores das acelerações máximas são dados para solos tipo B, para solos diferentes de B é necessário modificar a resposta espectral, de modo a considerar o efeito do solo, que afeta tanto os valores de aceleração como a forma do espectro. Esta modificação é obtida mediante dois coeficientes de solo, S_a e S_v , que multiplicam às acelerações espectrais a_{gs} e a_{g1} . Os coeficientes S_a e S_v encontram-se na Tabela A.2 e A.3 e seus valores dependem da classe de solo e dos níveis de aceleração a_{gs} e a_{g1} .

Tabela A.2: Coeficiente do solo S_a – ASCE 7-05

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	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	See Section 11.4.7				

(fonte: ASCE-05, Chapter 11)

Tabela A.3: Coeficiente do solo S_v – ASCE -05

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short 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	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	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				

(fonte: ASCE-05, Chapter 11)

A.3. Fator de importância

O fator I proporciona uma forma de acrescentar o fator de segurança segundo a categoria das estruturas descritas na Tabela A.4.

Tabela A.4: Fator de Importância ACI 350

Uso do Reservatório	Factor I
Reservatórios que contém material perigoso	1,50
Reservatórios cujo conteúdo é usado para distintos propósitos depois de um terremoto, o reservatórios que são parte de sistemas de salvação	1,25
Outros	1,00

Fonte: INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, 1997

A.4. Coeficiente de resposta sísmica (Espectro elástico)

A ACI 350.3-06 define o espectro de resposta elástico com amortecimento viscoso de 5% para representar os efeitos do movimento de solo com 10% de probabilidade a ser excedido em 50 anos. O espectro é função de dois coeficientes sísmicos S_{DS} e S_{D1} que dependem do fator de zona: a_{gs} e a_{g1} obtidos do mapa de acelerações máximo.

O espectro de resposta de projeto mostrado na Figura A.2 é determinado considerando uma redução das acelerações espectrais de referencia para o terremoto máximo considerado (MCE), estes fatores de redução S_v e S_a são mostrados nas Tabela A.2 e A.3.

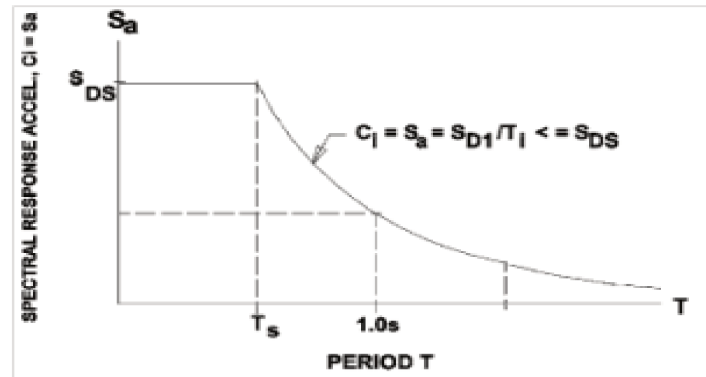


Figura A.2: Espectro elástico de resposta horizontal – ACI 350

Aplicando os fatores de redução:

$$S_{DS} = 2/3 S_a \cdot a_{gs} \quad (A.1)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_v \cdot a_{g1} \quad (A.2)$$

O fator $2/3$ representa uma “margem sísmica” para transformar o espectro MCE correspondente a um nível do colapso em outro no nível de projeto.

Finalmente, para obter o espectro completo que consta de dois intervalos é determinado o período de transição T_s com a seguinte expressão:

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} \quad (A.3)$$

A.5. Fator de modificação de resposta

Este fator reduz o espectro de resposta elástica segundo a ductilidade da estrutura, propriedades de dissipação da energia e redundância.

É possível eleger entre o fator de modificação impulsiva R_{wi} para períodos curtos e o fator de modificação convectiva R_{wc} para períodos longos, dependendo do tipo de reservatório enterrado ou superficial e condições da fixação da base conforme mostrado na Tabela A.5.

Tabela A.5: Fator de modificação de resposta R_w ACI 350

Tipo de estrutura	R_{wi} superficial ou em pendente	Enterrado	R_{wc}
(a) ancorados, base flexível	4,50	4,50	1,00
(b) fixos ou simples apoio	2,75	4,00	1,00
(c) não ancorados, cheios ou vazios	2,00	2,75	1,00
(d) reservatório elevado	0,40	-	1,00

Fonte: NORMA ACI 350.3-06

- Para reservatórios parcialmente enterrados R_{wi} pode ser obtido por interpolação linear dos valores para reservatórios em superfície e enterrados, $R_{wi} = 4,5$ é o máximo valor de R_{wi} para qualquer tipo de reservatórios de concreto.

APÊNDICE B - NORMA EUROPEIA EUROCODE 08

A norma EUROCODE 08 define os princípios e aplicações para o projeto sísmico de depósitos para armazenagem de líquidos e outros matérias. Neste apêndice são apresentados os parâmetros utilizados como: o fator de zona, fator de solo, fator de importância, o coeficiente de resposta sísmica e o fator de modificação de resposta, descritos a continuação:

B.1. Fator de zona

O EUROCODE 08 transfere a responsabilidade da definição do zoneamento sísmico para cada uma das autoridades nacionais. Na Figura B.1 está representado o zoneamento do Portugal proposto no Anexo Nacional (2009) devido a no presente trabalho é considerado o Portugal, especificamente a cidade de Lisboa devido a que possui uma aceleração do solo $a_g = 0,15$ que é o valor que será utilizado para o caso pratico.

A norma divide o Portugal em diversas zonas para ações sísmicas tipo 1 ou 2.

- Tipo 1; a ação sísmica é moderada a uma pequena distancia focal (próxima).
- Tipo 2; a ação sísmica é elevada, a uma grande distancia focal, (afastada).

Em cada zona admite-se a casualidade constante, esta é determinada a partir de um único parâmetro, a aceleração máxima de referencia a_{gR} ao nível de um solo de classe A. Para cada zona sísmica corresponde um período de retorno de 475 anos. Estes valores de a_{gR} são mostrados na Tabela B.1.

Tabela B.1: Aceleração máxima de referencia a_{gr} , nas zonas sísmicas.

