

**UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO  
DO CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO  
DURANTE TERREMOTOS**

**PAULO MARCELO VIEIRA RIBEIRO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO  
DO CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE  
CONCRETO DURANTE TERREMOTOS**

**PAULO MARCELO VIEIRA RIBEIRO**

**ORIENTADOR: LINEU JOSÉ PEDROSO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM – 003A/06**

**BRASÍLIA/DF: MARÇO – 2006**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO DO  
CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO  
DURANTE TERREMOTOS**

**PAULO MARCELO VIEIRA RIBEIRO**

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE  
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU  
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Lineu José Pedroso, Dr.ING (ENC-UnB)  
(Orientador)**

---

**Prof. Yosiaki Nagato, DSc. (ENC-UnB)  
(Examinador Interno)**

---

**Prof. Eduardo M. R. Fairbairn, Dr.ING (COPPE/UFRJ)  
(Examinador Externo)**

**BRASÍLIA/DF, 20 DE MARÇO DE 2006**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

**RIBEIRO, PAULO MARCELO VIEIRA**

Uma metodologia analítica para a avaliação do campo de tensões em barragens de concreto durante terremotos [Distrito Federal] 2006.

xxi, 140p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2006).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Barragens

3. Concreto

I. ENC/FT/UnB

2. Tensões

4. Terremotos

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

RIBEIRO, P. M. V. (2006). Uma Metodologia Analítica para a Avaliação do Campo de Tensões em Barragens de Concreto Durante Terremotos. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 003A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.

TÍTULO: Uma Metodologia Analítica para a Avaliação do Campo de Tensões em Barragens de Concreto Durante Terremotos.

GRAU: Mestre

ANO: 2006

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Paulo Marcelo Vieira Ribeiro

Rua Deputado Moreira da Rocha nº 655/202, Meireles.

60.160-060 Fortaleza – CE – Brasil.

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Lineu José Pedroso, pela orientação, empolgação e sugestões valiosas.

À minha família, pelo incentivo e participação fundamental nesta dissertação.

À Cecília, minha namorada, companheira em todos os momentos.

Aos amigos do mestrado e do Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB; obrigado por tudo.

Aos professores do PECC, pelos conhecimentos transmitidos.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

À ELETRONORTE, por acreditar na importância da pesquisa científica e incentivar estudos desta natureza.

Aos amigos da 407 N, Ítalo Filizola e Thales Moreira; obrigado pela companhia e pela amizade.

Aos amigos de Fortaleza e da 404 N, Sidcley Freitas e Otávio Rangel; valeu pela força.

Aos amigos da Estruturas: Alexon Dantas, Eider Azevedo, Elisandra Medeiros, Helder Pontes, João Uchôa, Joel Donizete e Juan Diego; que a nossa amizade continue para sempre.

Aos professores da UNIFOR, Eduardo Leite e Gulielmo Dantas; sem a ajuda de vocês nunca teria esta oportunidade. Obrigado!

Aos professores da banca examinadora: Yosiaki Nagato, Eduardo Fairbairn e Patrick Paultre, que gentilmente aceitaram o convite para avaliar esta dissertação.

“Ria, e o mundo rirá com você. Chore, e irá chorar sozinho”

À Cecília, minha namorada.  
Apesar da distância, você sempre esteve  
ao meu lado. Foi muito difícil,  
mas hoje somos vitoriosos!

## **RESUMO**

### **UMA METODOLOGIA ANALÍTICA PARA A AVALIAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO DURANTE TERREMOTOS**

**Autor: Paulo Marcelo Vieira Ribeiro**

**Orientador: Lineu José Pedroso**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, março de 2006**

A grande quantidade de água armazenada em uma barragem torna catastrófico o cenário de uma eventual ruptura. Projeto, cálculo e execução rigorosos são necessários para a concepção deste tipo de estrutura. Pode-se dizer que a consideração de carregamentos excepcionais, em estruturas deste porte, não é nenhum exagero, tendo em vista a importância social e o potencial destrutivo de uma barragem.

Estudos sismológicos desde a década de 70 mostram que – ao contrário do imaginário popular – as atividades sísmicas em nosso país estão em constante manifestação. Sismos de moderada magnitude vêm ocorrendo em várias regiões do país, de forma natural, ou induzida pelo enchimento de reservatórios.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia analítica que permite o cálculo de tensões em qualquer ponto de uma barragem gravidade de concreto submetida a ações sísmicas. A base para o desenvolvimento desta metodologia será o Método da Gravidade. Este método, proposto pelo United States Bureau of Reclamation – USBR, permite a análise estática e pseudo-estática de barragens gravidade de concreto. Entretanto, as particularidades de sua formulação não se encontram disponíveis na literatura. Os resultados obtidos com este método são excelentes quando comparados a métodos mais refinados, o que justifica a sua importância, além de sua simplicidade para a aplicação em etapas preliminares de projeto.

Os estudos desenvolvidos ao longo deste trabalho permitiram identificar termo-a-termo cada uma das variáveis envolvidas na formulação do Método da Gravidade. Todas as suas equações foram rededuzidas. Com o domínio desta formulação foi possível acrescentar ao Método da Gravidade uma variante do Método Pseudo-Dinâmico, algo inédito nas formulações originais. Esta adaptação revelou-se uma ótima aproximação do Método Pseudo-Dinâmico, conduzindo a resultados ligeiramente conservadores. Além disso, esta variante permitiu o avanço das formulações originais para um nível mais sofisticado de análise, cuja principal característica é a consideração da elasticidade da estrutura.



## **ABSTRACT**

### **AN ANALYTICAL SOLUTION OF STRESS FIELD IN CONCRETE DAMS DURING EARTHQUAKES**

**Author: Paulo Marcelo Vieira Ribeiro**

**Supervisor: José Lineu Pedroso**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, March of 2006**

The large amount of water stored in a dam makes its rupture to be catastrophic. Project, design and execution are crucial for this kind of structure. Exceptional loadings must be taken in account during design phase, because of its highly destructive potential and social importance.

Seismological studies in Brazil are being conducted since the seventies, and show that seismic activity is constant in this country. Moderate earthquake activity is occurring in some regions; naturally or induced by the reservoir.

The present work will provide an analytical solution of stress field in concrete gravity dams during earthquakes. This solution will be developed taking the Gravity Method as a basis. This method, proposed by the United States Bureau of Reclamation – USBR, is designed for static and pseudo-static analysis of concrete gravity dams. However, its formulation and particularities details are not shown in literature. The results obtained by this method are excellent when compared to more refined analysis, and that justifies its importance for preliminary design of dams.

The research developed along this work made it possible to identify every constant contained in the formulation of the Gravity Method. With the complete understanding of this method, it was possible to apply a simplified Chopra approach to the original formulation. The results obtained by the proposed methodology are slightly conservative. And the original formulation is advanced to a new level, which enables the solution of stress field in concrete gravity dams by a modified pseudo-dynamic method.

# SUMÁRIO

<b>1 - INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 - GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2 - OBJETIVOS</b> .....	<b>2</b>
<b>1.3 - ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES</b> .....	<b>3</b>
<b>1.4 - DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO</b> .....	<b>3</b>
<b>2 - ASPECTOS SÍSMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1 - INTRODUÇÃO</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2 - MAGNITUDE DE UM ABALO SÍSMICO</b> .....	<b>7</b>
<b>2.3 - INTENSIDADE DE UM ABALO SÍSMICO</b> .....	<b>8</b>
<b>2.4 - SISMICIDADE DO BRASIL</b> .....	<b>10</b>
<b>2.5 - SISMICIDADE INDUZIDA POR RESERVATÓRIOS</b> .....	<b>12</b>
<b>2.6 - EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA</b> .....	<b>13</b>
<b>2.7 - MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS</b> .....	<b>15</b>
<b>2.7.1 - Análise preliminar (Nível 0)</b> .....	<b>16</b>
<b>2.7.2 - Método Pseudo-Estático (Nível I)</b> .....	<b>16</b>
<b>2.7.3 - Método Pseudo-Dinâmico (Nível II)</b> .....	<b>17</b>
<b>2.7.4 - Análise Dinâmica (Níveis III e IV)</b> .....	<b>18</b>
<b>2.7.5 - Particularidades dos níveis de análise sísmica de barragens</b> .....	<b>19</b>
<b>3 - O MÉTODO DA GRAVIDADE PARA ANÁLISE DE TENSÕES</b> .....	<b>20</b>
<b>3.1 - INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
<b>3.2 - HIPÓTESES DO MÉTODO</b> .....	<b>21</b>
<b>3.3 - NOTAÇÕES PARA AS CONDIÇÕES NORMAIS DE OPERAÇÃO</b> .....	<b>22</b>
<b>3.4 - FORÇAS E MOMENTOS ATUANTES NA BARRAGEM</b> .....	<b>25</b>
<b>3.5 - EQUAÇÕES DE ESFORÇOS DEVIDO ÀS CARGAS ESTÁTICAS</b> .....	<b>25</b>
<b>3.5.1 - Forças verticais</b> .....	<b>25</b>
3.5.1.1 - Peso da coluna de água a montante.....	25
3.5.1.2 - Peso da coluna de água a jusante .....	25
3.5.1.3 - Peso próprio .....	26
<b>3.5.2 - Forças horizontais</b> .....	<b>26</b>

3.5.2.1 - Componente horizontal a montante .....	26
3.5.2.2 - Componente horizontal a jusante .....	26
<b>3.5.3 - Momentos .....</b>	<b>27</b>
3.5.3.1 - Momento devido ao peso próprio .....	27
3.5.3.2 - Momento devido ao peso da coluna de água a montante .....	28
3.5.3.3 - Momento devido ao peso da coluna de água a jusante .....	29
3.5.3.4 - Momento devido à componente horizontal a montante .....	29
3.5.3.5 - Momento devido à componente horizontal a jusante .....	29
<b>3.6 - FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TENSÕES (PARTICULAR) .....</b>	<b>29</b>
<b>3.6.1 - Tensões normais ao plano horizontal .....</b>	<b>29</b>
<b>3.6.2 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical .....</b>	<b>31</b>
<b>3.6.3 - Tensões normais ao plano vertical .....</b>	<b>34</b>
3.6.3.1 - Cálculo de $\partial a_1/\partial z$ .....	37
3.6.3.2 - Cálculo de $\partial b_1/\partial z$ .....	40
3.6.3.3 - Cálculo de $\partial c_1/\partial z$ .....	42
<b>3.7 - FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TENSÕES (GERAL) .....</b>	<b>42</b>
<b>3.7.1 - Equações dos esforços normais adicionais .....</b>	<b>44</b>
3.7.1.1 - Peso adicional da coluna de água a montante .....	44
3.7.1.2 - Peso adicional da coluna de água a jusante .....	44
3.7.1.3 - Somatório das componentes normais do trecho anterior .....	45
<b>3.7.2 - Equações dos esforços horizontais adicionais .....</b>	<b>45</b>
3.7.2.1 - Componente horizontal adicional do reservatório a montante .....	45
3.7.2.2 - Componente horizontal adicional do reservatório a jusante .....	45
3.7.2.3 - Somatório das componentes horizontais do trecho anterior .....	45
<b>3.7.3 - Equações dos momentos adicionais .....</b>	<b>46</b>
3.7.3.1 - Momento produzido por $\overline{W}_w$ em relação ao centro da seção .....	46
3.7.3.2 - Momento produzido por $\overline{W}_w'$ em relação ao centro da seção .....	46
3.7.3.3 - Momento produzido por $\overline{V}$ em relação ao centro da seção .....	46
3.7.3.4 - Momento produzido por $\overline{V}'$ em relação ao centro da seção .....	46
3.7.3.5 - Momento produzido por $\overline{\Sigma W}$ em relação ao centro da seção .....	47
3.7.3.6 - Momento produzido por $\overline{\Sigma V}$ em relação ao centro da seção .....	47
3.7.3.7 - Momentos do trecho anterior .....	47

<b>3.7.4 - Resultantes dos esforços na seção analisada</b> .....	<b>47</b>
3.7.4.1 - Resultante dos esforços normais .....	47
3.7.4.2 - Resultante dos esforços horizontais .....	48
3.7.4.3 - Resultante dos momentos .....	48
<b>3.7.5 - Tensões normais ao plano horizontal</b> .....	<b>48</b>
<b>3.7.6 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical</b> .....	<b>49</b>
<b>3.7.7 - Tensões normais ao plano vertical</b> .....	<b>49</b>
3.7.7.1 - Cálculo de $\partial a_1/\partial z$ .....	50
3.7.7.2 - Cálculo de $\partial b_1/\partial z$ .....	51
3.7.7.3 - Cálculo de $\partial c_1/\partial z$ .....	52
<b>3.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>52</b>
<b>3.8.1 - Termos omitidos (para paramentos com inclinação constante)</b> .....	<b>52</b>
<b>3.8.2 - Termos relacionados às forças sísmicas</b> .....	<b>53</b>
<b>4 - O MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO PARA ANÁLISE SÍSMICA</b> .....	<b>54</b>
<b>4.1 - INTRODUÇÃO</b> .....	<b>54</b>
<b>4.2 - FORÇAS DEVIDO AO SISMO HORIZONTAL</b> .....	<b>55</b>
4.2.1 - Força hidrodinâmica (face reta) .....	55
4.2.2 - Força hidrodinâmica (face inclinada) .....	57
4.2.3 - Força de inércia horizontal .....	58
<b>4.3 - EQUAÇÕES DE TENSÕES DEVIDO AO SISMO HORIZONTAL</b> .....	<b>59</b>
4.3.1 - Tensões normais ao plano horizontal .....	59
4.3.2 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical .....	59
4.3.3 - Tensões normais ao plano vertical .....	61
4.3.3.1 - Cálculo de $\partial a_1/\partial z$ .....	62
4.3.3.2 - Cálculo de $\partial b_1/\partial z$ .....	66
4.3.3.3 - Cálculo de $\partial c_1/\partial z$ .....	70
<b>5 - UMA VARIANTE DO MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO</b> .....	<b>71</b>
<b>5.1 - INTRODUÇÃO</b> .....	<b>71</b>
<b>5.2 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DO CARREGAMENTO SÍSMICO</b> .....	<b>72</b>
<b>5.3 - ANÁLISE DE ESFORÇOS E TENSÕES</b> .....	<b>77</b>
<b>5.4 - ADAPTAÇÃO AO MÉTODO DA GRAVIDADE</b> .....	<b>78</b>

5.4.1 - Adaptação proposta às pressões hidrodinâmicas.....	78
5.4.2 - Adaptação proposta à aceleração horizontal.....	79
5.4.3 - Adaptação proposta às equações do Método da Gravidade.....	82
<b>6 - ASPECTOS COMPUTACIONAIS.....</b>	<b>84</b>
6.1 - INTRODUÇÃO .....	84
6.2 - DESCRIÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL .....	84
6.3 - FUNCIONAMENTO E ARQUITETURA DO PROGRAMA .....	85
6.4 - DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS SUBROTINAS DO PROGRAMA .....	88
6.5 - VALIDAÇÃO ESTÁTICA DO PROGRAMA SAGDAM.....	89
6.5.1 - Barragem analisada .....	89
6.5.2 - Análise 01 (reservatório vazio).....	90
6.5.3 - Análise 02 (reservatório cheio).....	92
6.6 - VALIDAÇÃO PSEUDO-ESTÁTICA DO PROGRAMA SAGDAM .....	94
6.6.1 - Barragem analisada .....	94
6.6.2 - Análise 01 (reservatório vazio).....	95
6.6.3 - Análise 02 (reservatório cheio).....	97
6.7 - VALIDAÇÃO PSEUDO-DINÂMICA DO PROGRAMA SAGDAM .....	100
6.7.1 - Barragem analisada .....	100
6.7.2 - Resultados da análise (deformada modal linear) .....	101
6.7.3 - Resultados da análise (deformada modal parabólica).....	102
<b>7 - APLICAÇÕES E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>103</b>
7.1 - INTRODUÇÃO .....	103
7.2 - DOMÍNIOS DE VALIDADE DO MÉTODO DA GRAVIDADE .....	103
7.2.1 - Distribuição de tensões analíticas e numéricas .....	105
7.2.1.1 - Elevação 167.64m .....	105
7.2.1.2 - Elevação 152.40m .....	105
7.2.1.3 - Elevação 137.16m .....	106
7.2.1.4 - Elevação 121.92m .....	107
7.2.1.5 - Elevação 106.68m .....	107
7.2.1.6 - Elevação 96.01m .....	108
7.2.2 - Análise dos resultados.....	108
7.3 - EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO PROGRAMA SAGDAM.....	109

<b>7.3.1 - Análises estáticas .....</b>	<b>109</b>
7.3.1.1 - Análise estática 01 (reservatório vazio) .....	109
7.3.1.2 - Análise estática 02 (reservatório cheio) .....	109
<b>7.3.2 - Análises sísmicas.....</b>	<b>113</b>
7.3.2.1 - Análise pseudo-estática (reservatório cheio).....	114
7.3.2.2 - Análise pseudo-dinâmica 01 (reservatório cheio).....	118
7.3.2.3 - Análise pseudo-dinâmica 02 (reservatório vazio).....	122
<b>7.3.3 - Análise e interpretação dos resultados.....</b>	<b>125</b>
<b>8 - CONCLUSÕES GERAIS E PERSPECTIVAS.....</b>	<b>126</b>
<b>8.1 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>126</b>
<b>8.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>127</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>129</b>
<b>APÊNDICES</b>	
<b>A – BREVE REVISÃO DO MÉTODO ESPECTRAL .....</b>	<b>135</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais escalas de magnitude .....	7
Tabela 2.2 – Energia relacionada à magnitude dos abalos sísmicos .....	8
Tabela 2.3 – Escala de Intensidade Mercalli Modificada .....	9
Tabela 2.4 – Sismos mais importantes do Brasil .....	10
Tabela 2.5 – Principais sismos induzidos por reservatórios no mundo.....	12
Tabela 2.6 – Principais características dos métodos de análise sísmica.....	19
Tabela 6.1 - Tensões principais obtidas em SAGDAM (reservatório vazio).....	91
Tabela 6.2 - Tensões principais obtidas em SAGDAM (reservatório cheio).....	93
Tabela 6.3 – Esforços resultantes nas seções analisadas.....	95
Tabela 6.4 – Coeficientes de tensão gerados pelo programa SAGDAM .....	95
Tabela 6.5 – Coeficientes de tensão obtidos com auxílio do programa CADAM .....	97
Tabela 6.6 – Coeficientes de tensão $\sigma_y$ obtidos analiticamente.....	97
Tabela 6.7 - Esforços resultantes nas seções analisadas.....	98
Tabela 6.8 - Coeficientes de tensão gerados pelo programa SAGDAM.....	98
Tabela 6.9 - Coeficientes de tensão obtidos com auxílio do programa CADAM.....	98
Tabela 6.10 - Coeficientes de tensão $\sigma_y$ obtidos analiticamente.....	99
Tabela 7.1 – Resultados obtidos com os programas SAGDAM e ANSYS .....	104
Tabela 7.2 – Máximos e mínimos obtidos com os programas SAGDAM e ANSYS .....	109
Tabela 7.3 – Reservatório vazio (Análise estática 01) .....	110
Tabela 7.4 – Reservatório cheio (Análise estática 02) .....	110
Tabela 7.5 – Reservatório cheio com sismo no sentido montante (Pseudo-Estático) .....	115
Tabela 7.6 - Reservatório cheio com sismo no sentido jusante (Pseudo-Estático) .....	115
Tabela 7.7 - Reservatório cheio com sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico).....	119
Tabela 7.8 - Reservatório cheio com sismo no sentido jusante (Pseudo-Dinâmico) .....	120
Tabela 7.9 - Reservatório vazio com sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico).....	123