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{qR} (m/s)	Zona sísmica	a_{qR} (m/s)
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
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	-	-

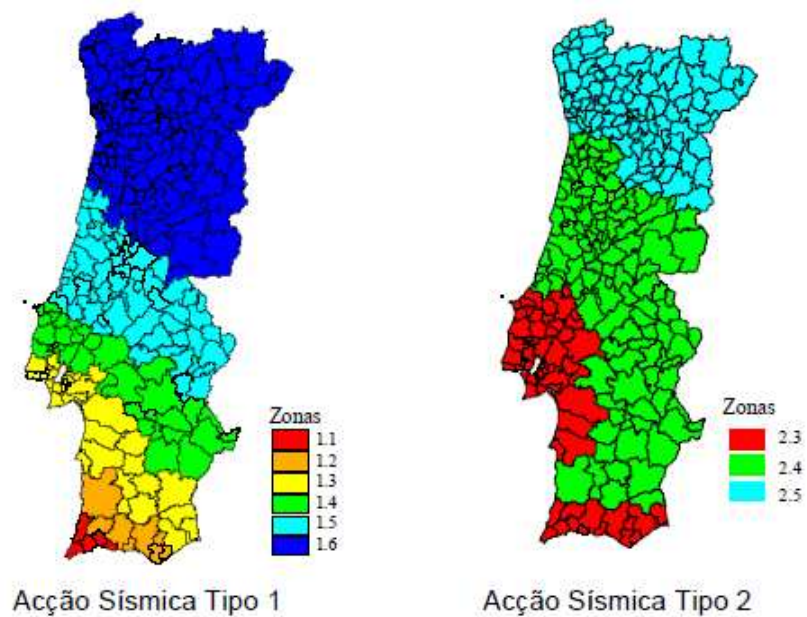


Figura B.1: Zoneamento sísmico Portugal (CEN, 2004)

B.2. Fator de solo

O EC-8 define cinco tipos de solo para ter em consideração condições locais de subsolo em caso duma ação sísmica de acordo com os parâmetros da velocidade da onda de cisalhamento nos 30 m superiores V_{s30} , número de golpes SPT N , e resistência ao corte do solo não drenado C_u , conforme a Tabela B.2.

Tabela B.2: Classificação do solo segundo EUROCODE 08

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		Vs	N _{SPT}	Cu (Kpa)
A	Rocha ou outra formação geológica similar a roca, incluindo como máximo 5 m de material mas fraco em superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de arena muito densa, gravas, o argilas muito dura de ao menos, varias dezenas de metros de espessura caracterizado por um incremento das propriedades mecânicas em profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos areia densa ou de densidade meia, grava o argila dura com uma espessura de umas dezenas de metros até muitos centos de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo solto de coesão meia a não coesiva, com ou sem algumas capas de fraca coesão, ou de solo de ligera a grande coesão predominante.	< 180	< 15	< 70
E	Um perfil de solo formado por uma capa aluvial superficial com valores de Vs de tipo C o D, e com uma espessura entre 5 e 20 m, acima de um material duro de Vs>800 m/s.			
S1	Depósitos contendo uma capa de 10 m de espessura como mínimo, com um índice de plasticidade alto (IP-40) e um alto conteúdo de água.	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solos liquefazíveis, argilas sensíveis ou qualquer outro perfil não incluído entre os tipos A e E o S1.			

Fonte: COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004

Segundo o tipo de solo o EUROCODE 08 além de outorgar o fator de solo S considera os períodos T_B , T_C e T_D que são os períodos no inicio das zonas de aceleração, velocidade e deslocamento máximo, conforme mostrado na Tabela B.3.

Tabela B.3: Fator S para os dois tipos de solo do EUROCODE 08

Resposta elástica tipo 1

EC8 - Ação sísmica afastada				
Tipo de solo	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

Resposta elástica tipo 2

EC8 - Ação sísmica próxima				
Tipo de solo	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,60	0,05	0,25	1,20

Fonte: COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, 2004

B.3. Fator de importância

Considera-se três níveis diferentes de proteção de acordo com a classificação dos usos mais comuns das estruturas em função dos valores do fator de importância γ_1 , para três classes de confiabilidade (ENV 1991-1:1994).

A aceleração de cálculo do solo corresponde a um período de retorno de 475 anos. A este é atribuído um fator de importância γ_1 que serão chamado de I para uniformizar a nomenclatura usada pelas normas e que é apresentado na Tabela B.4.

Tabela B.4: Fator importância EUROCODE 08

Uso da Estrutura/Instalação	Classe I		
	1	2	3
Subministro de água potável Material não toxica nem inflamável	1,2	1,0	0,8
Água para apagar o fogo Material toxica não volátil Produtos petroquímicos de baixa inflamabilidade	1,4	1,2	1,0
Produtos químicos tóxicos e voláteis Explosivos e outros líquidos de alta inflamabilidade	1,6	1,4	1,2

Fonte: COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO, Parte-4

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

B.4. Coeficiente de resposta sísmica elástica

Segundo o EUROCODE 08:

- O movimento sísmico num ponto da superfície do solo é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração.
- A forma do espectro de resposta elástica é considerada igual para os dois níveis de ação sísmica descritos para o requisito de não ocorrência de colapso e para o requisito de limitação de danos.

- A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. O espectro de resposta elástico é definido considerando o valor de cálculo da aceleração à superfície para um solo tipo A (Tabela B.1) que é o produto entre o valor de referencia a_{gR} e o coeficiente de importância da estrutura I.

$$a_g = a_{gR} \cdot I \quad (B.1)$$

Espectro de resposta elástico horizontal $S_e(T)$ é mostrado na Figura B.2 e é definido por:

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (B.3)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (B.4)$$

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

O valor do coeficiente de correção do efeito do amortecimento η pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (B.6)$$

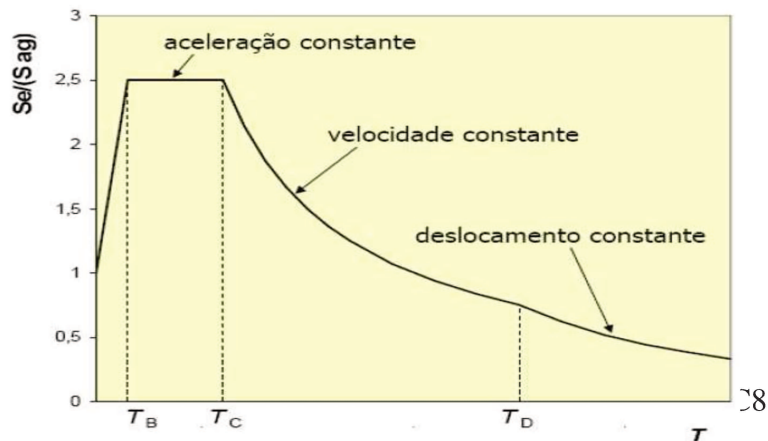


Figura B.2: Espectro elástico de resposta horizontal EUROCODE 08

B.2 Fator de modificação de resposta

O EUROCODE 08 admite na sua análise elástica a redução das ordenadas do espectro de projeto elástico mediante a aplicação de fatores de redução identificados como q , que serão chamados por R_w para uniformizar a nomenclatura utilizada pelas normas).

Os reservatórios não devem dissipar quantidades grandes de energia devido a seu comportamento inelástico. Este é o motivo de adotar o valor geral $R_w=1$. Só é permitido o uso de fatores superiores a 1 se as fontes de dissipação de energia são identificadas e quantificadas explicitamente.