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Vazamentos no paramento de jusante da barragem de Koyna .....	2
Figura 2.1 - Ondas sísmicas .....	5
Figura 2.2 – Sismicidade mundial .....	6
Figura 2.3 - Movimento de placas tectônicas .....	6
Figura 2.4 - Sismo de João Câmara – RN .....	11
Figura 2.5 – Mapa de perigo sísmico na América do Sul .....	11
Figura 2.6 – Mecanismo de formação dos sismos induzidos por reservatório .....	13
Figura 2.7 – Sistema global e subsistemas .....	13
Figura 2.8 – Método Pseudo-Estático (Nível I).....	16
Figura 2.9 – Método Pseudo-Dinâmico (Nível II) .....	17
Figura 2.10 – Análise dinâmica (Níveis III e IV).....	18
Figura 3.1 - Distribuição típica de tensões normais e cisalhantes .....	21
Figura 3.2 - Seção vertical da barragem.....	24
Figura 3.3 - Seção horizontal da barragem.....	24
Figura 3.4 - Convenção de tensões e esforços .....	24
Figura 3.5 - Parâmetros geométricos para o cálculo de $M_c$ para uma seção trapezoidal ....	27
Figura 3.6 - Elementos infinitesimais a montante e a jusante .....	32
Figura 3.7 – Prisma de altura infinitesimal.....	35
Figura 3.8 - Barragens com perfis de um e dois trechos .....	43
Figura 3.9 – Diagrama de cargas adicionais em um perfil com dois trechos.....	43
Figura 3.10 – Perfil com paramento curvo.....	52
Figura 4.1 - Barragem com fronteira “rígido-móvel” .....	54
Figura 4.2 – Orientação do eixo $h$ e distribuição de pressões hidrodinâmicas .....	56
Figura 4.3 – Resultante hidrodinâmica em um paramento inclinado .....	57
Figura 4.4 – Procedimento prático para o cálculo das pressões hidrodinâmicas .....	58
Figura 4.5 – Elementos infinitesimais a montante e a jusante.....	59
Figura 4.6 – Prisma de altura infinitesimal submetido a um sismo horizontal .....	61
Figura 5.1 – Resposta sísmica no Método Pseudo-Dinâmico .....	71
Figura 5.2 – Variação do coeficiente sísmico .....	72
Figura 5.3 – Gráfico para o cálculo de $R_1$ .....	73
Figura 5.4 – Modo fundamental de vibração da barragem .....	75



Figura 5.5 – Variação de $g \cdot \tilde{p}_1(y)$ ao longo da profundidade do reservatório .....	76
Figura 5.6 – Soluções propostas para a forma modal.....	80
Figura 5.7 – Seção trapezoidal e simbologia utilizada .....	81
Figura 6.1 – Perfil geral analisado pelo programa SAGDAM .....	85
Figura 6.2 – Arquitetura do programa SAGDAM.....	87
Figura 6.3 – Seção transversal da barragem Friant .....	89
Figura 6.4 – Planos verticais de análise de tensões .....	90
Figura 6.5 – Tensões principais obtidas em USBR (reservatório vazio) .....	92
Figura 6.6 – Tensões principais obtidas em USBR (reservatório cheio) .....	93
Figura 6.7 – Perfil da barragem analisada .....	94
Figura 6.8 – Saída de resultados do programa CADAM (elevação 25m).....	96
Figura 6.9 - Saída de resultados do programa CADAM (elevação 50m).....	96
Figura 6.10 - Saída de resultados do programa CADAM (elevação 25m).....	99
Figura 6.11 – Perfil da barragem Pine Flat.....	100
Figura 6.12 – Tensões principais de tração obtidas com SAGDAM e Chopra .....	101
Figura 6.13 - Tensões principais de tração obtidas com SAGDAM e Chopra .....	102
Figura 7.1 – Malha de elementos finitos utilizada na análise.....	104
Figura 7.2 – Distribuição de tensões (Elevação 167.64m).....	105
Figura 7.3 - Distribuição de tensões (Elevação 152.40m).....	106
Figura 7.4 - Distribuição de tensões (Elevação 137.16m).....	106
Figura 7.5 - Distribuição de tensões (Elevação 121.92m).....	107
Figura 7.6 - Distribuição de tensões (Elevação 106.68m).....	107
Figura 7.7 - Distribuição de tensões (Elevação 96.01m).....	108
Figura 7.8 – Tensões principais máximas em kPa (Análise estática 01).....	111
Figura 7.9 – Tensões principais mínimas em kPa (Análise estática 01) .....	111
Figura 7.10 - Tensões principais máximas em kPa (Análise estática 02) .....	112
Figura 7.11 - Tensões principais mínimas em kPa (Análise estática 02) .....	112
Figura 7.12 – Espectro de resposta sísmica.....	113
Figura 7.13 - Tensões principais máximas em kPa (Pseudo-Estático).....	116
Figura 7.14 - Tensões principais mínimas em kPa (Pseudo-Estático) .....	116
Figura 7.15 - Tensões principais máximas em kPa (Pseudo-Estático).....	117
Figura 7.16 - Tensões principais mínimas em kPa (Pseudo-Estático) .....	117
Figura 7.17 - Tensões principais máximas em kPa (Pseudo-Dinâmico 01).....	120

Figura 7.18 - Tensões principais mínimas em kPa (Pseudo-Dinâmico 01).....	121
Figura 7.19 - Tensões principais máximas em kPa (Pseudo-Dinâmico 01).....	121
Figura 7.20 - Tensões principais mínimas em kPa (Pseudo-Dinâmico 01).....	122
Figura 7.21 - Tensões principais máximas em kPa (Pseudo-Dinâmico 02).....	124
Figura 7.22 - Tensões principais mínimas em kPa (Pseudo-Dinâmico 02).....	124

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

$a$	- constante da tensão normal ao plano horizontal
$a_1$	- constante da tensão de cisalhamento
$a_2$	- constante da tensão normal ao plano vertical
$A$	- área da seção, igual a $T$
$b$	- constante da tensão normal ao plano horizontal
$b_1$	- constante da tensão de cisalhamento
$b_2$	- constante da tensão normal ao plano vertical
$c$	- distância horizontal, do centro de gravidade da seção considerada, à face de montante ou jusante, igual a $T/2$
$C$	- velocidade do som na água
$c_1$	- constante da tensão de cisalhamento
$c_2$	- constante da tensão normal ao plano vertical
$d_2$	- constante da tensão normal ao plano vertical
$D$	- subscrito relativo a face a jusante
$e$	- excentricidade horizontal da componente $W_c$
$E$	- módulo de elasticidade do concreto
$f_s(y)$	- carregamento sísmico ao longo da altura da barragem
$F_{HD}$	- força hidrodinâmica
$F_{HDH}$	- componente horizontal da força hidrodinâmica
$F_{HDV}$	- componente vertical da força hidrodinâmica
$F_{IH}$	- força de inércia horizontal
$g \cdot \tilde{p}_1(y)$	- pressão hidrodinâmica ao longo da altura da barragem
$h$	- altura da coluna de água a montante
$\bar{h}$	- altura da coluna de água a montante do trecho anterior
$h'$	- altura da coluna de água a jusante
$\bar{h}'$	- altura da coluna de água a jusante do trecho anterior
$H$	- altura do reservatório
$H_s$	- altura da barragem
$I$	- momento de inércia em relação ao centro de gravidade da seção
$mb$	- escala de ondas de compressão de corpo (P-wave)

mbLg	- escala de ondas de corpo usando ondas Lg
Me	- escala de energia sísmica
$M_c$	- momento produzido por $W_c$
ML	- escala local (Richter)
$M_p$	- momento produzido por $V$
$M_p'$	- momento produzido por $V'$
$m_R$	- escala regional (Brasil) – Equivalente a escala mb
Ms	- escala de ondas de superfície
$M_{\bar{V}}$	- momento produzido por $\bar{V}$
$M_{\bar{V}'}$	- momento produzido por $\bar{V}'$
Mw	- escala de momento sísmico
$M_w$	- momento produzido por $W_w$
$M_{wE}$	- momento produzido por $W_{wE}$
$M_{\bar{w}}$	- momento produzido por $\bar{W}_w$
$M_w'$	- momento produzido por $W_w'$
$M'_{wE}$	- momento produzido por $W'_{wE}$
$M_{\bar{w}'}$	- momento produzido por $\bar{W}_w'$
$M_{\Sigma\bar{M}}$	- momento produzido por $\Sigma\bar{M}$
$M_{\Sigma\bar{V}}$	- momento produzido por $\Sigma\bar{V}$
$M_{\Sigma\bar{W}}$	- momento produzido por $\Sigma\bar{W}$
O	- origem das coordenadas, a jusante da seção considerada
Obsis	- Observatório sismológico
p	- subscrito relativo a componente horizontal da água
$P$	- pressão hidrostática a montante
$\bar{P}$	- pressão hidrostática adicional a montante
$p_e$	- pressão hidrodinâmica a montante
$P_{total}$	- pressão hidrostática total a montante
$p'$	- pressão hidrostática a jusante
$\bar{P}'$	- pressão hidrostática adicional a jusante
$p_e'$	- pressão hidrodinâmica a jusante

$P'_{total}$	- pressão hidrostática total a jusante
PGA	- Peak ground acceleration
$R_1$	- coeficiente adimensional
$R_2$	- coeficiente adimensional
$\frac{S_a(\widetilde{T}_S)}{g}$	- aceleração espectral, em termos de $g$ , para o período fundamental $\widetilde{T}_S$
$\frac{S_a(T_S)}{g}$	- aceleração espectral, em termos de $g$ , para o período fundamental $T_S$
T	- distância horizontal da face de montante à face de jusante da seção considerada
T'	- distância horizontal da face de montante à face de jusante da última seção do trecho anterior
$T_S$	- período fundamental de vibração da barragem (sem reservatório)
$\widetilde{T}_S$	- período fundamental de vibração da barragem (com reservatório)
U	- subscrito relativo a face a montante
U	- força total de subpressão na seção considerada
UnB	- Universidade de Brasília
USBR	- United States Bureau of Reclamation
USGS	- United States Geological Survey
$v_H$	- aceleração horizontal do solo
V	- componente horizontal do reservatório a montante
$V_E$	- componente horizontal produzida pela inércia
$V_{pE}$	- componente horizontal da pressão hidrodinâmica a montante
$V'_{pE}$	- componente horizontal da pressão hidrodinâmica a jusante
$V_g$	- aceleração horizontal do solo em termos da aceleração da gravidade
$\overline{V}$	- componente horizontal adicional do reservatório a montante
V'	- componente horizontal do reservatório a jusante
$\overline{V}'$	- componente horizontal adicional do reservatório a jusante
w	- subscrito relativo a componente vertical da água
$w_S(y)$	- peso da barragem por unidade de altura
$W_c$	- peso próprio do concreto

$W_w$	- componente vertical do reservatório a montante
$W_{wE}$	- componente vertical da pressão hidrodinâmica a montante
$W_w'$	- componente vertical do reservatório a jusante
$W_{wE}'$	- componente vertical da pressão hidrodinâmica a jusante
$\overline{W_w}$	- peso adicional da coluna de água a montante
$\overline{W_w}'$	- peso adicional da coluna de água a jusante
$y$	- distância medida em relação ao paramento de jusante
$z$	- distância medida entre a crista e a seção considerada
$\alpha_1$	- constante
$\alpha_2$	- constante
$\phi$	- ângulo formado pela face do paramento com a vertical
$\sigma_p$	- tensão principal
$\sigma_y$	- tensão normal ao plano vertical
$\sigma_z$	- tensão normal ao plano horizontal
$\Sigma M$	- resultante dos momentos acima da seção
$\overline{\Sigma M}$	- resultante dos momentos do trecho anterior
$\Sigma V$	- resultante horizontal das forças acima da seção
$\overline{\Sigma V}$	- resultante das componentes horizontais do trecho anterior
$\Sigma W$	- resultante vertical das forças acima da seção
$\overline{\Sigma W}$	- resultante das componentes normais do trecho anterior
$\tau_{zy}$	- tensão de cisalhamento em um plano vertical ou horizontal
$\omega$	- peso unitário da água
$\omega_c$	- peso unitário do concreto
$\psi(y)$	- deformada fundamental ao longo da altura da barragem
$\otimes$	- símbolo que indica a omissão ou não do peso específico da água
$\parallel$	- símbolo que indica o sinal do termo sísmico
$\lll$	- símbolo que indica o sinal do termo sísmico

# **1 - INTRODUÇÃO**

Este capítulo irá descrever de forma breve o conteúdo desta dissertação. Aspectos gerais do trabalho, objetivos, abrangências e limitações, além de comentários sobre os capítulos subsequentes serão abordados.

## **1.1 - GENERALIDADES**

A grande quantidade de água armazenada em uma barragem torna catastrófico o cenário de uma eventual ruptura. Projeto, cálculo e execução rigorosos são necessários para a concepção deste tipo de estrutura. Pode-se dizer que a consideração de carregamentos excepcionais, em estruturas deste porte, não é nenhum exagero, tendo em vista a importância social e o potencial destrutivo de uma barragem.

Estudos sismológicos desde a década de 70 mostram que, ao contrário do imaginário popular, as atividades sísmicas em nosso país estão em constante manifestação. Sismos de moderada magnitude vêm ocorrendo em várias regiões do país, de forma natural, ou induzida pelo enchimento de reservatórios.

Segundo Assumpção e Neto (2000) ocorrem a cada ano no Brasil, em média, cerca de vinte sismos com magnitude maior que 3, dois sismos com magnitude maior que 4, 0,2 sismos com magnitude maior que 5 (um a cada 5 anos, por exemplo), 0,02 sismos com magnitude maior que 6, etc. Isso revela que, embora pouco freqüente, sismos com magnitudes importantes podem ocorrer no Brasil. Nos estados do Ceará e Rio Grande do Norte, por exemplo, o nível de atividade sísmica é bastante intenso, com registros de sismos que destruíram construções de má qualidade e geraram pânico na população local (grau VII na escala Mercalli Modificada - aceleração do solo variando entre 0,08 e 0,15g). O reflexo de terremotos ocorridos em outros locais, assim como o terremoto que ocorreu em junho de 2005 no Chile (7,9 graus na escala Richter), e que atingiu os estados de Goiás e São Paulo, além do Distrito Federal, indica que os efeitos de fortes tremores em outras localidades também podem ter repercussão em território nacional.

Adicionalmente, ainda existe o risco de sismos induzidos por reservatórios. Embora este seja um fenômeno mais raro, sua importância não pode ser relevada no estudo de barragens. Tempos atrás acreditava-se que os lagos artificiais só podiam gerar sismos de

pequena magnitude, associados exclusivamente ao peso da água neles contida. Constatou-se depois que não se pode descartar a hipótese de uma relação entre terremotos importantes e o enchimento de reservatórios (Obsis – UnB, 2005).

A soma de fatores como a sismicidade natural e a induzida, além da consequência catastrófica da ruptura de uma barragem, tornam necessário o estudo dos esforços induzidos pelas ações sísmicas em barragens e os seus reflexos em possíveis cenários de falha com estas estruturas. Acidentes como o ocorrido na barragem de Koyna em 1967 (Figura 1.1), na Índia, revelam que as ações sísmicas podem ter efeitos destrutivos e que merecem ser consideradas no projeto de barragens.

Nos últimos cinco anos o Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB (GDFE) tem desenvolvido e sistematizado várias metodologias para o tratamento de problemas relacionados à engenharia de barragens, tais como: Ribeiro *et al.* (2006), Silva e Pedroso (2006a), Silva e Pedroso (2006b), Ribeiro *et al.* (2005), Ribeiro e Pedroso (2005), Silva e Pedroso (2005), Sousa Jr. e Pedroso (2003), Oliveira (2002) e Pedroso (2002). Este trabalho pertence à linha de pesquisa de análise de tensões, e dá seqüência aos estudos desenvolvidos por Oliveira (2002), contribuindo para o desenvolvimento analítico do cálculo das tensões produzidas por um sismo em uma barragem.

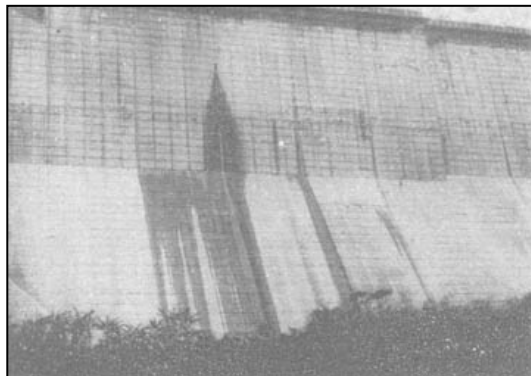


Figura 1.1 - Vazamentos no paramento de jusante da barragem de Koyna (ASC-India, 2005)

## 1.2 - OBJETIVOS

São objetivos principais deste trabalho de pesquisa:

- Desenvolver passo-a-passo as formulações analíticas do Método da Gravidade, apresentadas na literatura de forma incompleta, que possibilitam o cálculo de tensões em



seções transversais de barragens de concreto gravidade sob ação de carregamentos estáticos e dinâmicos (análise estática equivalente);

- Desenvolver um programa computacional para o cálculo de tensões em barragens empregando o Método da Gravidade;
- Realizar análises sísmicas simplificadas em barragens de concreto gravidade utilizando o Método Pseudo-Estático e uma variante simplificada do Método Pseudo-Dinâmico;

### **1.3 - ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES**

A essência do trabalho consiste no desenvolvimento e aplicação da formulação do Método da Gravidade para a análise do campo de tensões em barragens de concreto gravidade. As limitações encontradas nesta pesquisa são as seguintes:

- Limitações do próprio método (apresentadas em detalhes no capítulo três), como, por exemplo, a hipótese de que o concreto utilizado na barragem é um material homogêneo, isotrópico e uniformemente elástico;
- Dedução da formulação do método considerando paramentos retos e apenas os seguintes carregamentos: peso-próprio do concreto, pressões hidrostáticas, forças de inércia e pressões hidrodinâmicas;
- Simplificações propostas ao Método Pseudo-Dinâmico (apresentadas em detalhes no capítulo cinco), como, por exemplo, as adaptações propostas à força de inércia e às pressões hidrodinâmicas;
- Limitações do código computacional desenvolvido (apresentadas em detalhes no capítulo seis), entre elas, a análise de barragens de até três trechos no máximo e a saída de resultados informando apenas os esforços e coeficientes de tensões para cada seção de cálculo.

### **1.4 - DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho foi desenvolvido em oito capítulos, descrevendo-se a seguir o conteúdo dos mesmos.

O capítulo um descreve de forma breve o conteúdo desta dissertação. Aspectos gerais do trabalho, objetivos, abrangências e limitações, além de comentários sobre os capítulos subsequentes serão abordados.

O capítulo dois irá fornecer algumas noções sobre o mecanismo de formação dos abalos sísmicos, além da definição dos conceitos de magnitude e intensidade de um sismo. A sismicidade brasileira e a induzida por reservatórios também serão discutidas. O capítulo também apresenta a evolução e a descrição dos principais métodos de análise sísmica de barragens.

No capítulo três encontra-se o desenvolvimento da formulação analítica do Método da Gravidade. É um capítulo importante, pois permite identificar a origem de cada um dos termos contidos nas formulações, além de permitir esclarecer as limitações do método.

O capítulo quatro desenvolve os aspectos relativos ao Método Pseudo-Estático. Neste capítulo será apresentada a formulação mais geral do Método da Gravidade, que inclui os efeitos da força de inércia e das pressões hidrodinâmicas.

No capítulo cinco será feita uma breve introdução ao Método Pseudo-Dinâmico. As formulações serão apresentadas e ao final do capítulo será feita uma adaptação ao Método da Gravidade para que este possa incorporar uma metodologia simplificada de cálculo, baseada no Método Pseudo-Dinâmico.

O capítulo seis descreve os aspectos computacionais da dissertação. Serão apresentadas as características, a estrutura e a validação do programa desenvolvido nesta pesquisa.

As aplicações do programa computacional e a análise dos resultados serão apresentadas no capítulo sete.

O capítulo oito apresenta as conclusões desta pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

## 2 - ASPECTOS SÍSMICOS EM ENGENHARIA DE BARRAGENS

Neste capítulo serão fornecidas algumas noções sobre o mecanismo de formação dos abalos sísmicos, além da definição dos conceitos de magnitude e intensidade de um sismo. A sismicidade brasileira e a induzida por reservatórios também serão discutidas. O capítulo também apresenta a evolução e a descrição dos principais métodos de análise sísmica de barragens.