APÊNDICE C - NORMA PERUANA NTE 030

A norma NTE 030 estabelece condições para o projeto sísmico de edificações, no caso de outras estruturas são necessárias considerações adicionais que complementem as suas exigências. Neste apêndice são apresentados os parâmetros utilizados como: o fator de zona, fator de solo, fator de importância e o coeficiente de resposta sísmica, descritos a continuação:

C.1. Fator de zona

O território peruano considera-se dividido em três zonas (Figura C.1), a cada zona corresponde um fator a_g (Tabela C.1) o qual é interpretado como a aceleração máxima do solo com uma probabilidade de 10% de ser excedida em 50 anos. O zoneamento proposto baseia-se na distribuição espacial da sismicidade observada, as características gerais dos movimentos sísmicos e a atenuação destes com a distância epicentral, assim como em informação neotectônica.



Figura C.1: Mapa zoneamento sísmico Perú (NTE 030, 2001)

Tabela C.1: Fatores de zona NTE 030

ZONA	COEFICIENTE DE ACELERAÇÃO(a_g)
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Fonte: NORMA TECNICA PERUANA E.030, 2001

C.2. Fator de solo

Os perfis do solo classificam-se tomando em conta as propriedades mecânicas do solo, a espessura do estrato, o período fundamental de vibração e a velocidade de propagação das ondas de corte segundo a Tabela C.2.

Segundo a perfil do tipo de solo é obtido o fator de solo e o período de vibração dele (Tabela C.3).

Tabela C.2: Profundidade e velocidade de corte NTE 030

Suelos cohesivos	Resistência ol corte típico em condição não drenada (Kpa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 – 100	40
Muy compactos	100 – 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos em ensaios de penetração estandar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Soltos	4 – 10	40
Medianamente densos	10 – 30	45
Densos	Maior que 30	100

Fonte: NORMA TECNICA PERUANA E.030, 2001

Tabela C.3: Parâmetros de solo da NTE 030

Tipo de perfil de solo	Descrição	Tp (seg)	Coeficiente de Solo (S)
S1	Rocha ou solos muito rígidos com velocidades de onda de corte altas	0,4	1,0
S2	Solos intermedios, com características intermedias entre las de S1 e S3	0,6	1,2
S3	Solos flexíveis ou com estratos de gran espessura	0,9	1,4
S4	Solos excepcionalmente flexíveis e solos onde as condições geológicas e/ou topográficas sejam particularmente desfavoráveis.	*	*

Fonte: NORMA TECNICA PERUANA E.030, 2001

C.3. Fator de importância

A norma peruana não faz uma classificação para reservatórios, só para edificações, a qual é feita para quatro categorias e é apresentada na Tabela C.4.

Tabela C.4: Categoria das edificações NTE 030

CATEGORIA DAS EDIFICAÇÕES		
CATEGORIA	DESCRIPCAO	FACTOR I
A Edificações Essenciais	Edificações essenciais cuja função não deveria interromper-se imediatamente depois que ocorra um sismo, como hospitais, centrais de comunicações, quartéis de bombeiros e polícia, subestações elétricas, reservatórios de água. Centros educativos e edificações que possam servir de refugio depois de um desastre. Também são incluídas edificações cujo colapso pode representar um risco adicional, como grandes fornos, depósitos de materiais inflamáveis ou tóxicos.	1,50
B Edificações Importantes	Edificações com uma grande quantidade de pessoas como teatros, estádios, centros comerciais, estabelecimentos penitenciários, ou que guardam patrimônios valiosos como museus, bibliotecas e arquivos especiais. Também são considerados depósitos de grãos e outros armazéns importantes para o abastecimento.	1,30
C Edificações Comuns	Edificações comuns, cuja falha ocasionaria perdas de quantia intermeia como moradias, oficinas, hotéis, restaurantes, depósitos e instalações industriais cuja falha não ocasionaria perigos adicionais de incêndios, fugas de contaminantes.	1,00
D Edificações Menores	Edificações cujas falhas causam perdas de menor quantia e normalmente a probabilidade de causar vítimas são baixa, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporais, pequenas moradias temporais e construções similares.	(*)

C.4. Coeficiente de resposta sísmica elástica

Para cada uma das direções horizontais analisadas utiliza-se um espectro elástico de resposta conforme apresentado na Figura C.2 definido na seguinte equação:

$$S_e = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (C.1)$$

O coeficiente sísmico C é definido por:

$$C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \leq 2,5 \quad (C.2)$$

O fator C se interpreta como o fator de amplificação da resposta estrutural referente à aceleração no solo.

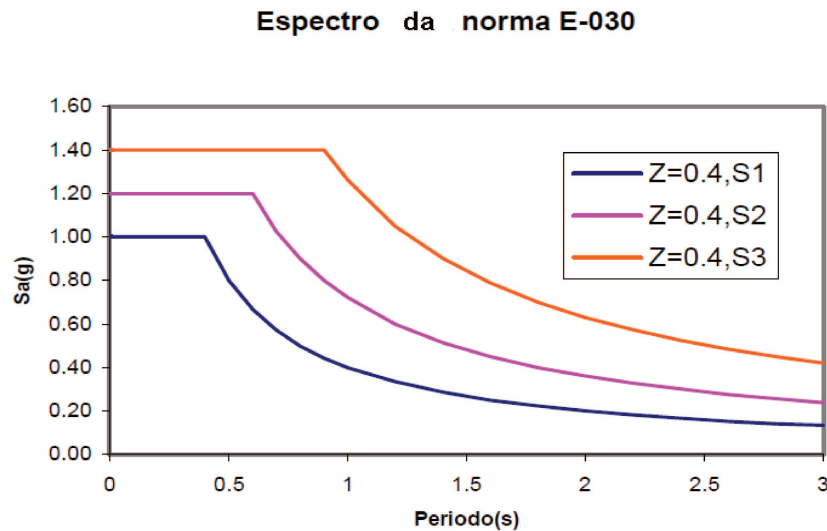


Figura C.2: Espectro elástico para Z=0,4 e S1, S2 e S3 –(NTE 030, 2001)

APÊNDICE D - NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 15421

A ABNT NBR 15421 foi elaborada no Comitê Brasileiro de Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Segurança nas Estruturas-Sismos (CE-02:122.15). O projeto estrutural circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº07, de 03.07.2006, com o número de Projeto 02.122.15-001.

Esta norma é complementada pela Norma Brasileira de projeto estrutural e pode também ser complementada por normas internacionais relativas ao projeto de estruturas resistentes a sismos em casos onde se justifique sua aplicação.

Neste apêndice são apresentados os parâmetros utilizados no projeto sísmico como: o fator de zona, fator de solo, fator de importância, coeficiente de resposta sísmica e o fator de modificação de resposta, descritos a continuação:.

D.1. Fator de zona

Cinco zonas sísmicas são definidas considerando a variação da a_g , aceleração sísmica horizontal característica normalizada para solos da classe B (Rocha), ou seja, para classe do solo como sendo rocha nas faixas estabelecidas na Tabela D.1.