### 2.1 - INTRODUÇÃO

Um abalo sísmico (Figura 2.1) é um movimento brusco e repentino do terreno, normalmente resultante de uma falha nas camadas superficiais da Terra, que causa a liberação de uma grande quantidade de energia quase instantaneamente, gerando ondas elásticas que se propagam pela Terra em todas as direções. Quando a quantidade de energia envolvida no processo é muito grande, o abalo sísmico é chamado de terremoto (Molina, 2002).

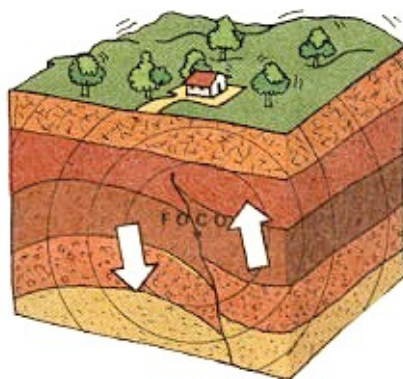


Figura 2.1 - Ondas sísmicas (Obsis – UnB, 2005)

A grande maioria dos terremotos ocorre ao longo de estreitas faixas que dividem a casca rígida da Terra (litosfera) em aproximadamente 12 grandes regiões, as chamadas placas tectônicas (Molina, 2002). O registro de milhares de terremotos em todo o mundo define e emoldura as várias placas que formam a litosfera (Assumpção e Neto, 2000). A Figura 2.2 ilustra o registro da sismicidade mundial (pontos amarelos) definindo os limites das placas tectônicas.

Assumpção e Neto (2000) explicam que os terremotos podem ocorrer no contato entre duas placas litosféricas (caso mais freqüente) ou no interior de uma delas.

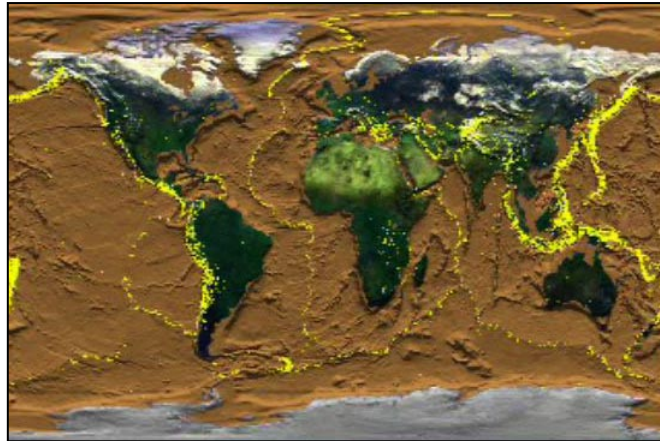


Figura 2.2 – Sismicidade mundial (NASA, 2005)

As placas tectônicas se movimentam continuamente sobre uma camada de rochas parcialmente derretidas (Figura 2.3). Quando ocorre acúmulo de pressão, as placas podem sofrer movimentos bruscos de três tipos: convergente (quando há choque), divergente (quando se movem em direções contrárias) e transformante (quando as placas se separam e se deslocam lateralmente).

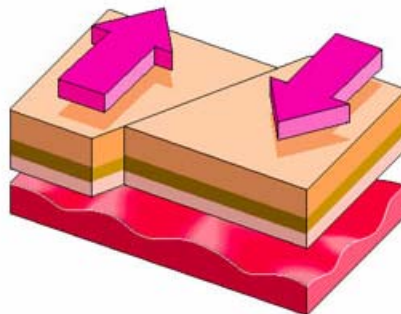


Figura 2.3 - Movimento de placas tectônicas  
(Época, 2005)

No interior das placas tectônicas também ocorrem sismos, chamados “sismos intraplaca”, em decorrência da propagação das tensões geradas em suas bordas (Assumpção e Neto, 2000). Estes autores explicam que esta sismicidade é relativamente pequena, com sismos de magnitudes baixas a moderadas, quando comparadas à sismicidade interplaca. Entretanto, ressaltam que existem registros de sismos altamente destrutivos no interior de placas (como o de Nova Madrid - EUA, em 1812, com magnitude  $M_s=8.8$ ) indicando que, apesar de remota, a possibilidade de ocorrência de um grande terremoto intraplaca não é nula.

O ponto onde ocorre a liberação da energia acumulada causadora do abalo sísmico é denominado hipocentro ou foco. Sua projeção na superfície é denominada epicentro, e a distância do foco à superfície é chamada de profundidade focal.

## 2.2 - MAGNITUDE DE UM ABALO SÍSMICO

A magnitude de um abalo sísmico é a medida da quantidade de energia liberada durante este fenômeno. Esta medida é baseada na amplitude das ondas registradas em estações sismográficas.

Em 1935, Charles Richter desenvolveu uma escala logarítmica para medida da magnitude de um abalo sísmico. Esta escala de magnitude refere-se à ML, onde L significa local. Nesta escala o aumento de um ponto implica em um aumento de dez vezes na amplitude da onda sísmica. As ondas sísmicas de um sismo de magnitude igual a três possuem, por exemplo, uma amplitude dez vezes maior que a de um sismo de magnitude igual a dois na escala Richter. No entanto, em termos de energia liberada, um sismo de magnitude igual a três é aproximadamente trinta vezes maior que um sismo de magnitude igual a dois. Não existe limite inferior ou superior nesta escala. Entretanto, a mecânica das rochas parece criar limites naturais para magnitudes abaixo de -1 e acima de 9.5 (USGS, 2005).

À medida que o número de estações sismográficas aumentava no mundo, ficou evidente que o método proposto por Richter era válido apenas para determinadas frequências e distâncias. Com o objetivo de aproveitar o número crescente de estações sismográficas distribuídas ao longo da Terra, novas escalas foram desenvolvidas (Tabela 2.1), como uma extensão da idéia original de Richter.

Tabela 2.1 – Principais escalas de magnitude (USGS, 2005)

<b>Sigla</b>	<b>Nome da escala de magnitude</b>
Mw	Momento sísmico
Me	Energia sísmica
Ms	Ondas de superfície
mb	Ondas de compressão de corpo (P-wave)
mbLg	Ondas de corpo usando ondas Lg
ML	Local (Richter)
m <sub>R</sub>	Regional (Brasil) – Equivalente a escala mb

Cada uma dessas escalas é válida para uma frequência particular e um tipo de sinal sísmico específico. Nos seus limites de validade cada uma é equivalente à escala Richter (USGS, 2005).

De acordo com Assumpção e Neto (2000), uma das escalas mais utilizadas para terremotos registrados a grandes distâncias é a magnitude  $M_s$ . Os autores explicam que esta escala só é aplicada para sismos com profundidades menores que 50 km, já que sismos mais profundos geram relativamente poucas ondas superficiais.

Para sismos pequenos e moderados no Brasil a escala  $M_s$  torna-se inadequada. Nestes casos, usa-se uma escala de magnitude regional,  $m_R$ , elaborada para as condições de atenuação das ondas sísmicas na litosfera brasileira (Assumpção e Neto, 2000).

A Tabela 2.2 mostra a relação entre magnitude ( $M_s$ ), amplitude máxima do movimento do chão (A), tamanho da fratura (L), deslocamento médio na fratura (D) e energia liberada.

Tabela 2.2 – Energia relacionada à magnitude dos abalos sísmicos (Assumpção e Neto, 2000)

$M_s$	A amplitude a 50 km	L(km) comprimento da ruptura	D deslocamento na falha	Energia (J)	Tempo p/ Itaipu gerar a energia (12.000 MW)
9	1 m	400	10 m	$1,6 \times 10^{18}$	4,5 anos
7	1 cm	30	1 m	$2,1 \times 10^{15}$	2 dias
5	0,1 mm	5	1 cm	$2,8 \times 10^{12}$	4 min.
3	0,1 mm	1	1 mm	$3,6 \times 10^9$	0,3 s

### 2.3 - INTENSIDADE DE UM ABALO SÍSMICO

A intensidade de um abalo sísmico é uma medida qualitativa dos efeitos produzidos pelo sismo em construções, pessoas, objetos e no meio ambiente. Não existe uma relação direta entre intensidade e magnitude. Um sismo de pequena magnitude pode causar efeitos devastadores em locais onde as construções são de má qualidade. Molina (2002) explica que, “fatores como a profundidade do foco, a distância epicentral do evento, a geologia da área e a qualidade das construções civis são parâmetros que acabam por determinar o grau

de severidade do sismo”. De maneira geral, quanto maior for a distância ao epicentro, menor será a intensidade provocada.

A Tabela 2.3 mostra uma descrição detalhada da Escala Mercalli Modificada, a mais usada atualmente, juntamente com valores aproximados das acelerações do movimento do solo para cada nível de intensidade.

Tabela 2.3 – Escala de Intensidade Mercalli Modificada (Assumpção e Neto, 2000)

<b>Grau</b>	<b>Descrição dos Efeitos</b>	<b>Aceleração (g)</b>
I	Não sentido. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes.	
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores ou locais favoráveis.	< 0,003
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão leve. Duração estimada*. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico	0,004 – 0,008
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão pesado. Janelas, louças, portas fazem barulho. Paredes e estruturas de madeira rangem.	0,008 – 0,015
V	Sentido fora de casa; direção estimada*. Pessoas acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham, abrem.	0,015 – 0,04
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Janelas, louças quebradas. Objetos e livros caem de prateleiras. Reboco fraco e construção de má qualidade racham.	0,04 – 0,08
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis quebram. Danos em construção de má qualidade, algumas trincas em construção normal. Queda de reboco, ladrilhos ou tijolos mal assentados, telhas. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.	0,08 – 0,15
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d’água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão.	0,15 – 0,30
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	0,30 – 0,60
X	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.	0,60 – 1,0
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente destruídas	~ 1 – 2
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha deslocados. Linhas de visada e níveis alterados. Objetos atirados ao ar.	~ 2

\* Pode-se ter noção da duração ou da direção do abalo sísmico

De acordo com Assumpção e Neto (2000), “a Intensidade Sísmica é uma classificação dos efeitos que as ondas sísmicas provocam em determinado lugar”. Os autores explicam que esta não é uma medida direta, feita com uso de instrumentos, mas simplesmente uma maneira de descrever os efeitos em pessoas (como as pessoas sentiram), objetos, construções (barulho e queda de objetos, trincas ou rachaduras em casas, etc.) e na natureza (movimento de água, escorregamentos, liquefação de solos arenosos, mudanças na topografia, etc.).

## 2.4 - SISMICIDADE DO BRASIL

Ocupando grande parte da estável Plataforma Sul-Americana, o Brasil era considerado assísmico até pouco tempo atrás, por não se conhecer a ocorrência de sismos destrutivos (Assumpção e Neto, 2000). Mas ao contrário do imaginário popular, a idéia de que o Brasil é um país assísmico não é verdadeira. Estações sismológicas distribuídas ao longo do território nacional registram diariamente abalos sísmicos de pequena a média magnitude. Sismos importantes (Tabela 2.4) como o de Pacajus, no Ceará, e o de João Câmara, no Rio Grande do Norte, provocaram o desabamento parcial de algumas casas modestas (Figura 2.4). O maior sismo já registrado em território nacional foi o de Porto dos Gaúchos, no Mato Grosso, que atingiu 6.2 na escala de magnitude mb.

Tabela 2.4 – Sismos mais importantes do Brasil (Assumpção e Neto, 2000)

Ano	Magnitude ( $m_b$ )	Intensidade máx. (MM)	Localidade
1955	6.2		Porto dos Gaúchos - MT
1955	6.1		Litoral de Vitória - ES
1939	5.5	> VI	Tubarão - SC
1983	5.5	VII	Cadajás - AM
1964	5.4		NW de Mato Grosso do Sul
1990	5.2		Plataforma - RS
1980	5.2	VII	Pacajus - CE
1922	5.1	VI	Mogi-Guaçu - SP
1963	5.1		Manaus - AM
1986	5.1	VII	João Câmara - RN
1998	5.0	VI	Porto dos Gaúchos - MT





Figura 2.4 - Sismo de João Câmara – RN em 1986 (Obsis, 2005)

É importante notar que, apesar da baixa frequência, sismos com magnitudes importantes podem ocorrer no Brasil. Richter observou que o número de sismos em uma determinada região diminui aproximadamente dez vezes para cada incremento de magnitude. No Brasil ocorrem anualmente 20 sismos com magnitudes maiores que 3. Pode-se extrapolar então, que sismos com magnitudes acima de 7 devem ocorrer no Brasil uma vez a cada 500 anos. Em regiões de alta atividade sísmica, como o Chile, por exemplo, sismos desta magnitude ocorrem, em média, uma vez a cada três anos (Assumpção e Neto, 2000).

A Figura 2.5 ilustra o mapa de perigo sísmico na América do Sul, mostrando a aceleração máxima do terreno, em  $m/s^2$ , com a probabilidade de 90% de não ser excedida em um período de 50 anos. Estes níveis de vibração referem-se à rocha sã exposta. Locais de sedimentos inconsolidados podem amplificar bastante estes valores.

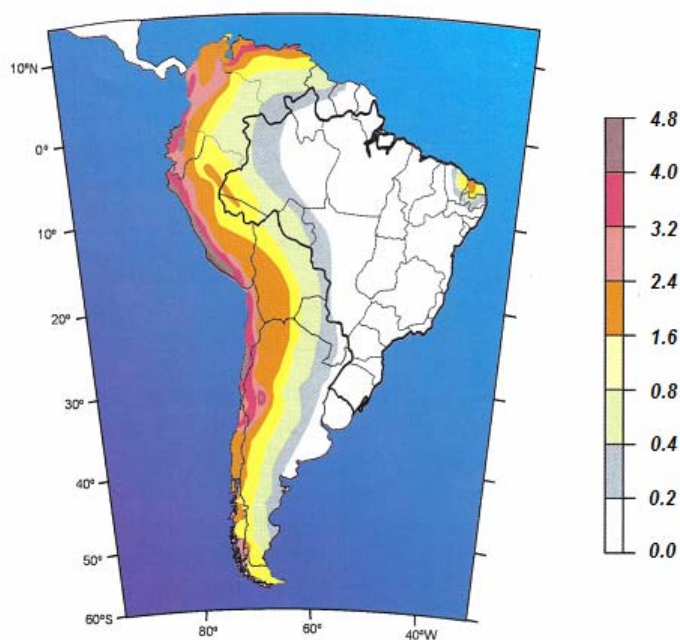


Figura 2.5 – Mapa de perigo sísmico na América do Sul (Assumpção e Neto, 2000)

Observa-se que no Brasil as acelerações máximas, com algumas exceções, não ultrapassam  $0.2 \text{ m/s}^2$  ( $0.02g$ ). Entretanto, em determinados locais, como nos estados do Ceará e Rio Grande do Norte, por exemplo, estes valores podem chegar a  $2.4 \text{ m/s}^2$  ( $0.24g$ ).

## 2.5 - SISMICIDADE INDUZIDA POR RESERVATÓRIOS

A interferência do homem na natureza pode provocar abalos sísmicos através de explosões nucleares, da injeção de água e gás sob pressão no subsolo, da extração de fluidos no subsolo, do alívio de cargas em minas a céu aberto e do enchimento de reservatórios artificiais ligados a barragens hidroelétricas (Assumpção e Neto, 2000). De acordo com estes autores, com exceção das barragens, os sismos decorrentes de outros casos têm sido muito pequenos e de efeito estritamente local, não havendo registros de danos consideráveis. Explicam que os sismos induzidos por reservatórios (Tabela 2.5), apesar de normalmente pequenos, podem alcançar magnitudes moderadas, como o que ocorreu em 1967 no reservatório de Koyna, na Índia, com magnitude 6.3, tendo provocado 200 mortes e sérios danos à estrutura da barragem.

Tabela 2.5 – Principais sismos induzidos por reservatórios no mundo (Assumpção e Neto, 2000)

Barragem, país	Altura (m)	Ano	Magnitude ( $M_s$ )	Sismicidade Regional
Koyna, Índia	103	1967	6.3	baixa
Kariba, Zâmbia	128	1963	6.2	baixa
Kremasta, Grécia	160	1966	6.2	alta
Xinfengkiang, China	105	1962	6.1	média
Oroville, EUA	236	1975	5.7	alta
Marathon, Grécia	67	1938	5.7	alta
Aswan, Egito	111	1981	5.6	baixa

A sobrecarga causada pela massa de água do reservatório gera pequenos esforços no maciço rochoso, normalmente insuficientes para provocar sismos. Desta forma, o efeito da sobrecarga e o aumento da pressão hidrostática nos poros e fraturas da rocha, causado pela variação do nível do reservatório, acabam favorecendo a diminuição da resistência ao cisalhamento dos materiais e atuando como disparadores na liberação de esforços pré-existentes (Figura 2.6) nas proximidades da barragem (Assumpção e Neto, 2000).

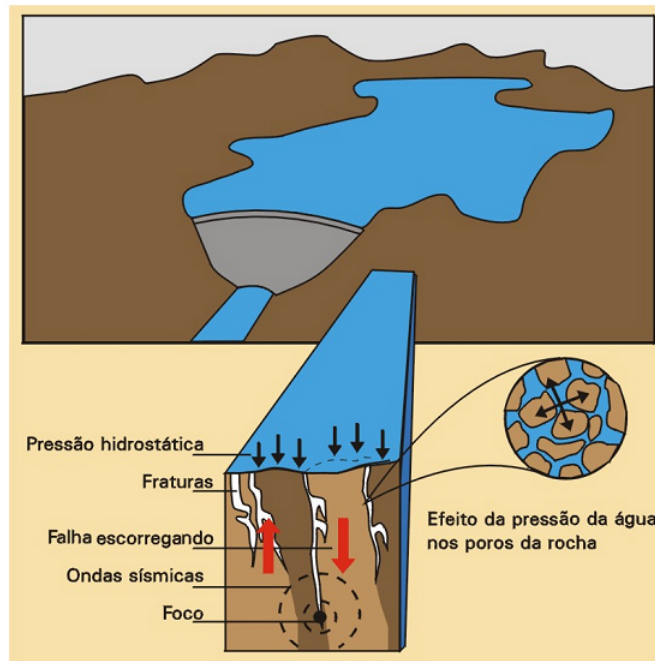


Figura 2.6 – Mecanismo de formação dos sismos induzidos por reservatório (Obsis – UnB, 2005)

## 2.6 - EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS

A maioria das estruturas, na Engenharia Civil, são apenas elementos (partes) de um sistema maior, chamado de sistema global, composto por vários elementos ou subsistemas (Figura 2.7). Quando submetidas a carregamentos dinâmicos, estas estruturas interagem com os outros elementos do sistema global, estabelecendo assim uma transferência mútua de energia vibratória. A influência desta interação, no comportamento dinâmico da estrutura, é determinada pelas propriedades mecânicas de todos os subsistemas do sistema global, pelo mecanismo de interação e pelo tipo de carregamento dinâmico. As barragens pertencem exatamente a esta categoria de estrutura (Feltrin, 1997).