Para estruturas localizadas nas zonas sísmicas 1 a 3, os valores a serem considerados para a_g podem ser obtidos por interpolação nas curvas da Figura D.1.

Segundo Santos e Souza Lima (2006) um estudo completo da sismicidade no Brasil não foi ainda concluído, mas, a nível mundial um estudo de risco sísmico foi realizado, onde o mapa de riscos quanto ao sismo global foi elaborado por *GFZ-POTSDAM* (1999) *apud* Santos e Souza (2006) para a elaboração do mapa de riscos quanto ao sismo da América Latina (*Seismic Hazard Map of South America*), considerando a continuidade geográfica dos países vizinhos.

Tabela D.1: Zonas sísmicas NBR 15421

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	$a_g = 0,15g$

Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006

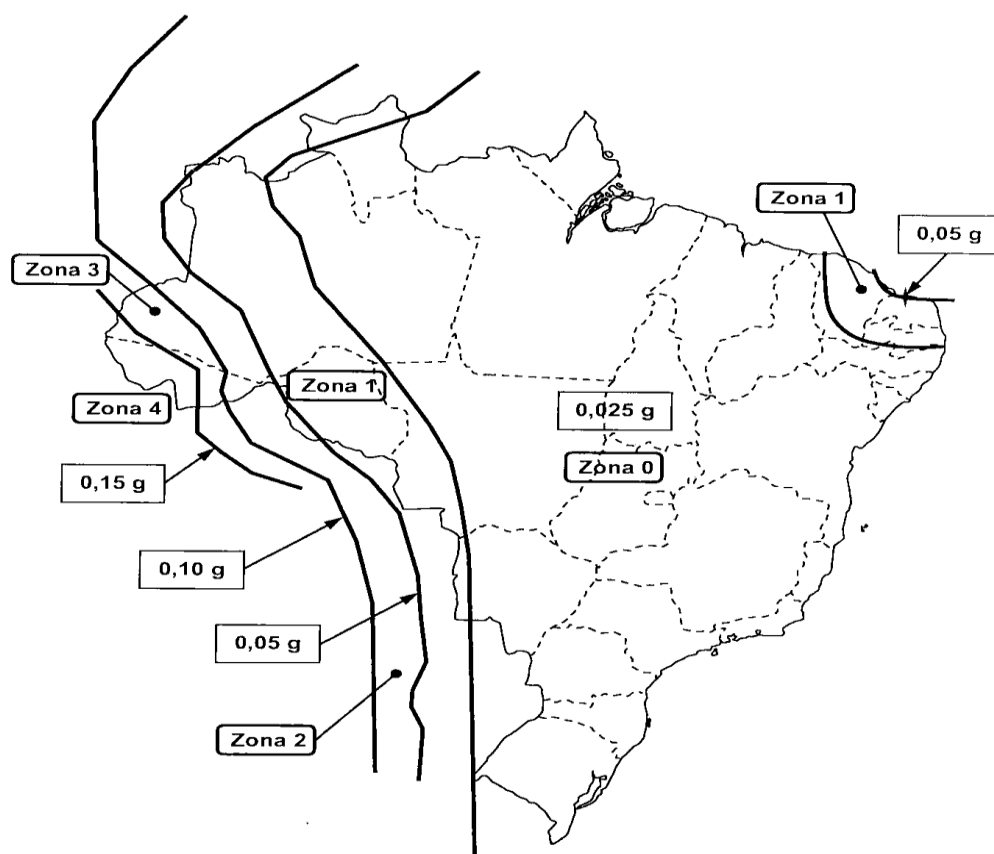


Figura D.1: Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para solos da classe B (rocha) (NBR 15421, 2006)

D.2. Fator de solo

O solo de fundação deve ser categorizado em uma das classes definidas na Tabela D.2. Para esta divisão utilizam-se o número médio da velocidade de ondas de cisalhamento versus o número médio de golpes SPT N nos 30 m superiores do solo.

De acordo com a categorização da classe do solo é possível obter os fatores de solo para as acelerações de período curto e longo segundo a Tabela D.3.

Tabela D.2: Classe do solo NBR 15421

Classe do solo	Designação da classe do solo	Propriedade média para os 30 m superiores do solo	
		Vs	N
A	Rocha Sá	$V_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15$
E	Solo mole	$V_s \leq 180$ m/s	$N \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	1. Solo exigindo avaliação específica, como: 2. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefaziáveis, argilas muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente comentados. 3. Turfa ou argilas muito orgânicas; 4. Argilas muito plásticas 5. Estratos muito espessos (≥ 35m) de argila mole ou média.	

Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006

Tabela D.3: Fatores de amplificação sísmica no solo NBR 15421

Classe do solo	S _a		S _v	
	a _q ≤ 0,10g	a _q = 0,15g	a _q ≤ 0,10g	a _q = 0,15g
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
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

Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006

D.3. Fator de importância

Esta norma não faz uma classificação para reservatórios, somente faz para edificações, e esta é feita para três categorias de utilização em função da necessidade de preservação da estabilidade da estrutura frente a eventos sísmicos. Esta classificação para edificações é mostrada na Tabela D.4.

Tabela D.4: Categorias de utilização e fator de importância NBR 15421

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,00
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: * Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área * Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes * Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 Ocupantes * Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes * Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias * Instituições penitenciárias * Quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes * 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 * Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: * Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias * Prédios de bombeiros de instituições de salvamento e polícias e garagens para veículos de emergências * Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência * Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III * Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência * Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo * Estruturas com funções críticas para a defesa Nacional * Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.	1,50

Fonte: NBR 15421, 2006

D.4. Coeficiente de resposta sísmica elástica

O espectro de resposta de projeto $S_a(T)$ para acelerações horizontais corresponde à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5% imposto na sua base, é definido a partir da aceleração sísmica horizontal característica a_g e da classe do solo.

$$a_{gs0} = S_a a_g \quad (D.1)$$

$$a_{gs1} = S_v a_g \quad (D.2)$$

O espectro de resposta de projeto $S_a(T)$ é apresentado graficamente na Figura D.2 e é definido numericamente em três faixas de períodos segundos as expressões:

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(18,75 T \frac{c_v}{c_a} + 1 \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{c_v}{c_a} \quad (D.3)$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad \text{para } 0,08 \frac{c_v}{c_a} \leq T \leq 0,4 \frac{c_v}{c_a} \quad (D.4)$$

$$S_a = \frac{a_{gs1}}{T} \quad \text{para } T \geq 0,4 \frac{c_v}{c_a} \quad (D.5)$$

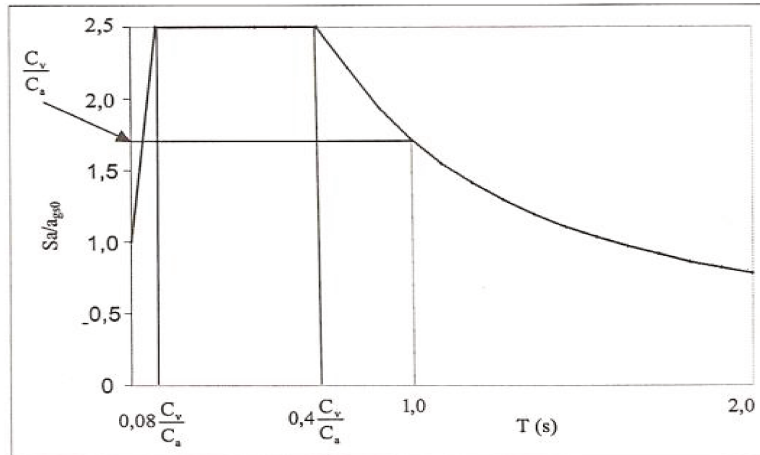


Figura D.2: Variação espectro de resposta de projeto em função do t (NBR 15421, 2006)

Para valores de a_g entre 0,10g e 0,15g os valores dos coeficientes podem ser interpolados linearmente. Para solos classe F deve ser feito um estudo específico de amplificação no solo.