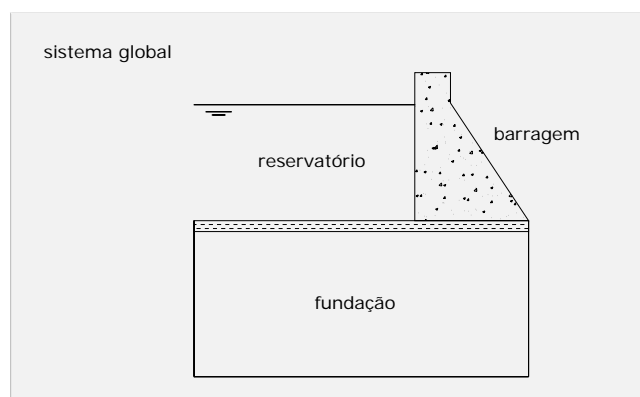


Figura 2.7 – Sistema global e subsistemas

A modelagem dos efeitos de interação no campo de análise sísmica de barragens tem longa tradição. Um dos primeiros estudos deste tipo de problema foi proposto por Westergaard (1933). Na época o problema de interação fluido-estrutura foi tratado como uma interação bi-dimensional entre o reservatório e a barragem, submetida a um movimento horizontal do terreno. A barragem foi idealizada como rígida e o reservatório suposto semi-infinito, com profundidade constante. A abordagem se caracterizou na verdade pela solução da equação de Laplace com uma fronteira “rígido-móvel” (barragem em movimento translacional de corpo rígido). Westergaard conseguiu demonstrar analiticamente, na interface barragem-reservatório, a distribuição de pressões no fluido. Seus resultados levaram a uma distribuição parabólica de pressões, proporcional à aceleração do sismo, e atuante na interface fluido-estrutura ao longo da altura da barragem. Este processo ficou conhecido como Massa Adicional e caracteriza a forma mais simples de abordagem do problema de interação barragem-reservatório (IBR). As forças de interação durante o abalo sísmico eram aplicadas como forças externas à barragem. A resposta da estrutura não contribuía para as forças de interação (não alterava o campo de pressões ao longo do tempo), pois esta era suposta rígida.

Chopra (1970) estudou a resposta de barragens de concreto gravidade durante a ocorrência de abalos sísmicos. Nesta análise a resposta da barragem foi representada por deformações que seguiam o modo fundamental de vibração da estrutura, e o reservatório foi tratado como um contínuo governado pela equação bi-dimensional da onda.

Chopra (1978) propôs uma metodologia para o projeto de barragens de concreto gravidade durante a ocorrência de abalos sísmicos. A metodologia proposta considerava as forças de interação desenvolvidas em seu trabalho anterior (Chopra, 1970). Este método foi aprimorado posteriormente (Chopra, 1987), e passou a incluir os efeitos da interação solo-estrutura e a contribuição de modos mais altos de vibração.

O problema de interação barragem-reservatório-fundação também passou a ser tratado numericamente, tanto pelo Método dos Elementos Finitos, como por meio do Método dos Elementos de Contorno. Atualmente existem numerosos trabalhos envolvendo análises dinâmicas no domínio da frequência e no domínio do tempo, assim como análises não lineares, que consideram a fissuração e o comportamento não-linear dos materiais.

Nos últimos cinco anos o Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB (GDFE) tem desenvolvido e sistematizado várias metodologias para o tratamento da interação fluido-estrutura voltada à engenharia de barragens, tais como: Silva e Pedroso (2006a), Silva e Pedroso (2006b), Silva e Pedroso (2005) e Sousa Jr. e Pedroso (2003).

## **2.7 - MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA DE BARRAGENS**

Para se avaliar uma barragem existente quanto a sua segurança sísmica, considerando uma análise completa do sistema barragem-reservatório-fundação (BRF), três passos são necessários: a estimativa do movimento do solo, o registro deste movimento e a interpretação da resposta dinâmica. Cada um desses passos pode ser tratado variando-se os graus de refinamento, com vários tipos de modelos, que evoluem em sofisticação (Silva e Pedroso, 2005).

Cinco níveis de análise são definidos em função do grau de complexidade do fenômeno envolvido na interação do sistema BRF, do modelo adotado para o sistema e da representação do movimento sísmico (Ghrib *et al.*, 1997):

- 1) Análise preliminar (Nível 0);
- 2) Método Pseudo-Estático ou Método do Coeficiente Sísmico (Nível I);
- 3) Método Pseudo-Dinâmico ou Método de Chopra ou resposta espectral (Nível II);
- 4) Análise da história linear no tempo ou no domínio da frequência (Nível III);
- 5) Análise da história não-linear no tempo (Nível IV).

A escolha do método mais apropriado de análise depende (Ghrib *et al.*, 1997):

- da severidade do tremor do solo esperado na área;
- da importância da estrutura e suas conseqüências (danos e falhas);
- das propriedades mecânicas iniciais e das condições estruturais da barragem;
- da precisão demandada pela análise;
- e (até certo ponto) da vida útil que ainda resta à estrutura.

Em aplicações práticas, inicialmente se faz uma análise com modelos lineares simplificados, para avaliação de forças de inércia, interação BRF e mecanismos resistentes

da barragem, de modo a verificar as exigências de desempenho. Nesta fase pretende-se avaliar o aumento relativo das tensões com a adição das cargas sísmicas. Uma estimativa refinada da distribuição de tensões não é necessária. Os métodos de análise geralmente utilizados são: o Pseudo-Estático (Nível I) e o Pseudo-Dinâmico (Nível II).

Se as tensões totais não satisfazem as exigências de segurança em áreas significativas da estrutura, o uso de análises transitórias (Níveis III e IV) pode ser necessário para estimar o número de ciclos e a duração de certas tensões excessivas.

### 2.7.1 - Análise preliminar (Nível 0)

Segundo Silva e Pedroso (2005) e Ghrib *et al.* (1997), a análise preliminar faz apenas uma avaliação prévia da severidade sísmica do local da barragem, e normalmente é resultado de valores obtidos de cartas sísmicas locais/regionais (isosísmicas ou de isoaceleração), não se caracterizando em sua essência em um verdadeiro método consistente de análise.

Na verdade, este nível de análise indica apenas se existe, de acordo com as normas locais, a necessidade de uma análise sísmica da barragem.

### 2.7.2 - Método Pseudo-Estático (Nível I)

Neste método o maciço é tratado como um corpo rígido, acelerado a uma certa fração da aceleração da gravidade, e as pressões hidrodinâmicas obtidas pela formulação proposta por Westergaard (1933). As forças hidrodinâmicas e de inércia são então combinadas e aplicadas à barragem para uma análise estática equivalente, que pode ser realizada pelo Método da Gravidade, ou por meio de um método numérico. A Figura 2.8 esquematiza este nível de análise.

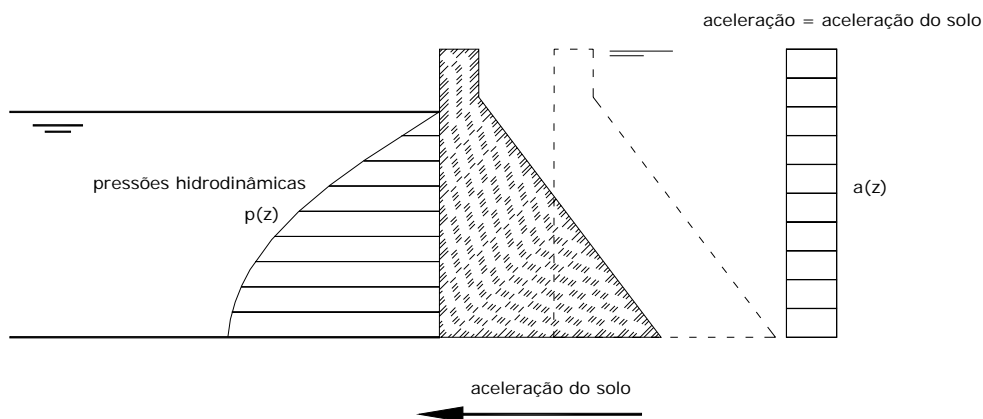


Figura 2.8 – Método Pseudo-Estático (Nível I)

As hipóteses fundamentais deste método são (Priscu, 1985):

- A aceleração é constante ao longo de toda a barragem, e é igual à aceleração sísmica de uma fundação infinitamente rígida;
- As forças de inércia são aplicadas no centróide da barragem;
- As tensões induzidas pelo terremoto na estrutura são determinadas por meio de uma análise estática equivalente.

De acordo com Priscu (1985), as principais desvantagens deste método surgem da desconsideração: da elasticidade da estrutura, da variação da aceleração da fundação com o tempo, da capacidade de amortecimento da estrutura e da alternância e características de curta duração da carga sísmica. Entretanto, segundo o autor, apesar de todas estas desvantagens o método ainda continua sendo empregado devido ao seu caráter simplificado e rotineiro.

### 2.7.3 - Método Pseudo-Dinâmico (Nível II)

Este procedimento analítico foi desenvolvido pelo professor Anil Chopra (1978) como um cálculo manual alternativo em relação a procedimentos mais gerais, que requerem a utilização de um computador. Trata-se de uma análise simplificada do espectro de resposta, que determina a resposta da estrutura no modo fundamental de vibração, para um movimento horizontal do terreno (FERC, 2002). A Figura 2.9 esquematiza este nível de análise.

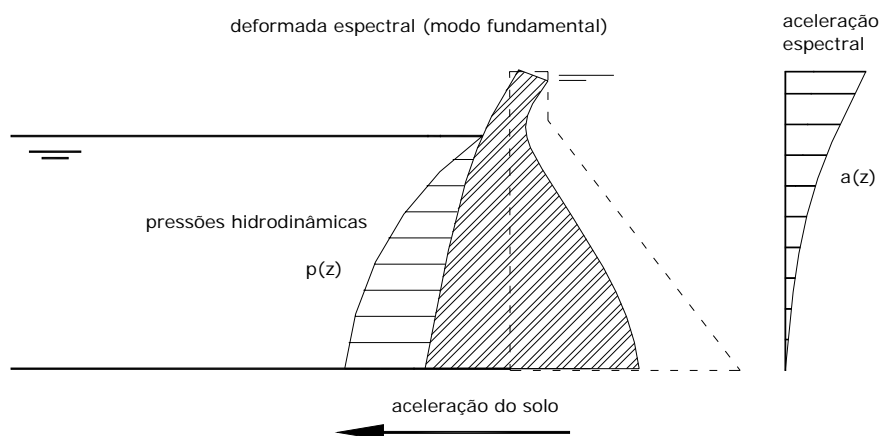


Figura 2.9 – Método Pseudo-Dinâmico (Nível II)

As hipóteses fundamentais deste método são (Priscu, 1985):

- As respostas de aceleração são variáveis ao longo da altura da barragem, e são obtidas por meio de uma análise espectral;
- As forças de amortecimento são consideradas na análise;
- As forças sísmicas são obtidas por meio de uma análise espectral e aplicadas estaticamente;
- As tensões induzidas pelo terremoto na estrutura são determinadas por meio de uma análise estática equivalente.

De acordo com Priscu (1985), a principal desvantagem deste método é a não consideração da natureza oscilatória e das características de curta duração da carga sísmica.

#### 2.7.4 - Análise Dinâmica (Níveis III e IV)

O método dinâmico propriamente dito, que é uma associação de três modelos matemáticos para a análise sísmica (análise da história linear no tempo, ou no domínio da frequência, e análise da história não-linear no tempo), é utilizado para a determinação da resposta dinâmica da estrutura em termos de cargas e tensões, assumindo que (Priscu, 1985):

- As respostas de aceleração variam ao longo da barragem;
- As forças sísmicas são desenvolvidas dinamicamente;
- As tensões induzidas pelo terremoto na estrutura são determinadas por meio de um procedimento dinâmico de cálculo.

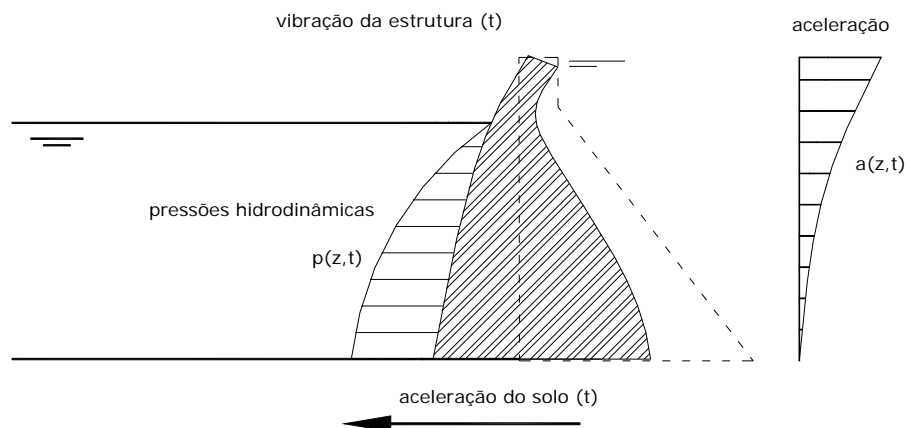


Figura 2.10 – Análise dinâmica (Níveis III e IV)



Considera-se desta forma, o efeito transitório das forças de origem sísmica. A Figura 2.10 esquematiza estes níveis de análise.

Uma variante das análises dos níveis III e IV poderia ser proposta com a inclusão do problema acoplado barragem-reservatório-fundação - através de uma discretização completa do sistema (via Método dos Elementos Finitos, por exemplo) - aspecto não necessariamente tratado de forma completa nas abordagens dos níveis anteriores.

### 2.7.5 - Particularidades dos níveis de análise sísmica de barragens

A Tabela 2.6 ilustra as principais características dos métodos de análise sísmica descritos anteriormente.

Tabela 2.6 – Principais características dos métodos de análise sísmica

Nível	Análise	Interação do sistema BRF	Natureza oscilatória e características de curta duração do sismo
0	preliminar	-	-
I	estática equivalente	Barragem-Reservatório (corpo rígido)	não consideradas
II	estática equivalente	Barragem-Reservatório-Fundação (modo fundamental, podendo incluir correções para modos mais altos de vibração)	não consideradas
III e IV	dinâmica	Barragem-Reservatório-Fundação	consideradas

### **3 - O MÉTODO DA GRAVIDADE PARA ANÁLISE DE TENSÕES**

Neste capítulo encontra-se o desenvolvimento das formulações analíticas do Método da Gravidade. Serão apresentadas figuras e equações que mostram de forma detalhada como obter as tensões em uma seção transversal qualquer de uma barragem de concreto gravidade, submetida a carregamentos usuais. É um capítulo importante, pois permite identificar a origem de cada um dos termos contidos nas formulações, além de permitir esclarecer as limitações do método.

#### **3.1 - INTRODUÇÃO**

O “Método da Gravidade para Análise de Tensões e Estabilidade” é utilizado para estudos preliminares de barragens de gravidade, dependendo da fase de projeto e da informação necessária. O Método da Gravidade também é utilizado para o projeto definitivo de barragens retas de gravidade onde as juntas de retração não são travadas, nem grauteadas (USBR, 1976).

O Método da Gravidade proporciona um meio aproximado para a determinação de tensões em seções transversais de uma barragem de concreto gravidade. É aplicado para barragens com inclinações constantes, ou variáveis, a montante e a jusante. As equações são fornecidas de forma padronizada, com ilustrações mostrando o cálculo de tensões normais e cisalhantes em planos horizontais e verticais, além das tensões principais, para situações de reservatório cheio e vazio, incluindo os efeitos do reservatório a jusante e de terremotos. As subpressões em uma seção horizontal geralmente não são incluídas com as pressões de contato no cálculo das tensões, e são consideradas separadamente no cálculo de fatores de estabilidade.

As fórmulas para o cálculo de tensões são baseadas nas hipóteses de uma distribuição linear de tensões verticais, e em uma distribuição parabólica de tensões cisalhantes em planos horizontais. Essas fórmulas proporcionam um método direto para o cálculo de tensões em qualquer ponto de uma seção transversal de uma barragem de gravidade. As hipóteses são substancialmente corretas, exceto para planos horizontais próximos à base da barragem, onde os efeitos da deformação da fundação são refletidos na distribuição de tensões. Nestes locais, a modificação das tensões devido às deformações geralmente é pequena, em barragens de pequena a média altura, mas podem ser importantes para barragens de altura elevada.

O desenvolvimento analítico apresentado neste capítulo é original e foi obtido a partir das figuras e formulário final dado pelo USBR (1976).

As expressões fornecidas nesta referência são universalmente aceitas e utilizadas sem que os usuários tenham conhecimento do processo utilizado em sua obtenção. Desta forma, a aplicação destas fórmulas sem o conhecimento das limitações do método ocorre sem a confiança necessária do usuário para a sua utilização.

Trata-se, na verdade, de um problema de elasticidade 2D, onde a partir de tensões e esforços nas fronteiras do domínio de interesse (barragens, por exemplo), podem-se determinar de forma analítica as tensões em um ponto qualquer deste domínio (maciço).

As deduções destas expressões e suas respectivas validações se caracterizam por um dos pontos relevantes deste trabalho. Uma tentativa de rededução completa destas expressões fora objeto da dissertação de Oliveira (2002); no entanto este desenvolvimento ficou limitado as tensões  $\sigma_z$  e  $\tau_{zy}$ , não tendo se obtido, de forma adequada e fidedigna, a tensão  $\sigma_y$ , aspecto conseguido neste trabalho.

### 3.2 - HIPÓTESES DO MÉTODO

- O concreto utilizado na barragem é um material homogêneo, isotrópico e uniformemente elástico;
- Não existem movimentos diferenciais no local da barragem devido às cargas hidrostáticas atuantes no reservatório;
- Todas as cargas aplicadas são transferidas à fundação pela “ação de viga”, ou seja, a barragem é analisada em um corte de largura unitária, sem restrição lateral.

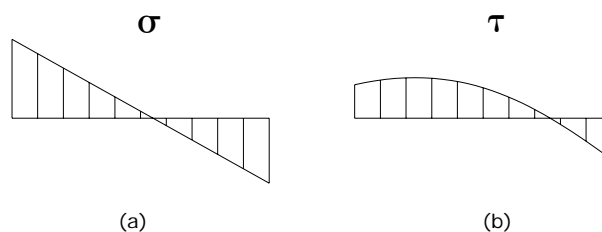


Figura 3.1 - Distribuição típica de tensões normais (a) e cisalhantes (b) em uma seção horizontal

- As tensões normais em planos horizontais variam linearmente da face de montante à face de jusante (Figura 3.1-a);
- As tensões de cisalhamento em planos horizontais variam parabolicamente da face de montante à face de jusante (Figura 3.1-b).

### 3.3 - NOTAÇÕES PARA AS CONDIÇÕES NORMAIS DE OPERAÇÃO

Os símbolos e as definições para as condições normais de operação do reservatório são apresentados a seguir. Os esforços atuantes incluem as cargas de reservatório a montante e a jusante, conforme mostra a Figura 3.2. A seção a que se faz referência é formada por um plano horizontal arbitrário da barragem.

- *Propriedades e Dimensões:*

- O = origem das coordenadas, a jusante da seção considerada;
- $\phi$  = ângulo formado pela face do elemento com a vertical;
- T = distância horizontal da face de montante à face de jusante da seção considerada;
- c = distância horizontal, do centro de gravidade da seção considerada, à face de montante ou jusante, igual a T/2;
- A = área da seção, igual a T;
- I = momento de inércia em relação ao centro de gravidade da seção, igual a  $T^3/12$ ;
- $\omega_c$  = peso unitário do concreto;
- $\omega$  = peso unitário da água;
- h ou h' = distância vertical da superfície do reservatório a montante ou a jusante, respectivamente, à seção;
- p ou p' = pressão hidrostática a montante ou a jusante, respectivamente, na seção. É igual a  $\omega h$  ou  $\omega h'$ .

- *Forças e Momentos:*

- $W_c$  = peso próprio acima da seção considerada;
- $M_c$  = momento de  $W_c$  em relação ao centro da seção;
- $W_w$  ou  $W_w'$  = componente vertical do reservatório a montante ou a jusante, respectivamente, na face acima da seção;
- $M_w$  ou  $M_w'$  = momento de  $W_w$  ou  $W_w'$  em relação ao centro de gravidade da seção;
- V ou V' = componente horizontal do reservatório a montante ou a jusante, respectivamente, na face acima da seção. É igual a  $\omega h^2/2$  ou  $\omega(h')^2/2$ ;

- $M_p$  ou  $M_p'$  = momento de  $V$  ou  $V'$  em relação ao centro de gravidade da seção, igual a  $\omega h^3/6$  ou  $\omega(h')^3/6$ ;  
 $\Sigma W$  = resultante vertical das forças acima da seção, igual à  $W_c + W_w + W_w'$ ;  
 $\Sigma V$  = resultante horizontal das forças acima da seção, igual a  $V + V'$ ;  
 $\Sigma M$  = resultante dos momentos acima da seção em relação ao centro de gravidade, igual à  $M_c + M_w + M_w' + M_p + M_p'$ . Um momento positivo produz compressão na fibra a montante (Figura 3.4-b). Todas as tensões normais positivas são de compressão (Figura 3.4-a);  
 $U$  = força total de subpressão na seção considerada.