APÊNDICE E - ZONEAMENTO SÍSMICO E ESPECTROS DE RESPOSTA

Neste apêndice são fornecidas algumas moções sobre a metodologia para determinar as zonas sísmicas em uma região, bem como o conceito dos espectros e a sua determinação.

E.1 Zoneamento sísmico

O zoneamento sísmico consiste em dividir uma região em porções, e para cada uma delas são determinados os parâmetros constantes de projeto. O movimento da superfície terrestre em um local determinado pode diferir radicalmente do movimento em uma rocha, devido a alterações das ondas causadas por efeitos geológicos, topográficos e da rigidez do subsolo.

Em geral a intensidade sísmica acrescentasse em locais onde existe solo mole e os danos produzidos pelos sismos de grande magnitude são sistematicamente mais graves que em solos rígidos, conforme ao mostrado na Figura E.1.

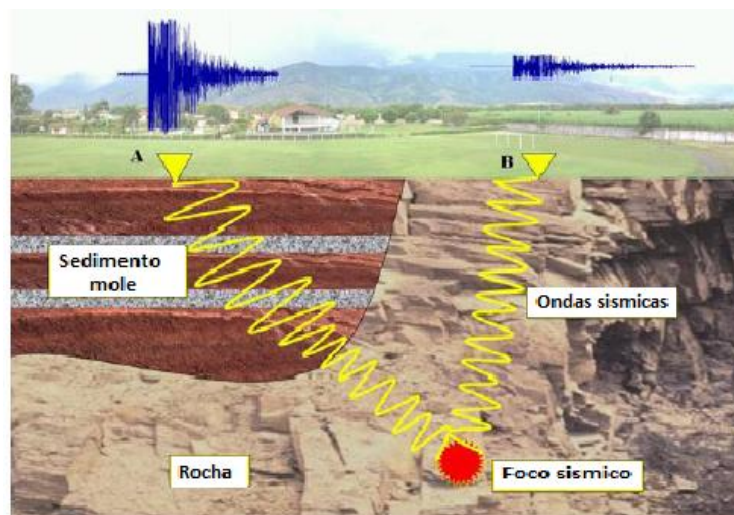


Figura E.1: Efeito local do solo

A importância destas alterações, chamadas em termos gerais de efeitos locais conduz à necessidade de realizar estudos de microzoneamento de algumas zonas que possam apresentar problemas especiais.

Os estudos de microzoneamento sísmica consistem em estabelecer zonas de solos com comportamento similar durante um sismo, desta forma são definidas as recomendações precisas para o projeto e execução de edificações sísmo-resistentes.

Os resultados finais ficam representados em um mapa de microzoneamento sísmico, onde a área em estudo fica dividida em setores de diferente risco potencial, chamados também zonas de risco sísmico. Estas zonas são determinadas de acordo com o seu perigo, em ordem ascendente. Com isto é obtida a informação necessária para inferir os efeitos de um sismo sobre as edificações em uma cidade.

O micro zoneamento sísmico divide-se em quatro fases para o seu estudo, apresentadas a continuação:

- A primeira fase consiste em definir as zonas sísmo- genéticas, a partir do estudo da sísmicidade;
- A segunda fase refere-se ao desenvolvimento de diversos mapas da zona, como: o geológico, morfológico, geotécnico, de danos por sismos e outros, ao integrar todos estes mapas são estabelecidas as microzones;
- A terceira fase é o monitoramento sísmico utilizando diferentes tipos de registro (Figura E.2) para determinar os movimentos sísmicos fortes, fracos e a vibração ambiental nas microzones estimadas na segunda fase. Com isto serão conhecidas as diversas respostas sísmicas que terão as diferentes microzones (efeitos de solo).



Figura E.2: Sensor e equipo sísmico

Uma das técnicas mais conhecidas para estimar os efeitos do solo, em regiões de moderada a alta sismicidade, é a utilização da razão espectral (de espectros de Fourier) de registros de tremores (conhecida como a razão espectral padrão), obtidas simultaneamente em estações localizadas sobre o solo mole, com respeito a uma estação de referencia localizada em solo rígido.

- A quarta fase consiste na classificação das microzões por ordem de perigo e seleccionar pontos uteis para a execução e trabalho das estações sísmicas permanentes, e estabelecer algumas recomendações para a utilização destes mapas.

O microzoneamento sísmico tem por objetivo avaliar os riscos sísmicos minuciosamente para obter uma aceitável planificação regional e urbanística e para classificar os níveis das forças ou movimentos para a concepção de estruturas antissísmicas.

E.1.1 Aspectos em um estudo de micro zoneamento

Os aspectos mais significativos em um estudo de microzoneamento sísmico são os seguintes:

- Propriedades geotécnicas dos solos, espessura, densidade, velocidade das ondas secundaria, modulo de rigidez, resistência, SPT, CPT, profundidade do nível freático, e outros.
- Susceptibilidade frente à liquefação, deslocamento e roturas superficiais por falhas.
- Condições topográficas que possam amplificar a resposta sísmica.
- Perigo frente a tsunamis em zonas costeiras.

E.1.2 Metodologia

Existem vários métodos para analisar a resposta sísmica com fins de micro zoneamento.

Métodos diretos; consistem no registro mediante uma rede de sismógrafos dos sismos produzidos numa área, tendo em conta fatores de amplificação local e determinando uma área de influencia para cada estação. O problema deste método é que não é econômico e normalmente não é registrado um sismo destrutivo (intensidade maior que 7), com o qual não é possível conhecer a resposta do solo para um evento forte.

Métodos indiretos; são baseados na simulação dos fatores que participam no perigo sísmico. Os dados são obtidos de ensaios in situ ou em laboratório sobre as características dinâmicas do solo.

E.2 Efeitos de solo

A transformação que sofrem as ondas sísmicas desde a base rochosa até a superfície é conhecida como efeitos do solo, e é diferente e independente dos efeitos da interação solo-estrutura porque está presente com ou sem a existência de uma edificação.