As forças horizontais positivas agem na direção a montante (Figura 3.4-b).

- *Tensões:*

- $\sigma_Z$  = tensão normal ao plano horizontal;  
 $\sigma_Y$  = tensão normal ao plano vertical;  
 $\tau_{ZY} = \tau_{YZ}$  = tensão de cisalhamento em um plano vertical ou horizontal. A convenção de sinais para a tensão cisalhante está representada na Figura 3.4-a.

$a, a_1, a_2, b, b_1, b_2, c_1, c_2, d_2$  = constantes

- $\otimes$  = símbolo que indica a omissão ou não do peso específico da água;  
 $\sigma_{P1}$  = primeira tensão principal;  
 $\sigma_{P2}$  = segunda tensão principal;  
 $\phi_{P1}$  = ângulo formado entre  $\sigma_{P1}$  e a vertical. É positivo no sentido horário.

- *Subscritos:*

- $U$  = face a montante;  
 $D$  = face a jusante;  
 $w$  = componente vertical da água;  
 $p$  = componente horizontal da água.

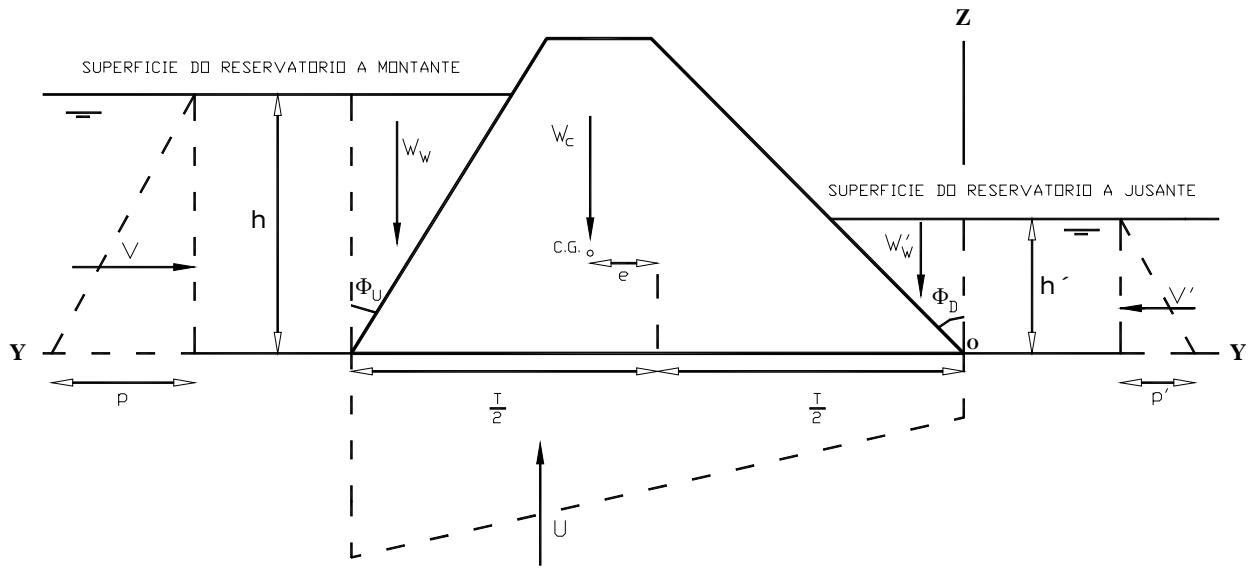


Figura 3.2 - Seção vertical da barragem

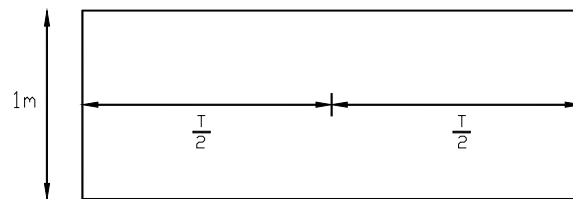


Figura 3.3 - Seção horizontal da barragem

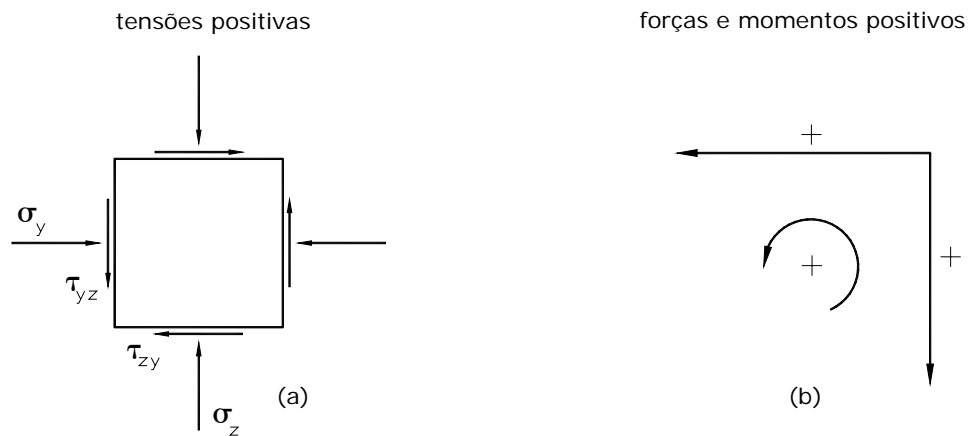


Figura 3.4 - Convenção de tensões (a) e esforços (b)

### 3.4 - FORÇAS E MOMENTOS ATUANTES NA BARRAGEM

As forças atuantes na barragem, incluindo os efeitos da subpressão, são apresentadas para as condições normais de carregamento na Figura 3.2. A convenção de sinais para forças, momentos e tensões é apresentada na Figura 3.4. Caso a barragem esteja submetida a efeito de sismos, as forças hidrodinâmicas e de inércia devem ser acrescentadas aos diagramas da Figura 3.2.

As forças e os momentos devido às cargas estáticas podem ser facilmente calculados para cada seção, através da determinação das áreas e dos braços de alavanca dos diagramas de pressões, e da área e excentricidade das seções verticais.

### 3.5 - EQUAÇÕES DE ESFORÇOS DEVIDO ÀS CARGAS ESTÁTICAS

Todas as forças serão aplicadas no centro de gravidade da seção, através da redução das forças aplicadas a um ponto. Portanto, a análise será conduzida com todas as forças e os seus respectivos momentos aplicados neste ponto.

#### 3.5.1 - Forças verticais ( $W_w$ , $W_w'$ e $W_c$ )

##### 3.5.1.1 - Peso da coluna de água a montante ( $W_w$ )

O valor desta componente é dado pelo volume de água em contato com a face da barragem, acima da seção considerada, multiplicado pelo peso específico da água. Este volume é formado por um prisma de seção triangular com largura unitária.

Portanto:

$$W_w = A \cdot 1 \cdot \omega = \frac{h \cdot (h \cdot \tan(\phi_U))}{2} \cdot \omega \quad (3.1)$$

##### 3.5.1.2 - Peso da coluna de água a jusante ( $W_w'$ )

O valor desta componente é fornecido de maneira análoga ao da componente a montante.

Portanto:

$$W_w' = A \cdot 1 \cdot \omega = \frac{h' \cdot (h' \cdot \tan(\phi_D))}{2} \cdot \omega \quad (3.2)$$

### 3.5.1.3 - Peso próprio ( $W_c$ )

O valor desta componente é dado pelo volume da barragem acima da seção considerada, multiplicado pelo peso específico do concreto. Este volume é formado por um prisma de seção trapezoidal com largura unitária.

Portanto:

$$W_c = \frac{(a + T)}{2} \cdot z \cdot \omega_c \quad (3.3)$$

onde:

- $a$  = comprimento da crista da barragem;
- $z$  = altura medida entre a crista e a seção considerada.

## 3.5.2 - Forças horizontais ( $V$ e $V'$ )

### 3.5.2.1 - Componente horizontal a montante ( $V$ )

O valor desta componente é dado pelo volume do prisma de seção triangular com largura unitária, acima da seção considerada.

Portanto:

$$V = -\frac{p \cdot h}{2} = -\frac{\omega \cdot h^2}{2} \quad (3.4)$$

### 3.5.2.2 - Componente horizontal a jusante ( $V'$ )

O valor desta componente é fornecido de maneira análoga ao da componente a montante.



Portanto:

$$V' = \frac{p \cdot h'}{2} = \frac{\omega \cdot (h')^2}{2} \quad (3.5)$$

### 3.5.3 - Momentos ( $M_c, M_w, M_w', M_p, M_p'$ )

#### 3.5.3.1 - Momento devido ao peso próprio ( $M_c$ )

O valor deste momento é dado pela componente do peso próprio ( $W_c$ ) multiplicada pelo braço de alavanca existente entre o centro de gravidade (c.g.) e o centro da seção considerada.

Para o cálculo do braço de alavanca, será necessário determinar a posição do centro de gravidade do trapézio acima da seção considerada. Para facilitar a formulação, iremos denominar alguns parâmetros geométricos conforme a Figura 3.5.

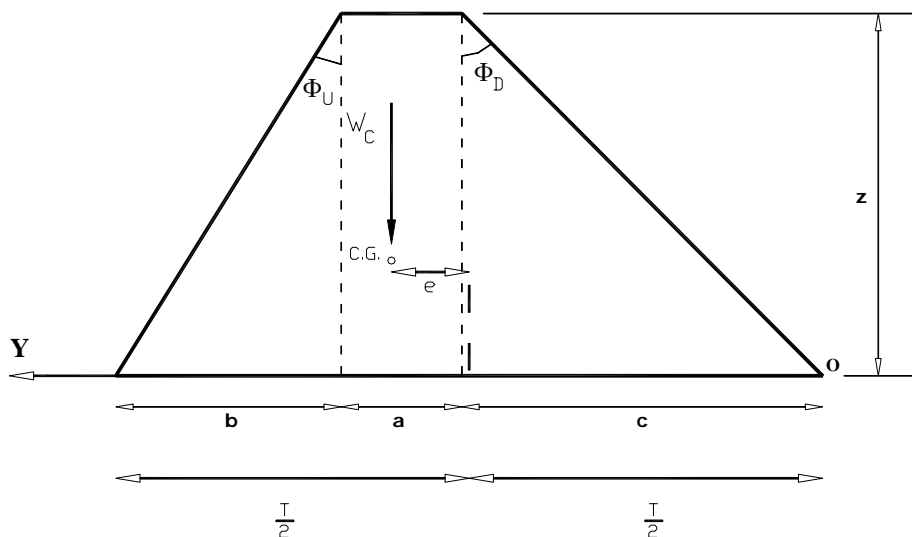


Figura 3.5 - Parâmetros geométricos para o cálculo de  $M_c$  para uma seção trapezoidal

A posição do centro de gravidade (c.g.) em relação ao eixo Y pode ser obtida em função destes parâmetros.

Calculando o centro de gravidade em relação ao eixo Y, obtemos:

$$Y_g = \frac{\sum A \cdot y_g}{\sum A} = \frac{\left(\frac{z \cdot c}{2}\right) \cdot \frac{2}{3} \cdot c + (a \cdot z) \cdot \left(\frac{a}{2} + c\right) + \left(\frac{z \cdot b}{2}\right) \cdot \left(c + a + \frac{b}{3}\right)}{\frac{c \cdot z}{2} + a \cdot z + \frac{b \cdot z}{2}} \quad (3.6)$$

O valor da excentricidade (e) pode ser obtido por:

$$e = Y_g - \frac{T}{2} \quad (3.7)$$

Combinando as Equações (3.6) e (3.7), e simplificando a expressão resultante obtemos:

$$e = -\frac{\frac{a \cdot b}{2} + \frac{b^2}{6} - \frac{c^2}{6} - \frac{a \cdot c}{2}}{a + T} \quad (3.8)$$

O momento  $M_c$  pode então finalmente ser obtido através do produto entre as Equações (3.3) e (3.8).

$$M_c = W_c \cdot e = \left(\frac{(a+T)}{2} \cdot z \cdot \omega_c\right) \cdot \left(-\frac{\frac{a \cdot b}{2} + \frac{b^2}{6} - \frac{c^2}{6} - \frac{a \cdot c}{2}}{a + T}\right) \quad (3.9)$$

### 3.5.3.2 - Momento devido ao peso da coluna de água a montante ( $M_w$ )

O valor deste momento é dado pela componente  $W_w$ , Equação (3.1), multiplicada por seu respectivo braço de alavanca.

Portanto:

$$M_w = \left(\frac{h \cdot (h \cdot \tan(\phi_U))}{2}\right) \cdot \omega \cdot \left(\frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h \cdot \tan(\phi_U)\right) \quad (3.10)$$

### 3.5.3.3 - Momento devido ao peso da coluna de água a jusante ( $M_w'$ )

O valor deste momento é obtido de maneira análoga ao da componente a montante. Um sinal negativo deve ser acrescentado à formulação, pois este momento sempre irá agir no sentido horário (contrário à convenção de sinais adotada).

Portanto:

$$M_w' = - \left( \frac{h' \cdot (h' \cdot \tan(\phi_D))}{2} \cdot \omega \right) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h' \cdot \tan(\phi_D) \right) \quad (3.11)$$

### 3.5.3.4 - Momento devido à componente horizontal a montante ( $M_p$ )

O valor deste momento é dado pela componente V, Equação (3.4), multiplicada por seu respectivo braço de alavanca.

Portanto:

$$M_p = V \cdot \frac{h}{3} = - \frac{\omega \cdot h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = - \frac{\omega \cdot h^3}{6} \quad (3.12)$$

### 3.5.3.5 - Momento devido à componente horizontal a jusante ( $M_p'$ )

O valor deste momento é obtido de maneira análoga ao da componente a montante.

Portanto:

$$M_p' = V' \cdot \frac{h'}{3} = \frac{\omega \cdot (h')^2}{2} \cdot \frac{h'}{3} = \frac{\omega \cdot (h')^3}{6} \quad (3.13)$$

## 3.6 - FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TENSÕES (CASO PARTICULAR)

### 3.6.1 - Tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ )

Partindo da suposição da teoria clássica de vigas, de que as tensões normais na direção z ( $\sigma_z$ ) variam linearmente ao longo da seção, tem-se que:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{\Sigma M \cdot y}{I} \quad (3.14)$$

onde:

- $\sigma_z$  = tensão normal ao plano horizontal;
- $\Sigma W$  = resultante das forças verticais na seção considerada;
- $A$  = área da seção transversal;
- $\Sigma M$  = somatório dos momentos em relação ao centro da seção considerada;
- $y$  = distância entre a linha neutra e o ponto onde se deseja obter  $\sigma_z$  na seção;
- $I$  = momento de inércia da seção transversal em relação à linha neutra.

Tomando como sistema de coordenadas locais o apresentado na Figura 3.2 (origem a jusante da seção), temos:

$$\sigma_z(y) = a + b \cdot y \quad (3.15)$$

em que  $a$  e  $b$  são constantes a determinar.

Calculando as tensões  $\sigma_z$  a partir da Equação (3.14), para as extremidades da seção ( $y = \pm T/2$ ), e chamando de  $\sigma_{zu}$  e  $\sigma_{zd}$  as tensões a montante e a jusante, respectivamente, e lembrando que  $I = T^3/12$ , obtemos:

$$\sigma_z(+T/2) = \sigma_{zu} = \frac{\Sigma W}{T} + \frac{\Sigma M \cdot (T/2)}{T^3/12} = \frac{\Sigma W}{T} + \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \quad (3.16)$$

$$\sigma_z(-T/2) = \sigma_{zd} = \frac{\Sigma W}{T} + \frac{\Sigma M \cdot (-T/2)}{T^3/12} = \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \quad (3.17)$$

Alterando o sistema de coordenadas para o proposto na Figura 3.2, e fazendo uso das Equações (3.16) e (3.17), obtemos:

$$\sigma_z(T) = a + b \cdot T = \sigma_{zu} \quad (3.18)$$

$$\sigma_z(0) = a = \sigma_{zd} \quad (3.19)$$

As Equações (3.18) e (3.19) formam um sistema de equações lineares onde  $a$  e  $b$  são as incógnitas. A solução do sistema resulta em:

$$a = \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) \text{ e } b = \left( \frac{12 \cdot \Sigma M}{T^3} \right) \quad (3.20)$$

A substituição da Equação (3.20) em (3.15) permite obter a forma final da equação de tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ ), com origem a jusante da seção considerada.

Assim, obtemos:

$$\sigma_z(y) = \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) + \left( \frac{12 \cdot \Sigma M}{T^3} \right) \cdot y \quad (3.21)$$

### 3.6.2 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical ( $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ )

Admite-se uma variação parabólica das tensões cisalhantes em um plano horizontal, conforme foi descrito anteriormente.

Portanto:

$$\tau_{zy}(y) = a_1 + b_1 \cdot y + c_1 \cdot y^2 \quad (3.22)$$

em que  $a_1$ ,  $b_1$  e  $c_1$  são constantes a determinar.

Para determinar estas constantes, iremos precisar de três equações. Duas destas equações podem ser obtidas através do equilíbrio de elementos infinitesimais a montante e a jusante da seção considerada (Figura 3.6).

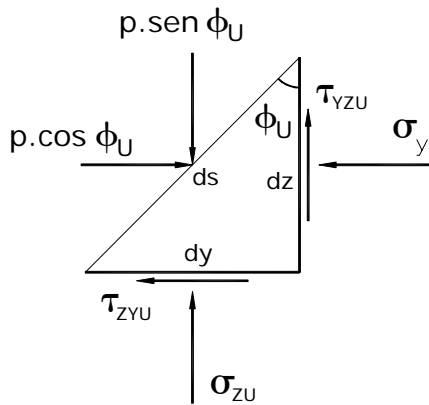
Fazendo o equilíbrio vertical do elemento infinitesimal a montante, obtemos:

$$\sigma_{zu} \cdot dy + \tau_{yzu} \cdot dz = p \cdot \text{sen}(\phi_u) \cdot ds \quad (3.23)$$

Sabemos que:

$$\frac{dy}{ds} = \text{sen}(\phi_u) \quad \text{e} \quad \frac{dz}{ds} = \text{cos}(\phi_u) \quad (3.24)$$

ELEMENTO INFINITESIMAL A MONTANTE



ELEMENTO INFINITESIMAL A JUSANTE

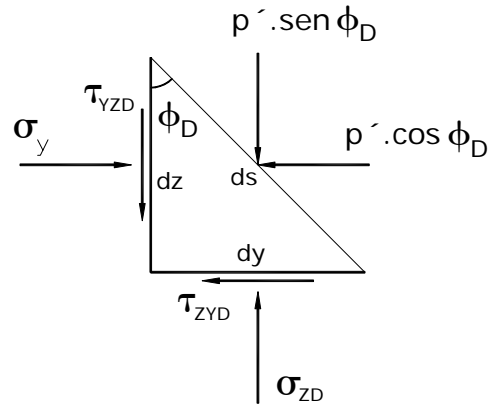


Figura 3.6 - Elementos infinitesimais a montante e a jusante

Substituindo (3.24) em (3.23), obtemos:

$$\sigma_{ZU} \cdot ds \cdot \text{sen}(\phi_U) + \tau_{YZU} \cdot ds \cdot \text{cos}(\phi_U) = p \cdot \text{sen}(\phi_U) \cdot ds \quad (3.25)$$

Cancelando o termo  $ds$  em ambos os lados da Equação (3.25) e mantendo apenas o termo  $\tau_{YZU}$  no lado esquerdo, obtemos:

$$\tau_{YZU} = \tau_{ZYU} = p \cdot \tan(\phi_U) - \sigma_{ZU} \cdot \tan(\phi_U) = -[\sigma_{ZU} - p] \cdot \tan(\phi_U) \quad (3.26)$$

Fazendo o equilíbrio vertical do elemento infinitesimal a jusante, obtemos:

$$\sigma_{ZD} \cdot dy - \tau_{YZD} \cdot dz = p' \cdot \text{sen}(\phi_D) \cdot ds \quad (3.27)$$

Sabemos que:

$$\frac{dy}{ds} = \text{sen}(\phi_D) \quad e \quad \frac{dz}{ds} = \text{cos}(\phi_D) \quad (3.28)$$

Substituindo (3.28) em (3.27), obtemos:

$$\sigma_{ZD} \cdot ds \cdot \text{sen}(\phi_D) - \tau_{YZD} \cdot ds \cdot \text{cos}(\phi_D) = p' \cdot \text{sen}(\phi_D) \cdot ds \quad (3.29)$$

Cancelando o termo  $ds$  em ambos os lados da Equação (3.29) e mantendo apenas o termo  $\tau_{YZD}$  no lado esquerdo, obtemos:

$$\tau_{YZD} = \tau_{ZYD} = \sigma_{ZD} \cdot \tan(\phi_D) - p' \cdot \tan(\phi_D) = [\sigma_{ZD} - p'] \cdot \tan(\phi_D) \quad (3.30)$$

Utilizando a Equação (3.22) com valores de  $y$  nas extremidades da seção (0 e  $T$ ), obtemos:

$$\tau_{ZY}(0) = \tau_{ZYD} = a_1 \quad (3.31)$$

$$\tau_{ZY}(T) = \tau_{ZYU} = \tau_{ZYD} + b_1 \cdot T + c_1 \cdot T^2 \quad (3.32)$$

Temos agora o valor de uma das constantes desconhecidas e uma equação. Precisamos de mais uma equação para determinar o valor das constantes  $b_1$  e  $c_1$ . Sabemos que a integração das tensões cisalhantes em um plano qualquer é igual ao esforço cortante atuante nesta seção.

Portanto:

$$\int_0^T \tau_{ZY}(y) \cdot dy = -\Sigma V \quad (3.33)$$

onde o sinal negativo é necessário, pois as convenções de sinais são contrárias para a tensão cisalhante e o esforço cortante.

Desenvolvendo o cálculo da integral chega-se à seguinte expressão:

$$\tau_{ZYD} \cdot T + b_1 \cdot \frac{T^2}{2} + c_1 \cdot \frac{T^3}{3} = -\Sigma V \quad (3.34)$$

Explicitando o termo  $b_1 \cdot T$  na Equação (3.32), obtemos:

$$b_1 \cdot T = \tau_{ZYU} - \tau_{ZYD} - c_1 \cdot T^2 \quad (3.35)$$

Substituindo a Equação (3.35) na Equação (3.34), temos:

$$\tau_{ZYD} \cdot T + \frac{T}{2} \cdot (\tau_{ZYU} - \tau_{ZYD} - c_1 \cdot T^2) + \frac{c_1 \cdot T^3}{3} = -\Sigma V \quad (3.36)$$

Explicitando o termo  $c_1$  :

$$\begin{aligned} \tau_{ZYD} + \frac{1}{2} \cdot (\tau_{ZYU} - \tau_{ZYD} - c_1 \cdot T^2) + \frac{c_1 \cdot T^2}{3} &= \frac{-\Sigma V}{T} \\ \tau_{ZYD} + \frac{\tau_{ZYU}}{2} - \frac{\tau_{ZYD}}{2} - \frac{c_1 \cdot T^2}{2} + \frac{c_1 \cdot T^2}{3} &= \frac{-\Sigma V}{T} \\ \frac{\tau_{ZYD}}{2} + \frac{\tau_{ZYU}}{2} - \frac{c_1 \cdot T^2}{6} &= \frac{-\Sigma V}{T} \\ c_1 &= \frac{1}{T^2} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 3 \cdot \tau_{ZYD} + 3 \cdot \tau_{ZYU} \right] \end{aligned} \quad (3.37)$$

Substituindo a equação (3.37) na equação (3.35) e isolando  $b_1$ , obtemos:

$$b_1 = -\frac{1}{T} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{ZYU} + 4 \cdot \tau_{ZYD} \right] \quad (3.38)$$

A substituição das Equações (3.31), (3.37) e (3.38) em (3.22) permite obter a forma final da equação de tensões cisalhantes em um plano horizontal ou vertical ( $\tau_{YZ} = \tau_{ZY}$ ), com origem a jusante da seção considerada. Desta forma, obtemos:

$$\tau_{ZY}(y) = \tau_{ZYD} - \frac{1}{T} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{ZYU} + 4 \cdot \tau_{ZYD} \right] \cdot y + \frac{1}{T^2} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 3 \cdot \tau_{ZYD} + 3 \cdot \tau_{ZYU} \right] \cdot y^2 \quad (3.39)$$

### 3.6.3 - Tensões normais ao plano vertical ( $\sigma_y$ )

A distribuição destas tensões ao longo de uma seção horizontal qualquer é parabólica de terceiro grau, conforme irão mostrar as deduções a seguir:

$$\sigma_y(y) = a_2 + b_2 y + c_2 y^2 + d_2 y^3 \quad (3.40)$$

As constantes que governam esta função serão determinadas através do equilíbrio de um prisma de altura infinitesimal (Figura 3.7)



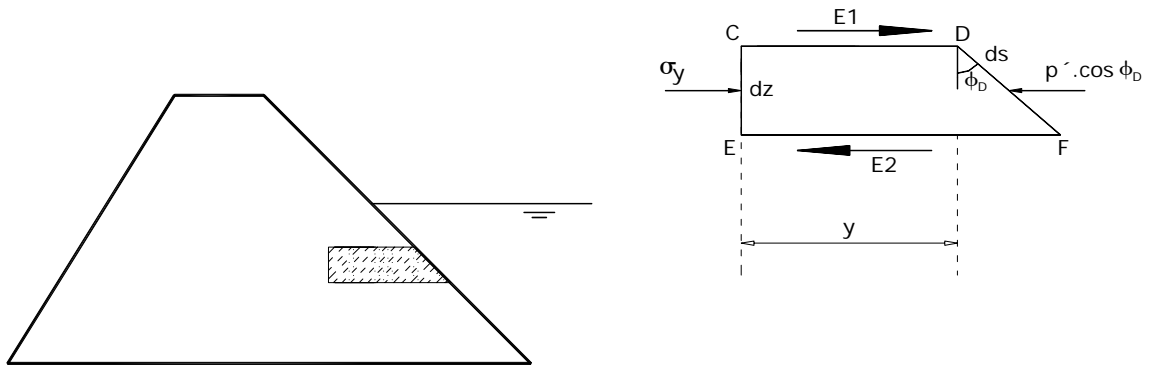


Figura 3.8 – Prisma de altura infinitesimal

Considerando equilíbrio deste prisma na direção horizontal, temos:

$$\sigma_y \cdot dz = p' \cdot \cos(\phi_b) \cdot ds + E2 - E1$$

$$\sigma_y \cdot dz = p' \cdot dz + E2 - E1$$

$$\sigma_y = p' + \frac{E2 - E1}{dz} \quad (3.41)$$

A resultante das tensões de cisalhamento na face superior do prisma (E1), pode ser obtida através da integração destas tensões ao longo desta face, conforme mostra a Equação (3.42).

$$E1 = \int_{CD} (\tau_{ZY}) dy \quad (3.42)$$

Procedendo da mesma forma, pode-se obter a resultante na face inferior do prisma (E2), conforme mostra a Equação (3.43).

$$E2 = \int_{EF} (\tau_{ZY} + \frac{\partial \tau_{ZY}}{\partial z} dz) dy \quad (3.43)$$

Substituindo (3.22) em (3.42) e resolvendo a integral, obtemos:

$$E1 = \int_{CD} (\tau_{ZY}) dy = \int_0^y (a_1 + b_1 \cdot y + c_1 \cdot y^2) dy = a_1 \cdot y + b_1 \cdot \frac{y^2}{2} + c_1 \cdot \frac{y^3}{3} \quad (3.44)$$

Substituindo (3.22) em (3.43), obtemos:

$$E2 = \int_{EF} \left( \tau_{ZY} + \frac{\partial \tau_{ZY}}{\partial z} dz \right) dy = \int_0^{y+\tan(\phi_D) \cdot dz} \left( a_1 + b_1 \cdot y + c_1 \cdot y^2 \right) dy + \int_0^{y+\tan(\phi_D) \cdot dz} \left( \left( \frac{\partial a_1}{\partial z} + \frac{\partial b_1}{\partial z} \cdot y + \frac{\partial c_1}{\partial z} \cdot y^2 \right) \cdot dz \right) dy \quad (3.45)$$

Resolvendo as integrais da Equação (3.45), tem-se:

$$\int_0^{y+\tan(\phi_D) \cdot dz} \left( a_1 + b_1 \cdot y + c_1 \cdot y^2 \right) dy = a_1 \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz) + \frac{b_1}{2} \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz)^2 + \frac{c_1}{3} \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz)^3 \quad (3.46)$$

$$\int_0^{y+\tan(\phi_D) \cdot dz} \left( \left( \frac{\partial a_1}{\partial z} + \frac{\partial b_1}{\partial z} \cdot y + \frac{\partial c_1}{\partial z} \cdot y^2 \right) \cdot dz \right) dy = \left( \frac{\partial a_1}{\partial z} \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz) + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial b_1}{\partial z} \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz)^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{\partial c_1}{\partial z} \cdot (y + \tan(\phi_D) \cdot dz)^3 \right) \cdot dz$$

Resolvendo o lado direito da Equação (3.41), utilizando as Equações (3.44) e (3.46), e desprezando os termos de ordem infinitesimal, obtém-se:

$$\sigma_y = \left( a_1 \cdot \tan(\phi_D) + p' \right) + \left( b_1 \cdot \tan(\phi_D) + \frac{\partial a_1}{\partial z} \right) \cdot y + \left( c_1 \cdot \tan(\phi_D) + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial b_1}{\partial z} \right) \cdot y^2 + \left( \frac{1}{3} \cdot \frac{\partial c_1}{\partial z} \right) \cdot y^3 \quad (3.47)$$

Comparando as Equações (3.40) e (3.47), podemos facilmente identificar as constantes  $a_2$ ,  $b_2$ ,  $c_2$  e  $d_2$ . Temos então:

$$a_2 = a_1 \tan(\phi_D) + p' \quad (3.48)$$

$$b_2 = b_1 \tan(\phi_D) + \partial a_1 / \partial z$$

$$c_2 = c_1 \tan(\phi_D) + \frac{1}{2}(\partial b_1 / \partial z)$$

$$d_2 = \frac{1}{3}(\partial c_1 / \partial z)$$
(3.48)

Resta agora determinar os valores das derivadas parciais da Equação (3.48), necessárias para o cálculo das constantes da Equação (3.40).

### 3.6.3.1 - Cálculo de $\partial a_1 / \partial z$

Para o cálculo de  $\partial a_1 / \partial z$  podemos proceder da seguinte forma:

Da Equação (3.31), temos:

$$a_1 = \tau_{ZYD}$$
(3.49)

onde  $\tau_{ZYD}$  é dado pela Equação (3.30). Substituindo a Equação (3.30) em (3.49), obtemos:

$$a_1 = [\sigma_{ZD} - p'] \cdot \tan(\phi_D)$$
(3.50)

Então,  $\partial a_1 / \partial z$  será dado por:

$$\partial a_1 / \partial z = \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) - \frac{\partial p'}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) = \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) - \omega^{\otimes} \cdot \tan(\phi_D)$$
(3.51)

$\omega^{\otimes}$  é o peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista superfície de reservatório a jusante acima da seção considerada. Temos ainda que determinar  $\frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z}$ .

Das Equações (3.19) e (3.20) sabemos que:

$$\sigma_{ZD} = \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right)$$
(3.52)

Logo:

$$\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) = \frac{\left( \frac{\partial \Sigma W}{\partial z} \right) \cdot T - \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma W}{T^2} - 6 \cdot \frac{\left( \frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) \cdot T^2 - \left( 2 \cdot T \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma M}{T^4} \quad (3.53)$$

Temos que encontrar três novas derivadas parciais:

$$\frac{\partial T}{\partial z}, \frac{\partial \Sigma W}{\partial z} \text{ e } \frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \quad (3.54)$$

Da Figura 3.5, sabemos que:

$$T = a + b + c \quad (3.55)$$

onde:

- $a$  = comprimento da crista da barragem;
- $b$  =  $z \cdot \tan(\phi_U)$ ;
- $c$  =  $z \cdot \tan(\phi_D)$ .

Assim:

$$\frac{\partial T}{\partial z} = \tan(\phi_U) + \tan(\phi_D) \quad (3.56)$$

Somando as Equações (3.1), (3.2) e (3.3), obtemos:

$$\Sigma W = W_w + W_w' + W_c = \frac{h \cdot (h \cdot \tan(\phi_U))}{2} \cdot \omega + \frac{h' \cdot (h' \cdot \tan(\phi_D))}{2} \cdot \omega + \frac{(a+T)}{2} \cdot z \cdot \omega_c \quad (3.57)$$

Logo:

$$\frac{\partial \Sigma W}{\partial z} = h \cdot \tan(\phi_U) \cdot \omega + h' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \omega + \frac{(a+T)}{2} \cdot \omega_c + \frac{\omega_c}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \cdot z \quad (3.58)$$

Somando as Equações (3.9), (3.10), (3.11), (3.12) e (3.13), obtemos:

$$\begin{aligned}\Sigma M &= M_c + M_w + M_w' + M_p + M_p' \\ &= -\left(\frac{a \cdot b}{4} + \frac{b^2}{12} - \frac{c^2}{12} - \frac{a \cdot c}{4}\right) \cdot z \cdot \omega_c + \left(\frac{h \cdot (h \cdot \tan(\phi_U))}{2} \cdot \omega\right) \cdot \left(\frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h \cdot \tan(\phi_U)\right) - \\ &\quad \left(\frac{h' \cdot (h' \cdot \tan(\phi_D))}{2} \cdot \omega\right) \cdot \left(\frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h' \cdot \tan(\phi_D)\right) - \frac{\omega \cdot h^3}{6} + \frac{\omega \cdot (h')^3}{6}\end{aligned}\quad (3.59)$$

Obtendo a derivada parcial  $\frac{\partial \Sigma M}{\partial z}$  da Equação (3.59) e substituindo (3.56), (3.58) e (3.60) em (3.53), e expandindo a expressão, chega-se a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} &= \frac{1}{T^2} \cdot \left( \left( p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + \frac{(a+T)}{2} \cdot \omega_c + \frac{(b+c)}{2} \cdot \omega_c \right) \cdot T - \right. \\ &\quad \left. - (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma W \right) \\ &\quad - \frac{6}{T^4} \cdot \left( \left( -\left( \frac{a \cdot \tan(\phi_U)}{2} + \frac{b \cdot \tan(\phi_U)}{4} - \frac{c \cdot \tan(\phi_D)}{4} - \frac{a \cdot \tan(\phi_D)}{2} \right) \cdot z \cdot \omega_c + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + p \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{3 \cdot p} \cdot W_w \right) + (W_w) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) - \frac{1}{3} \cdot \tan(\phi_U) \right) - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - p' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{3 \cdot p'} \cdot W_w' \right) - (W_w') \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) - \frac{1}{3} \cdot \tan(\phi_D) \right) + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \Sigma V \right) \cdot T^2 \right) \\ &\quad \left. - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \right)\end{aligned}\quad (3.60)$$

A expressão matemática fornecida pela Equação (3.61) será muito útil para a simplificação da Equação (3.60). Temos que:

$$\frac{\Sigma W \cdot \tan(\phi_D) - \Sigma W \cdot \tan(\phi_U)}{2} = \left[ \left( \frac{a \cdot \tan(\phi_D)}{2} + \frac{c}{4} \cdot \tan(\phi_D) \right) \cdot z \cdot \omega_c - \left( \frac{a \cdot \tan(\phi_U)}{2} + \frac{b}{4} \cdot \tan(\phi_U) \right) \cdot z \cdot \omega_c + \right. \\ \left. \frac{W_w \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} + \frac{W_w' \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} \right]\quad (3.61)$$

Substituindo a expressão da Equação (3.61) em (3.60), obtemos:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} &= \frac{1}{T^2} \cdot \left( \left( p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c \right) \cdot T - \right. \\ &\quad \left. - (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma W \right) \\ &\quad - \frac{6}{T^4} \cdot \left( \left( \frac{\Sigma W \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} + p \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \right) \cdot T^2 \right. \\ &\quad \left. - \left( -p' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) + \Sigma V \right) \right. \\ &\quad \left. - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \right)\end{aligned}\quad (3.62)$$

que pode ser simplificada mais uma vez, resultando em uma forma mais elegante:

$$\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = \omega_c + \tan(\phi_u) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} + \frac{2\Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p}{T} \right) + \tan(\phi_b) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} - \frac{4\Sigma W}{T^2} + \frac{4 \cdot p'}{T} \right) - \frac{6\Sigma V}{T^2} \quad (3.63)$$

Portanto, para determinar  $\partial a_1 / \partial z$  basta substituir a equação (3.63) em (3.51).

### 3.6.3.2 - Cálculo de $\partial b_1 / \partial z$

Para o cálculo de  $\partial b_1 / \partial z$  podemos proceder da seguinte forma:

Tomando a Equação (3.38), temos:

$$b_1 = -\frac{1}{T} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{zyu} + 4 \cdot \tau_{zyd} \right] \quad (3.64)$$

e,  $\partial b_1 / \partial z$  será dado por:

$$\frac{\partial b_1}{\partial z} = -\frac{1}{T^2} \cdot \left[ 6 \cdot \left( \frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \left( \frac{12 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{zyu} + 4 \cdot \tau_{zyd} \right) \right] - \frac{1}{T} \cdot \left[ 2 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial z} \right) + 4 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zyd}}{\partial z} \right) \right] \quad (3.65)$$

Da Equação (3.31), temos:

$$a_1 = \tau_{zyd} \quad (3.66)$$

Portanto:

$$\frac{\partial \tau_{zyd}}{\partial z} = \frac{\partial a_1}{\partial z} \quad (3.67)$$

cuja solução já foi encontrada anteriormente. Sabemos que  $\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = p' - p$ . Resta agora

determinar o valor da derivada  $\frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial z}$ . Da equação (3.26) temos:

$$\tau_{ZYU} = -[\sigma_{ZU} - p] \cdot \tan(\phi_U) \quad (3.68)$$

onde:

$$\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} = -\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) + \frac{\partial p}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) = -\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) + \omega^{\otimes} \cdot \tan(\phi_U) \quad (3.69)$$

$\omega^{\otimes}$  é o peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista superfície de reservatório a montante acima da seção considerada. Temos ainda que determinar  $\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z}$ .

Tomando a Equação (3.21), obtemos:

$$\sigma_{ZU} = \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) + \left( \frac{12 \cdot \Sigma M}{T^3} \right) \cdot T = \frac{\Sigma W}{T} + \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \quad (3.70)$$

$$\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\Sigma W}{T} + \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) = \frac{\left( \frac{\partial \Sigma W}{\partial z} \right) \cdot T - \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma W}{T^2} + 6 \cdot \frac{\left( \frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) \cdot T^2 - \left( 2 \cdot T \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma M}{T^4} \quad (3.71)$$

Comparando as Equações (3.71) e (3.53) observamos que a única diferença entre estas equações é o sinal do segundo termo, que é negativo na Equação (3.53).

Substituindo o sinal negativo do segundo termo da Equação (3.62), por um sinal positivo, de acordo com as considerações feitas anteriormente, obtemos:

$$\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} = \frac{1}{T^2} \cdot \left( \begin{aligned} & \left( p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c \right) \cdot T \\ & - \left( \tan(\phi_U) + \tan(\phi_D) \right) \cdot \Sigma W \end{aligned} \right) + \frac{6}{T^4} \cdot \left( \begin{aligned} & \left( \frac{\Sigma W \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} + p \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \right) \cdot T^2 \\ & - p' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) + \Sigma V \\ & - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \end{aligned} \right) \quad (3.72)$$

que pode ser simplificada, resultando em uma forma mais elegante:

$$\frac{\partial \sigma_{zw}}{\partial z} = \omega_c + \tan(\phi_u) \cdot \left( \frac{4 \cdot p}{T} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \tan(\phi_b) \cdot \left( \frac{2 \Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p'}{T} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6 \Sigma V}{T^2} \quad (3.73)$$

Portanto, para determinar  $\frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial z}$  basta substituir a Equação (3.73) em (3.69). Temos então todas as variáveis necessárias para o cálculo da Equação (3.65).