As condições geológicas dos solos subjacentes podem influir na resposta de um local determinado ante um sismo. Em alguns casos os deslocamentos permanentes do solo podem originar a deformação das estruturas apoiadas nele.

As amplitudes e formas das ondas sísmicas dependem do mecanismo focal e da quantidade de energia liberada, assim como da trajetória e das condições locais. A distribuição da intensidade sísmica esta ligada com as características da ruptura. No entanto as ondas sísmicas, uma vez emitidas pela fonte, dependem fundamentalmente das propriedades dos meios no qual se propagam e das dimensões da falta de homogeneidade ou irregularidade encontrada no seu trajeto.

Em 1994 ocorreu o sismo de *Northridge* que foi uns dos desastres naturais maiores nos Estados Unidos de América. Ainda assim o custo não foi muito alto devido a que o dano nos edifícios foi menor que o esperado, porque o solo absorveu uma parte significativa da energia da onda incidente, devido a um comportamento não lineal na sua resposta.

O acréscimo no amortecimento foi tão importante que teve um comportamento similar a um mecanismo de isolamento na base, o numero total de edifícios severamente danados foi reduzido em um fator de dois ou mais.

E.3 Espectros de aceleração

Os espectros de resposta foram inicialmente propostos por Biot (1932) e posteriormente desenvolvidos por Housner, Newmark e outros pesquisadores. Atualmente, o conceito de espectro de resposta é uma ferramenta importante da dinâmica das estruturas e muito utilizada na área de projetos sísmicos.

Um espectro é um gráfico da resposta máxima (expressada em termos de deslocamento, velocidade, aceleração ou qualquer outro parâmetro de interesse) que produz uma ação dinâmica determinada em uma estrutura ou oscilador de um grau de liberdade com igual amortecimento e para uma componente particular do sismo.

O espectro de resposta é aceito como uma ferramenta da dinâmica estrutural. E por isso que tem se desenvolvido vários tipos de espectros, os quais apresentam características diferentes e são utilizados com diferentes objetivos. A continuação é apresentada a análise de três tipos.

E.3.1 Espectros de resposta elástica

Representam parâmetros da resposta elástica máxima para um sismo determinado e usualmente incluem varias curvas que consideram diferentes fatores de amortecimento.

São utilizados para estudar as características do sismo e seu efeito sobre as estruturas. As curvas dos espectros de resposta apresentam variações bruscas, com numerosos picos que resultam da complexidade do registro de acelerações do sismo.

Para explicar em forma conceptual o procedimento de execução de um espectro de resposta consideremos uma serie de estruturas de um grau de liberdade ou osciladores

simples com diferentes períodos de vibração t , e com igual fator de amortecimento (Figura E.3) .

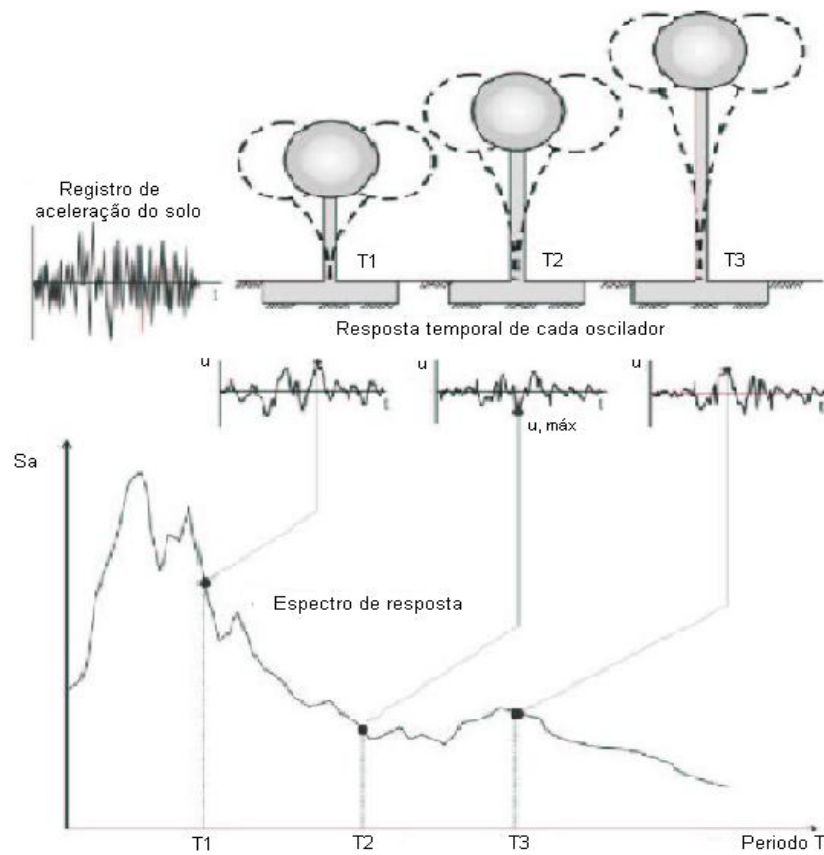


Figura E.3: Determinação do espectro de resposta

Ao submeter todos estes osciladores à ação de um sismo (utilizando um registro de acelerações, $\ddot{u}_g(t)$), cada um deles apresentara uma resposta diferente. Uma vez determinado o maior valor da resposta de cada um deles é possível representá-los em um gráfico em função do período de vibração, para obter assim um espectro de resposta.

E dizer, a resposta máxima de cada oscilador com período T representa um ponto do espectro. Deve-se considerar que os espectros de resposta omitem informação importante porque os efeitos do sismo sobre a estrutura não dependem unicamente da resposta máxima, também da duração do movimento, do numero de ciclos que produz a oscilação e do amortecimento

A massa dos osciladores sofrera:

Deslocamentos relativos $u(t)$

Velocidades relativas $\dot{u}(t)$

Acelerações absolutas $[\dot{u}_g(t) + \dot{u}(t)] = \ddot{u}_g$

Pela condição de equilíbrio dinâmico da massa do oscilador será:

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (E.1)$$

A solução desta equação do deslocamento $u(t)$ pode ser da seguinte maneira:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g \quad (E.2)$$

Dada a historia de acelerações do solo $\ddot{u}_g$, a equação anterior depende do amortecimento ξ e da frequência circular ω_n (ou do período T) do sistema não amortecido. A solução da equação anterior pode ser expressa em termos da denominada integral de Duhamel como:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad (E.3)$$

Onde

$u(t)$ Deslocamento relativo ao longo do tempo

$\dot{u}$ Velocidade

$\ddot{u}_g(\tau)$ Aceleração provocada pelo sismo;

ξ Razão de amortecimento;

k Rigidez do oscilador de um grau de liberdade;

ω_D Frequência amortecida

ω Frequência circular natural de vibração

t Tempo

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad (E.4)$$

Para valores de amortecimento usuais ($\xi < 20\%$), a diferença entre as frequências natural e amortecida passa a ser desprezável (CLOUGH, 1993). Pode-se notar também, que o sinal negativo da equação (E.3) não possui significado real, uma vez que o sentido de oscilação da base é suposto arbitrário durante o sismo. Portanto, a equação (E.3) pode ser reduzida a seguinte forma:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (E.5)$$

Referenciando a integral da equação (E.5) por $V(t)$ obtém-se:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} V(t) \quad (E.6)$$

Na maioria das situações praticas apenas a resposta máxima é necessária. Examinando a equação (E.6) observa-se que o máximo deslocamento pode ser obtido através da substituição do valor máximo da função $V(t)$ nesta equação.