### 3.6.3.3 - Cálculo de $\partial c_1 / \partial z$

Para o cálculo de  $\partial c_1 / \partial z$  podemos proceder da seguinte forma:

Tomando a Equação (3.37), temos:

$$c_1 = \frac{1}{T^2} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 3 \cdot \tau_{zyd} + 3 \cdot \tau_{zyu} \right] \quad (3.74)$$

Então,  $\partial c_1 / \partial z$  será dado por:

$$\frac{\partial c_1}{\partial z} = \frac{1}{T^3} \cdot \left[ 6 \cdot \left( \frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \left( \frac{18 \cdot \Sigma V}{T} + 6 \cdot \tau_{zyu} + 6 \cdot \tau_{zyd} \right) \right] + \frac{1}{T^2} \cdot \left[ 3 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zyu}}{\partial z} \right) + 3 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zyd}}{\partial z} \right) \right] \quad (3.75)$$

Assim todas as derivadas envolvidas na Equação (3.75) foram definidas anteriormente.

Portanto, as expressões matemáticas encontradas em USBR foram rededuzidas passo-a-passo, qualificando-as a partir da verificação exata de sua correspondência. Estas deduções levaram a um esforço algébrico considerável, em particular, para exprimir as equações de forma análoga.

## 3.7 - FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TENSÕES (CASO GERAL)

As fórmulas desenvolvidas no item anterior (Item 3.6) foram obtidas para um caso de uma geometria semelhante a representada na Figura 3.2. É evidente que este é um caso particular, e um tanto limitado na engenharia de barragens. As deduções a seguir irão estender o alcance do método para casos mais gerais, incorporando situações em que as



barragens apresentam dois ou mais trechos (perfil com duas ou mais inclinações, conforme ilustrado na Figura 3.8).

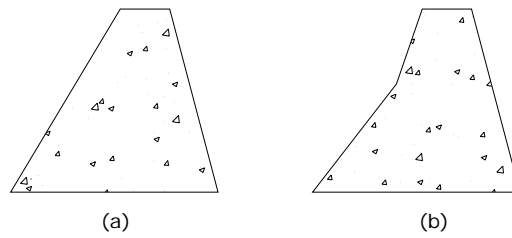


Figura 3.9 - Barragens com perfis de um (a) e dois (b) trechos

Uma vez rededuzidas as equações particulares, válidas para um perfil de barragem contendo apenas uma inclinação por paramento, uma dedução completa envolvendo perfis com duas ou mais inclinações diferentes demandaria um esforço considerável. Diante disto, a idéia de solução por trechos proposta por Pedroso (2005), baseada nos resultados obtidos com a aplicação da formulação apresentada em um trecho anterior, transportando-se os esforços finais deste trecho para o trecho em análise, mostrou-se como um procedimento adequado para esta abordagem. Desta forma o método torna-se mais geral e abrangente, aspecto limitado e não contemplado pelo formulário original do USBR (1976).

A Figura 3.9 ilustra o diagrama de esforços adicionais em um perfil com dois trechos.

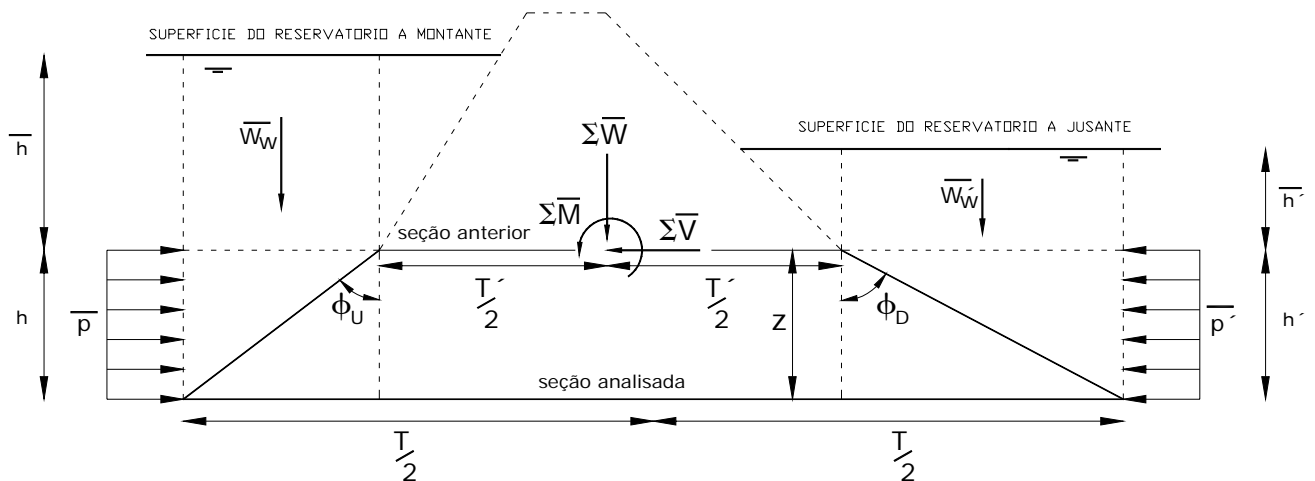


Figura 3.10 – Diagrama de cargas adicionais em um perfil com dois trechos

Portanto, a nova seção pode ser analisada como uma combinação de uma seção com um trecho, acrescida do conjunto de esforços que surgem para a situação com dois trechos.

Temos então forças e momentos adicionais que devem ser acrescidos ao conjunto de esforços contidos na formulação particular. Temos então:

- *Forças e momentos adicionais:*

$\overline{W}_w$	=	peso adicional da coluna de água a montante;
$\overline{W}_w'$	=	peso adicional da coluna de água a jusante;
$\overline{V}$	=	componente horizontal adicional do reservatório a montante;
$\overline{V}'$	=	componente horizontal adicional do reservatório a jusante;
$\Sigma\overline{W}$	=	somatório das componentes normais do trecho anterior;
$\Sigma\overline{V}$	=	somatório das componentes horizontais do trecho anterior;
$\Sigma\overline{M}$	=	somatório dos momentos do trecho anterior;
$M_{\overline{W}_w}$	=	momento produzido por $\overline{W}_w$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\overline{W}_w}'$	=	momento produzido por $\overline{W}_w'$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\overline{V}}$	=	momento produzido por $\overline{V}$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\overline{V}'}$	=	momento produzido por $\overline{V}'$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\Sigma\overline{W}}$	=	momento produzido por $\Sigma\overline{W}$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\Sigma\overline{V}}$	=	momento produzido por $\Sigma\overline{V}$ em relação ao centro da seção analisada;
$M_{\Sigma\overline{M}}$	=	momento produzido por $\Sigma\overline{M}$ em relação ao centro da seção analisada.

### 3.7.1 - Equações dos esforços normais adicionais

#### 3.7.1.1 - Peso adicional da coluna de água a montante ( $\overline{W}_w$ )

O valor desta componente é fornecido pelo produto entre a área retangular (representada na Figura 3.9) e o peso específico da água. Temos então:

$$\overline{W}_w = \left[ (z \cdot \tan(\phi_U)) \cdot \overline{h} \right] \cdot \omega = \overline{p} \cdot z \cdot \tan(\phi_U) \quad (3.76)$$

#### 3.7.1.2 - Peso adicional da coluna de água a jusante ( $\overline{W}_w'$ )

O valor desta componente é fornecido de maneira análoga ao da componente a montante. Temos então:

$$\overline{W}_w' = \left[ (z \cdot \tan(\phi_D)) \cdot \overline{h}' \right] \cdot \omega = \overline{p}' \cdot z \cdot \tan(\phi_D) \quad (3.77)$$

### 3.7.1.3 - Somatório das componentes normais do trecho anterior ( $\overline{\Sigma W}$ )

É o valor da resultante dos esforços normais obtidos na análise do trecho anterior. Temos que:

$$\overline{\Sigma W} = \Sigma W_{\text{seção anterior}} \quad (3.78)$$

## 3.7.2 - Equações dos esforços horizontais adicionais

### 3.7.2.1 - Componente horizontal adicional do reservatório a montante ( $\overline{V}$ )

A área do diagrama de pressões uniformemente distribuídas da Figura 3.9 fornece o valor desta componente. Temos então:

$$\overline{V} = -\overline{p} \cdot z \quad (3.79)$$

onde o sinal negativo se faz necessário, pois continua válida a convenção de sinais da Figura 3.4.

### 3.7.2.2 - Componente horizontal adicional do reservatório a jusante ( $\overline{V}'$ )

O valor desta componente é fornecido de maneira análoga ao da componente a montante. Temos então:

$$\overline{V}' = \overline{p}' \cdot z \quad (3.80)$$

### 3.7.2.3 - Somatório das componentes horizontais do trecho anterior ( $\overline{\Sigma V}$ )

É o valor da resultante dos esforços horizontais obtidos na análise do trecho anterior. Temos que:

$$\overline{\Sigma V} = \Sigma V_{\text{seção anterior}} \quad (3.81)$$

### 3.7.3 - Equações dos momentos adicionais

3.7.3.1 - Momento produzido por  $\overline{W}_w$  em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{W}}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{W}_w$ , Equação (3.76), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{W}} = \overline{W}_w \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{z \cdot \tan(\phi_U)}{2} \right) \quad (3.82)$$

3.7.3.2 - Momento produzido por  $\overline{W}_w'$  em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{W}'}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{W}_w'$ , Equação (3.77), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{W}'} = -\overline{W}_w' \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{z \cdot \tan(\phi_D)}{2} \right) \quad (3.83)$$

3.7.3.3 - Momento produzido por  $\overline{V}$  em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{V}}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{V}$ , Equação (3.79), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{V}} = \overline{V} \cdot \frac{z}{2} = -\overline{p} \cdot \frac{z^2}{2} \quad (3.84)$$

3.7.3.4 - Momento produzido por  $\overline{V}'$  em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{V}'}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{V}'$ , Equação (3.80), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{V}'} = \overline{V}' \cdot \frac{z}{2} = \overline{p}' \cdot \frac{z^2}{2} \quad (3.85)$$

### 3.7.3.5 - Momento produzido por $\overline{\Sigma W}$ em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{\Sigma W}}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{\Sigma W}$ , Equação (3.78), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{\Sigma W}} = \overline{\Sigma W} \cdot \left( \left( \frac{T'}{2} + z \cdot \tan(\phi_D) \right) - \frac{T}{2} \right) \quad (3.86)$$

### 3.7.3.6 - Momento produzido por $\overline{\Sigma V}$ em relação ao centro da seção analisada ( $M_{\overline{\Sigma V}}$ )

O valor deste momento é fornecido pelo produto entre  $\overline{\Sigma V}$ , Equação (3.81), e o seu respectivo braço de alavanca. Temos então:

$$M_{\overline{\Sigma V}} = \overline{\Sigma V} \cdot z \quad (3.87)$$

### 3.7.3.7 - Momentos do trecho anterior ( $\overline{\Sigma M}$ )

É o valor do somatório dos momentos obtidos na análise do trecho anterior, em relação ao centro da última seção deste trecho (seção anterior). Temos então:

$$\overline{\Sigma M} = \Sigma M_{\text{seção anterior}} \quad (3.88)$$

## 3.7.4 - Resultantes dos esforços na seção analisada

### 3.7.4.1 - Resultante dos esforços normais ( $\Sigma W$ )

A resultante destes esforços é dada pelo acréscimo dos esforços normais adicionais aos termos da análise particular da seção em análise. Temos então:

$$\Sigma W = \left( \overline{W}_w + \overline{W}_w' + \overline{\Sigma W} \right)_{\text{termos adicionais}} + \left( W_w + W_w' + W_c \right)_{\text{termos da análise particular}} \quad (3.89)$$

Nesta equação os termos adicionais já foram definidos no Item 3.7.1. Os termos da análise particular seguem as mesmas formulações desenvolvidas no Item 3.5.1.

É importante lembrar que o eixo z tem origem agora na seção anterior. Na verdade a análise está sendo conduzida como se o trecho atual pudesse ser tratado por meio da formulação particular, acrescida de termos adicionais que estabelecem a compatibilidade de esforços na seção em análise.

#### 3.7.4.2 - Resultante dos esforços horizontais ( $\Sigma V$ )

A resultante destes esforços é dada pelo acréscimo dos esforços horizontais adicionais aos termos da análise particular da seção em análise. Temos então:

$$\Sigma V = \left( \bar{V} + \bar{V}' + \Sigma \bar{V} \right)_{\text{termos adicionais}} + \left( V + V' \right)_{\text{termos da análise particular}} \quad (3.90)$$

Nesta equação os termos adicionais já foram definidos no Item 3.7.2. Os termos da análise particular seguem as mesmas formulações desenvolvidas no Item 3.5.2.

#### 3.7.4.3 - Resultante dos momentos ( $\Sigma M$ )

A resultante destes esforços é dada pelo acréscimo dos momentos adicionais aos termos da análise particular da seção em análise. Temos então:

$$\Sigma M = \left( M_{\bar{w}} + M_{\bar{w}'} + M_{\bar{v}} + M_{\bar{v}'} + M_{\Sigma \bar{w}} + M_{\Sigma \bar{v}} + \Sigma \bar{M} \right)_{\text{termos adicionais}} + \left( M_c + M_w + M_w' + M_p + M_p' \right)_{\text{termos da análise particular}} \quad (3.91)$$

Nesta equação os termos adicionais já foram definidos no Item 3.7.3. Os termos da análise particular seguem as mesmas formulações desenvolvidas no Item 3.5.3.

### 3.7.5 - Tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ )

A fórmula dada pela Equação (3.21) continua válida. Deve-se observar apenas que os valores de  $\Sigma W$ ,  $\Sigma M$  e  $T$  referem-se agora à seção em análise, ou seja,  $\Sigma W$  e  $\Sigma M$  incluem

parcelas adicionais, e  $T$  está relacionado ao comprimento desta seção (seção analisada). Temos então:

$$\sigma_z(y) = \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) + \left( \frac{12 \cdot \Sigma M}{T^3} \right) \cdot y \quad (3.92)$$

### 3.7.6 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical ( $\tau_{YZ} = \tau_{ZY}$ )

A expressão dada pela Equação (3.39) continua válida. Deve-se observar apenas que os valores de  $\Sigma V$ ,  $\tau_{ZYU}$ ,  $\tau_{ZYD}$  e  $T$  referem-se agora à seção em análise. Temos então:

$$\tau_{ZY}(y) = \tau_{ZYD} - \frac{1}{T} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{ZYU} + 4 \cdot \tau_{ZYD} \right] \cdot y + \frac{1}{T^2} \cdot \left[ \frac{6 \cdot \Sigma V}{T} + 3 \cdot \tau_{ZYD} + 3 \cdot \tau_{ZYU} \right] \cdot y^2 \quad (3.93)$$

### 3.7.7 - Tensões normais ao plano vertical ( $\sigma_Y$ )

As constantes que governam esta equação, assim como foi demonstrado nos itens 3.6.3.1 a 3.6.3.3, necessitam de derivadas de determinados parâmetros (como, por exemplo,  $\frac{\partial \Sigma W}{\partial z}$ ,  $\frac{\partial \Sigma V}{\partial z}$ ,  $\frac{\partial \Sigma M}{\partial z}$ , etc.). É evidente que algumas destas derivadas não irão apresentar a mesma forma encontrada para o caso particular, pois agora existem alguns termos adicionais dependentes de  $z$ . Calculando estas derivadas obtemos:

$$\frac{\partial T}{\partial z} = \left( \tan(\phi_U) + \tan(\phi_D) \right)_{particular} \quad (3.94)$$

$$\frac{\partial \Sigma M}{\partial z} = \left( \begin{array}{l} \left( \overline{p} \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{z \cdot \tan(\phi_U)}{2} \right) + \overline{W}_w \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{\tan(\phi_U)}{2} \right) - \right. \\ \left. \overline{p}' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{z \cdot \tan(\phi_D)}{2} \right) - \overline{W}_w' \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{\tan(\phi_D)}{2} \right) - \right. \\ \left. \overline{p} \cdot z + \overline{p}' \cdot z + \Sigma \overline{V} + \Sigma \overline{W} \cdot \left( \tan(\phi_D) - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) \right)_{adicional} + \\ \left( \begin{array}{l} - \left( \frac{a \cdot b}{4} + \frac{b^2}{12} - \frac{c^2}{12} - \frac{a \cdot c}{4} \right) \cdot \omega_c - \left( \frac{a}{4} \cdot \frac{\partial b}{\partial z} + \frac{b}{6} \cdot \frac{\partial b}{\partial z} - \frac{c}{6} \cdot \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{a}{4} \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \right) \cdot z \cdot \omega_c + \\ h \cdot \tan(\phi_U) \cdot \omega \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h \cdot \tan(\phi_U) \right) + \left( \frac{h \cdot (h \cdot \tan(\phi_U))}{2} \cdot \omega \right) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{1}{3} \cdot \tan(\phi_U) \right) - \\ h' \cdot \tan(\phi_D) \cdot \omega \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{1}{3} \cdot h' \cdot \tan(\phi_D) \right) - \left( \frac{h' \cdot (h' \cdot \tan(\phi_D))}{2} \cdot \omega \right) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{1}{3} \cdot \tan(\phi_D) \right) - \\ \frac{\omega \cdot h^2}{2} + \frac{\omega \cdot (h')^2}{2} \end{array} \right)_{particular} \quad (3.95)$$

$$\frac{\partial \Sigma W}{\partial z} = \left( \bar{p} \cdot \tan(\phi_U) + \bar{p}' \cdot \tan(\phi_D) \right)_{adicional} + \left( p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + \frac{(a+T)}{2} \cdot \omega_c + \frac{\omega_c}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \cdot z \right)_{particular} \quad (3.96)$$

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = \left( \bar{p}' - \bar{p} \right)_{adicional} + (p' - p)_{particular} = \left( \bar{p}' + p' \right) - \left( \bar{p} + p \right) = p'_{total} - p_{total} \quad (3.97)$$

A substituição destas equações nas funções que dependem das derivadas irá revelar se as constantes obtidas para a situação particular ainda continuam válidas para a situação geral. É importante lembrar que  $p$  e  $p'$  referem-se agora a pressões relativas, ou seja,  $\bar{p} + p = p_{total}$  e  $\bar{p}' + p' = p'_{total}$ .

### 3.7.7.1 - Cálculo de $\partial a_1 / \partial z$

Tomando a Equação (3.51) temos:

$$\partial a_1 / \partial z = \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) - \frac{\partial p'}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) = \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_D) - \omega^{\otimes} \cdot \tan(\phi_D) \quad (3.98)$$

O único termo desta equação que sofre alteração no caso geral é  $\frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z}$ . Substituindo as Equações (3.94), (3.95) e (3.96) em (3.53), e após algumas manipulações algébricas, chega-se a:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} = & \frac{1}{T^2} \cdot \left( \left( p_{total} \cdot \tan(\phi_U) + p'_{total} \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c \right) \cdot T \right) - \\ & \left( \tan(\phi_U) + \tan(\phi_D) \right) \cdot \Sigma W_{total} \\ & - \frac{6}{T^4} \cdot \left( \left( \left( \frac{\Sigma W_{total}}{2} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)) + p_{total} \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \right) \right) \right) \cdot T^2 - \\ & \left( \left( -p'_{total} \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) + \Sigma V_{total} \right) \right) \\ & \left( -2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M_{total} \right) \end{aligned} \quad (3.99)$$

Eliminando o subscrito “total” desnecessário, obtêm-se uma forma final para a Equação (3.99) idêntica à da Equação (3.62), que pode ainda ser reduzida para a forma final da Equação (3.63). Temos então:

$$\frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} = \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{12 \Sigma M}{T^3} + \frac{2 \Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p}{T} \right) + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{12 \Sigma M}{T^3} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} + \frac{4 \cdot p'}{T} \right) - \frac{6 \Sigma V}{T^2} \quad (3.100)$$



### 3.7.7.2 - Cálculo de $\partial b_1/\partial z$

Da Equação (3.65) sabemos que:

$$\frac{\partial b_1}{\partial z} = -\frac{1}{T^2} \cdot \left[ 6 \cdot \left( \frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \left( \frac{12 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{ZYU} + 4 \cdot \tau_{ZYD} \right) \right] - \frac{1}{T} \cdot \left[ 2 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} \right) + 4 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} \right) \right] \quad (3.101)$$

Os termos  $\partial \Sigma V/\partial z$  e  $\partial T/\partial z$  continuam os mesmos do caso particular, conforme mostram as Equações (3.94) e (3.97). As equações das tensões de cisalhamento a montante e a jusante da seção,  $\tau_{ZYU}$  e  $\tau_{ZYD}$ , continuam válidas para a seção em análise. A derivada  $\partial \tau_{ZYD}/\partial z$ , que é igual a  $\partial a_1/\partial z$ , foi demonstrada, no Item 3.7.7.1, ser idêntica à do caso particular. Resta saber se a derivada  $\partial \tau_{ZYU}/\partial z$  ainda continua válida para o caso geral.