O valor máximo desta função recebe o nome de velocidade espectral (não é igual a máxima velocidade) representada por S_v , então:

$$S_v = V_{\max} = \left[\int_0^t v_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right]_{\max} \quad (E.7)$$

Substituindo a equação (E.7) em (E.6), obtém-se o valor do deslocamento relativo máximo, chamado de deslocamento espectral (S_d). Assim:

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} \quad (E.8)$$

O valor máximo de $u(t)$ independentemente do signo, constitui a ordenada do espectro de deslocamento relativo, para um valor particular de T . A repetição do cálculo anterior para diferentes valores de T , permite obter a envolvente dos deslocamentos máximos que é o espectro de deslocamentos relativos para um amortecimento determinado. A obtenção destas ordenadas definidas como S_d é ilustrada na Figura E.4.

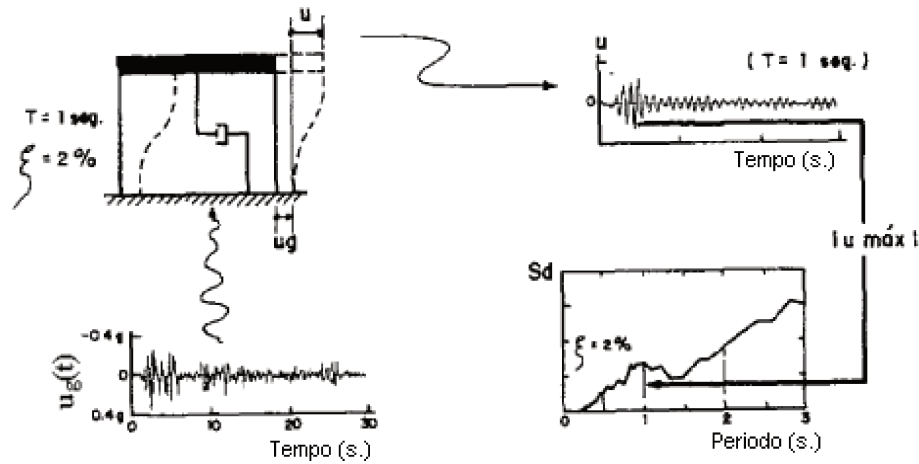


Figura E.4: Ordenadas do espectro de deslocamentos relativos (S_d)

Os espectros de velocidades e acelerações podem ser calculados em forma aproximada através das seguintes expressões:

$$S_v = \omega \cdot S_d \quad (\text{E.9})$$

Para cada T é representada graficamente um S_v obtendo um espectro aproximado de velocidades conhecido como espectro de velocidades. O espectro de velocidades calculado a partir do espectro de deslocamento.

Ao igual que no caso das velocidades máximas, as acelerações máximas também podem ser calculadas em forma aproximada a partir de deslocamentos máximos. O espectro de velocidades e acelerações é relacionado através da seguinte expressão

$$S_a = \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \quad (\text{E.10})$$

A equação (E.8) fornece o valor exato do deslocamento relativo máximo da estrutura, enquanto que as equações (E.8) e (E.10) fornecem apenas valores aproximados para a máxima velocidade e aceleração total, respectivamente.

A análise da equação (E.8) indica que a velocidade espectral depende de três parâmetros:

- Características do movimento do solo $\ddot{u}_g(\tau)$;
- Taxa de amortecimento da estrutura (ξ);
- Frequência natural da estrutura.

O resultado de uma análise deste tipo é representado na Figura E.5 . As curvas deste gráfico foram obtidas através dos registros das acelerações dos sismos de El Centro na Califórnia, considerando as taxas de amortecimento indicadas, para uma sucessão de valores de período de vibração da estrutura ($T = 2\pi/\omega$).

Os picos e vales da Figura E.5 ocorrem devido as ressonâncias locais durante o registro do movimento do terreno. Essas irregularidades não são importantes, e podem ser suavizadas através de uma média de inúmeros registros sísmicos normalizados para uma intensidade padrão (CLOUGH, 1970).

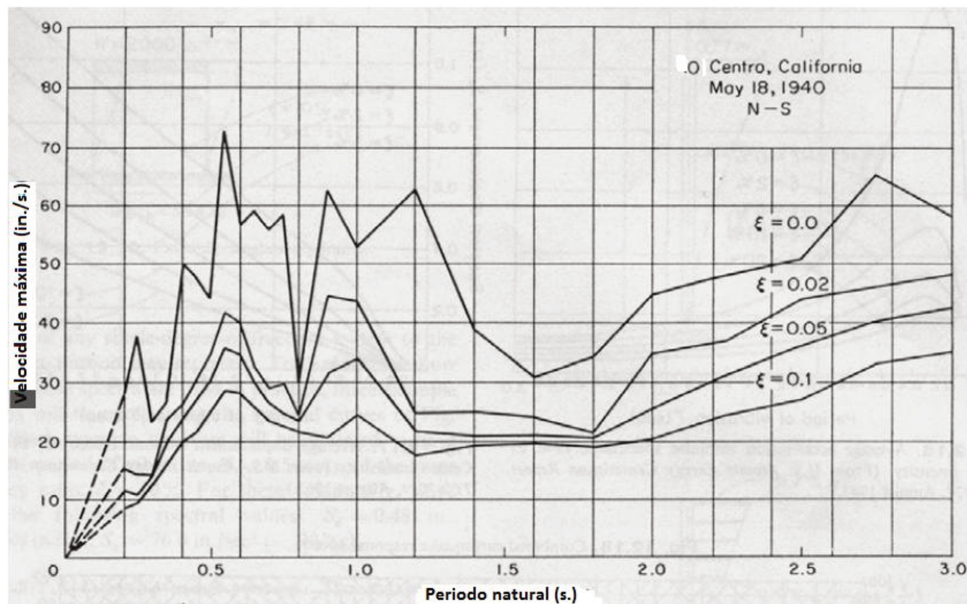


Figura E.5: Espectro de resposta de velocidade para o sismo de El Centro (CLOUGH, 1970)

As relações existentes entre o deslocamento (S_d), a velocidade (S_v) e a aceleração espectral (S_a), representadas pelas igualdades da equação (E.10), permitem combinar estes valores em um único gráfico, plotado com escalas logarítmicas ao longo de cada um dos eixos. Chama-se representação gráfica “tripartite”, como mostra a Figura E.6 .

A vantagem da representação “tripartite” é que ela pode conter sobre uma mesma curva as seguintes informações:

- O espectro de deslocamento relativo exato;
- O pseudo-espectro de velocidade relativa;
- O pseudo-espectro de aceleração absoluta.

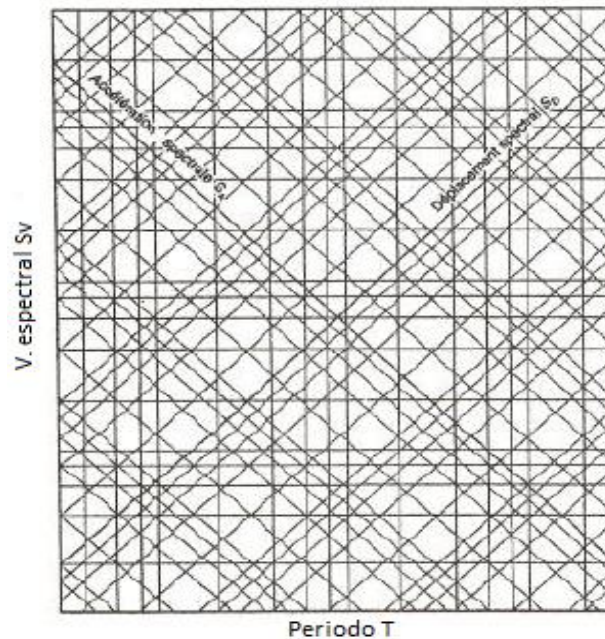


Figura E.6: Representação gráfica "tripartite" dos espectros de resposta (DAVIDOVICI, 1999)

Os três espectros proveem diretamente quantidades físicas significativas, e por esta razão que são necessárias. O espectro de deslocamento provê informação do deslocamento pico armazenado no sistema durante um sismo, o espectro de pseudo-velocidade está relacionado diretamente com a energia pico armazenado no sistema durante um sismo, e o espectro de pseudo-aceleração está relacionado diretamente com o valor pico da força estática equivalente e o a força cortante na base.

Para compreender o funcionamento da representação gráfica “tripartite”, considera-se a variação do $\log_{10} S_v$ em função do $\log_{10} T$ para valores constantes de S_a ou S_d .

a) $S_a = \text{constante} = C_1$

Se o pseudo-espectro de aceleração é igual a uma constante, C_1 , pode-se escrever:

$$S_a = C_1 = \omega^2 S_d = \omega(\omega S_d) = \frac{2\pi}{T} S_v \quad (\text{E.11})$$

Tomando o $\log_{10}$ da equação (E.11), obtém-se:

$$\log_{10} C_1 = \log_{10} T + \log_{10} S_v \quad (\text{E.12})$$

Ou ainda:

$$\log_{10} S_v = \log_{10} T + [\log_{10} C_1 - \log_{10} 2\pi] \quad (\text{E.13})$$

Então:

$$\frac{d(\log_{10} S_v)}{d(\log_{10} T)} = +1 \quad (\text{E.14})$$

Este resultado indica que a aceleração espectral A_s , constante, devera estar a $+45^\circ$ na representação gráfica “tripartite”.

b) $S_d = \text{constante} = C_2$

Se o espectro de deslocamento relativo é igual a uma constante C_2 , pode-se escrever:

$$S_d = C_2 = \frac{S_v}{\omega} = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (\text{E.15})$$

Tomando o $\log_{10}$ da equação (E.15), obtém-se:

$$\log_{10} C_2 = \log_{10} T - \log_{10} 2\pi + \log_{10} S_v \quad (\text{E.16})$$

Ou ainda:

$$\log_{10} S_v = -\log_{10} T + [\log_{10} C_2 + \log_{10} 2\pi] \quad (\text{E.17})$$

Então:

$$\frac{d(\log_{10} S_v)}{d(\log_{10} T)} = -1 \quad (\text{E.18})$$

Este resultado indica que o deslocamento espectral S_d , constante, deveria estar a -45° na representação gráfica “tripartite”.

E.2.2 Espectros de resposta inelástica

São similares aos anteriores, mas neste caso o oscilador de um grau de liberdade exibe um comportamento não lineal, e dizer que a estrutura pode experimentar deformações no rango plástico por ação do sismo.

Estes espectros são importantes no projeto sismo-resistente, devido a que por razões praticas e econômicas a maioria das construções são projetadas baixo as hipóteses da incursão no campo inelástico. Um exemplo deste tipo de espectro é o espectro de ductilidade.

Estes espectros representam a ductilidade solicitada por um determinado sismo, em função do período de vibração da estrutura e são plotados usualmente para diferentes níveis de resistência. Também, são construídos espectros de aceleração, deslocamento de fluência ou deslocamento ultima de sistemas inelásticos, onde são considerados diferentes níveis de ductilidade ou tipos de comportamento histerético da estrutura.

Os modelos histeréticos indicam a relação entre a força restauradora F_a , e o deslocamento u , em uma estrutura lineal e elástica são verificados que $F_a=ku$, no entanto em sistemas não lineares que incursionam no rango plástico, a força F_a é uma função não linear do deslocamento u e da historia de deslocamentos experimentados conhecido como o fenômeno de histerésis.

E.2.3 Espectros de projeto

No projeto de estruturas não pode ser utilizado o espectro de resposta para um sismo em particular, as curvas espectrais para projeto devem considerar o efeito de vários sismos, é dizer devem representar a sismicidade própria de cada região. O primeiro espectro de projeto foi desenvolvido por Housner em 1950, para o estado de California, USA.

As ordenadas de um espectro de resposta são desiguais, e variam de um sismo a outro. O espectro elástico de projeto consiste em suavizar estas ordenadas com curvas e um determinando amortecimento. O espectro de projeto pelo tanto, e uma curva envolvente suavizada dos espectros de resposta de uma família de registros de sismos que são esperados em uma região.

Se não existem registros sísmicos do local, então os sismos são determinados baixo condições similares, considerando fatores como a distância epicentral, o mecanismo de falha, a geologia e as condições locais do solo.

O espectro de projeto esta baseado em uma análise estatístico da resposta espectral para um numero de movimentos sísmicos. Cada movimento é escalado de forma tal que tenham o mesmo pico de aceleração.

A análise estatística da diferença nas ordenadas espectrais destes dados (deslocamento, pseudo-velocidade, pseudo-aceleração) prove uma distribuição de probabilidade com um valor médio de desvio padrão em um período T_i , logo estes valores médios são conectados com linhas obtendo o espectro de resposta médio para determinado desvio padrão.

Para o projeto é melhor trabalhar com curvas espectrais suavizadas com linhas envolventes que evitem os vales e picos que surgem das formas complexas que apresentam os espectros de resposta. As normas sísmicas dos países definem seus espectros de projeto por uma serie de linhas ou curvas representadas por equações simples.