Tomando a Equação (3.69) temos que:

$$\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} = -\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) + \frac{\partial p}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) = -\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \cdot \tan(\phi_U) + \omega^{\otimes} \cdot \tan(\phi_U) \quad (3.102)$$

O único termo desta equação que sofre alteração no caso geral é  $\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z}$ . Lembrando que o sinal do segundo termo é a única diferença entre as Equações (3.53) e (3.71), e aplicando esta observação na Equação (3.99), obtemos:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} = & \frac{1}{T^2} \cdot \left( \left( p_{total} \cdot \tan(\phi_U) + p'_{total} \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c \right) \cdot T \right) + \\ & \left( -(\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma W_{total} \right) \\ & + \frac{6}{T^4} \cdot \left( \left( \left( \frac{\Sigma W_{total}}{2} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)) + p_{total} \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \right) \right) \cdot T^2 - \right. \\ & \left. \left( -p'_{total} \cdot \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{T}{2} \right) + \Sigma V_{total} \right) \right) \\ & \left. - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M_{total} \right) \end{aligned} \quad (3.103)$$

Eliminando o subscrito “total” desnecessário, obtêm-se uma forma final para a Equação (3.103) idêntica à da Equação (3.72), que pode ainda ser reduzida para a forma final da Equação (3.73). Temos então:

$$\frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} = \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{4 \cdot p}{T} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{2 \Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p'}{T} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6 \Sigma V}{T^2} \quad (3.104)$$

### 3.7.7.3 - Cálculo de $\partial c_1/\partial z$

Esta derivada continua sendo definida pela Equação (3.75). As formulações de todas as derivadas envolvidas nesta equação ainda continuam válidas para o caso geral. Deve-se lembrar apenas que esforços, pressões, ângulos e dimensões referem-se agora à seção em análise.

## 3.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 3.8.1 - Termos omitidos (para paramentos com inclinação constante)

As Equações (3.51) e (3.69) deduzidas no Item 3.6.3, diferem, por um termo, das apresentadas em USBR (1976). Seguem abaixo as equações encontradas nesta referência:

$$\partial a_1/\partial z = \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} - \omega^\otimes \right) + \frac{\partial \tan(\phi_D)}{\partial z} \cdot (\sigma_{ZD} - p') \quad (3.105)$$

$$\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} = \tan(\phi_U) \cdot \left( \omega^\otimes - \frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \right) + \frac{\partial \tan(\phi_U)}{\partial z} \cdot (p - \sigma_{ZU}) \quad (3.106)$$

onde:

$$\frac{\partial \tan(\phi_D)}{\partial z} = \frac{\tan(\phi_D) - \tan(\phi_D)^*}{\Delta z} \quad \text{e} \quad \frac{\partial \tan(\phi_U)}{\partial z} = \frac{\tan(\phi_U) - \tan(\phi_U)^*}{\Delta z} \quad (3.107)$$

Acredita-se que os termos adicionais encontrados nas Equações (3.105) e (3.106) façam referência a situações onde os paramentos, ao invés de retos, sejam curvos. A Figura 3.10 esclarece a questão.

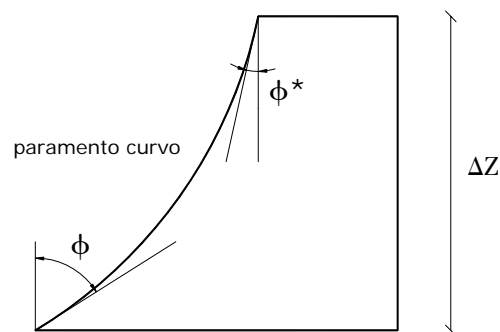


Figura 3.11 – Perfil com paramento curvo

A derivada da tangente dada pela Equação (3.107) provavelmente se refere a um processo limite de  $\Delta z$ , ou seja, quando este se aproxima de zero. Desta forma, o paramento ainda continuará sendo curvo, entretanto, poderá ser aproximado por uma reta à medida que  $\Delta z$  se aproxima de zero. Com a geometria curva assimilada por infinitos trechos trapezoidais, continuam válidas as deduções realizadas para a situação geral. Este procedimento provavelmente irá necessitar de uma automatização na discretização da parte curva em várias seções.

Se propormos trechos curvos assimilados por inclinações constantes do paramento, para cada um dos trechos que representa a geometria curva, o conceito da abordagem por trechos continua válido, e as equações de esforços ainda irão manter certa validade. Ainda assim, a inclinação dos paramentos não será mais constante, e os termos adicionais ilustrados nas Equações (3.105) e (3.106) se farão presentes.

Todavia, torna-se necessária uma investigação mais profunda sobre a natureza das expressões originais, quando deduzidas desde o princípio para um paramento curvo.

### **3.8.2 - Termos relacionados às forças sísmicas**

No USBR (1976) encontramos também os termos relativos ao sismo. Estes termos são precedidos por sinais positivos ou negativos ( $\pm$ ). A omissão destes termos irá resultar nas equações apresentadas neste capítulo, com exceção apenas para os termos indicados no Item 3.8.1. No capítulo seguinte os termos relacionados às forças sísmicas serão estudados e acrescentados às formulações aqui apresentadas, que até este momento servem apenas para as análises estáticas.

## 4 - O MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO PARA ANÁLISE SÍSMICA

Este capítulo desenvolve os aspectos relativos ao Método Pseudo-Estático, que é a forma mais simplificada para tratar a análise sísmica de uma barragem. Serão apresentadas as forças produzidas pelo sismo, e deduzidas as formulações mais gerais do Método da Gravidade, que incluem os efeitos da força de inércia e pressões hidrodinâmicas.

### 4.1 - INTRODUÇÃO

O Método Pseudo-Estático ou Método do Coeficiente Sísmico é a forma mais simplificada para tratar a análise sísmica de uma barragem. Neste nível de análise as forças de inércia induzidas pelo sismo são calculadas como o produto entre a massa e a aceleração da estrutura (suposta uniforme ao longo da altura da barragem). A amplificação dinâmica das forças de inércia ao longo da altura da barragem, devido à flexibilidade da estrutura, não é considerada. O sistema Barragem-Reservatório-Fundação é considerado rígido, com um período de vibração igual a zero (Leclerc *et al.*, 2000). Estas considerações permitem determinar o campo de pressões hidrodinâmicas que surgem devido ao movimento de corpo rígido da barragem. Conforme foi comentado no Capítulo 2 (Item 2.7), Westergaard (1933) conseguiu demonstrar analiticamente, através da solução da equação de Laplace, a distribuição de pressões ao longo da interface fluido-estrutura, para um movimento translacional de uma fronteira rígida em um fluido incompressível (Figura 4.1). Seus resultados levaram a uma distribuição parabólica de pressões, proporcional à aceleração do sismo, e atuante na interface fluido-estrutura ao longo da altura da barragem. Este procedimento ficou conhecido como Massa Adicional e caracteriza a forma mais simples de abordagem do problema de interação barragem-reservatório (IBR). As forças que surgem devido ao sismo (forças hidrodinâmica e de inércia) podem então ser combinadas para uma análise estática equivalente de tensões ou estabilidade.

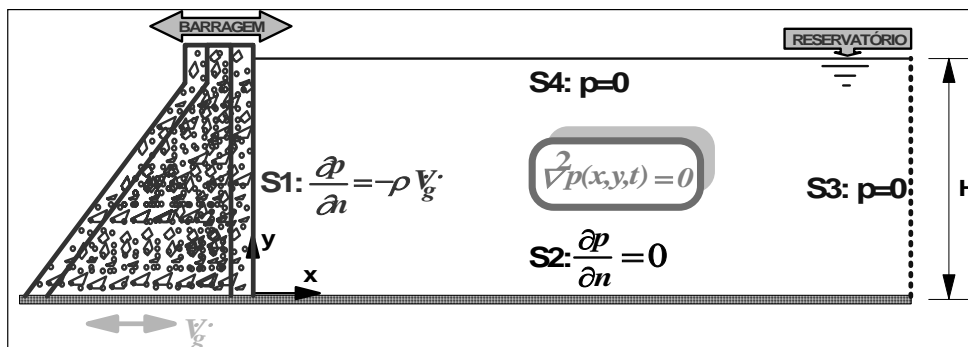


Figura 4.1 - Barragem com fronteira “rígido-móvel” (Silva e Pedroso, 2005)

As principais limitações deste método surgem da desconsideração: da elasticidade da estrutura, da variação da aceleração da fundação com o tempo, da capacidade de amortecimento da estrutura e da alternância e características de curta duração da carga sísmica (Priscu, 1985). Por desconsiderar a elasticidade da estrutura, uma análise Pseudo-Estática torna-se adequada apenas se a barragem puder ser tratada como um corpo rígido. Ghrib *et al.* (1997) considera que para períodos fundamentais inferiores a 0.03s (33 Hz) esta hipótese é verdadeira. A desconsideração da variação da aceleração da fundação com o tempo limita o método a análises através de coeficientes sísmicos, que definem a aceleração local a ser utilizada em projeto. Este procedimento torna as análises independentes das características particulares de cada sismo. A alternância e característica de curta duração da carga sísmica são consideradas apenas em níveis de análise dinâmica, que possam representar variações da resposta ao longo do tempo. A desconsideração da capacidade de amortecimento da estrutura impede uma representação mais realista do sistema físico envolvido. Entretanto, segundo Priscu (1985), apesar de todas estas desvantagens o método ainda continua sendo empregado devido ao seu caráter simplificado e rotineiro.

O Método Pseudo-Estático, em sua versão preliminar, desenvolvido para aplicações manuais (planilhas) envolvendo esforços, tensões e avaliação de estabilidade, já foi objeto de alguns trabalhos efetuados pelo Grupo de Dinâmica e Fluido-Estrutura da UnB (Silva e Pedroso, 2005 e Pedroso *et al.*, 2005 – entre outras publicações). Entretanto, a utilização automatizada do Método Pseudo-Estático, com a possibilidade de analisar as tensões em todos os pontos do maciço, passa a ser uma contribuição deste trabalho

## 4.2 - FORÇAS DEVIDO AO SISMO HORIZONTAL

### 4.2.1 - Força hidrodinâmica (face reta)

Ao resolver o problema ilustrado na Figura 4.1, Westergaard (1933) e Silva e Pedroso (2005) obtiveram uma solução analítica em série para a distribuição de pressões hidrodinâmicas ao longo da interface fluido-estrutura. Com o intuito de tornar mais prática a solução deste problema, Westergaard propôs uma solução aproximada, dada pela Equação (4.1).

$$p_e(y) = \frac{7}{8} \cdot V_g \cdot \gamma \cdot \sqrt{H^2 \cdot \left(1 - \frac{y}{H}\right)} \quad (4.1)$$

A Equação (4.1) poderá ainda receber um fator de correção, oriundo da expansão em série, e assumir a forma dada pela Equação (4.2).

$$p_e(y) = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot V_g \cdot \gamma \cdot \sqrt{H^2 \cdot \left(1 - \frac{y}{H}\right)} \quad (4.2)$$

onde:

- $p_e(y)$  = distribuição pressões hidrodinâmicas ao longo da interface fluido-estrutura;
- $V_g$  = aceleração horizontal do solo em termos da aceleração da gravidade ( $v_H/g$ );
- $\gamma$  = peso específico da água;
- $H$  = profundidade do reservatório;
- $y$  = posição em relação à base da barragem.

A Força Hidrodinâmica pode ser obtida através da integração do campo de pressões hidrodinâmicas ao longo do eixo  $y$ . Para o cálculo deste esforço, é conveniente alterar a origem do sistema de coordenadas da Figura 4.1 para a superfície do reservatório. Procedendo desta forma obtemos:

$$p_e(z) = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot V_g \cdot \gamma \cdot \sqrt{H \cdot h} \quad (4.3)$$

onde  $h$  é a distância medida a partir da superfície do reservatório. A Figura 4.2 indica a orientação deste eixo e a distribuição de pressões hidrodinâmicas ao longo da barragem.

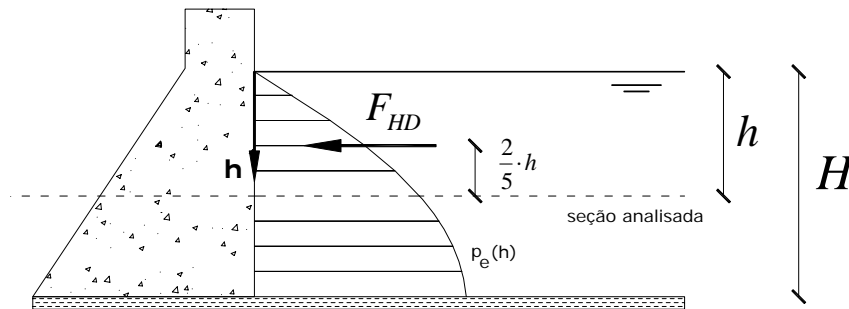


Figura 4.2 – Orientação do eixo  $h$  e distribuição de pressões hidrodinâmicas

A integração da Equação (4.3) ao longo de  $h$  fornece:

$$F_{HD} = \int_0^h \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot V_g \cdot \gamma \cdot \sqrt{H \cdot h} = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \quad (4.4)$$

onde  $F_{HD}$  é a força hidrodinâmica, em kN, atuante em uma seção distante de  $h$  da superfície do reservatório. O ponto de aplicação desta força está indicado na Figura 4.2

#### 4.2.2 - Força hidrodinâmica (face inclinada)

As equações apresentadas no Item 4.2.1 perdem a validade quando o paramento da barragem passa a ser inclinado. Existem várias aproximações disponíveis na literatura para o campo de pressões nestas situações. Priscu (1985) sugere que a resultante do campo de pressões pode ser representada pela Equação (4.4), multiplicada pelo cosseno do ângulo ( $\phi$ ) formado entre o paramento e a vertical. Temos então:

$$F_{HD} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi) \quad (4.5)$$

A força hidrodinâmica resultante surge de uma distribuição parabólica de pressões ao longo do paramento inclinado da barragem. A resultante  $F_{HD}$  pode ser decomposta em duas componentes: uma horizontal, denominada  $F_{HDH}$ , e uma vertical, denominada  $F_{HDV}$ .

Temos então:

$$F_{HDH} = F_{HD} \cdot \cos(\phi) = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot (\cos(\phi))^2 \quad (4.6)$$

$$F_{HDV} = F_{HD} \cdot \text{sen}(\phi) = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi) \cdot \text{sen}(\phi) \quad (4.7)$$

O ponto de aplicação destas componentes encontra-se esquematizado na Figura 4.3.

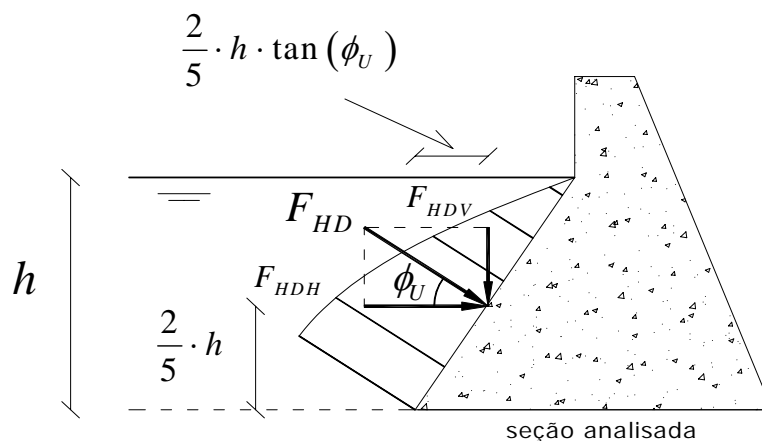


Figura 4.3 – Resultante hidrodinâmica em um paramento inclinado

Estas aproximações são válidas apenas para paramentos totalmente inclinados; situação pouco comum na engenharia de barragens. Na prática, geralmente os paramentos são compostos por uma combinação de trechos retos e inclinados. Um procedimento prático, proposto em USBR (1987), ajuda a resolver este problema. A análise fundamenta-se na relação entre a altura inclinada e a altura total da barragem ( $H_{inclin.}/H_{total}$ ). Caso esta relação seja menor ou igual a 0.5, a barragem deve ser analisada como reta. E se a relação for maior que 0.5, a barragem deve ser analisada com um paramento equivalente, formado pela reta que une a superfície do reservatório em contato com o paramento de montante, com o fundo do reservatório em contato com o paramento de montante. A Figura 4.4 esclarece estes procedimentos.

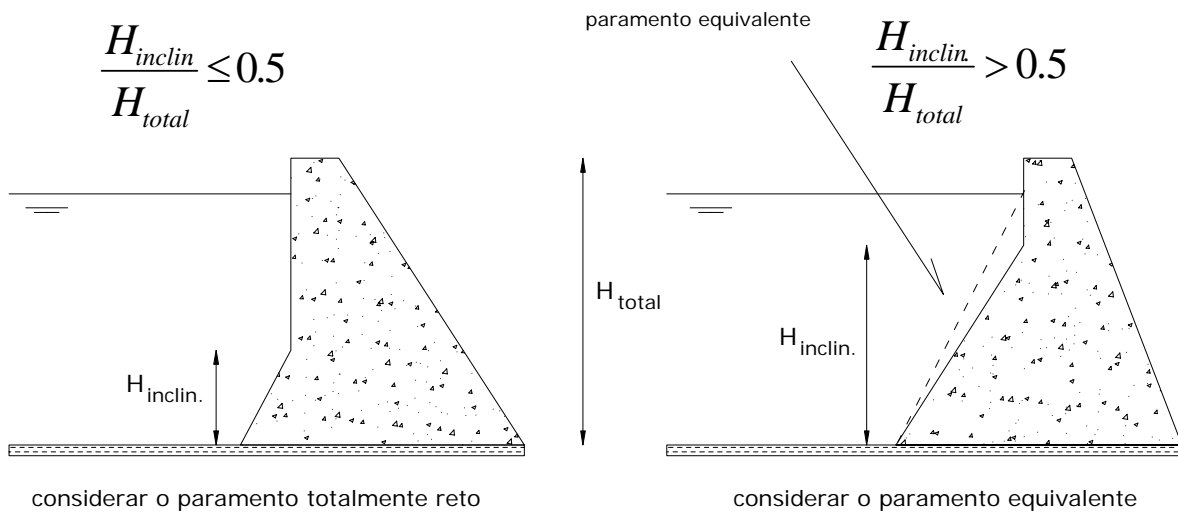


Figura 4.4 – Procedimento prático para o cálculo das pressões hidrodinâmicas

### 4.2.3 - Força de inércia horizontal

A força de inércia, em uma seção qualquer, pode ser obtida por meio do produto entre a massa da seção considerada e a sua respectiva aceleração. A hipótese de movimento de corpo rígido da barragem faz com que a aceleração da estrutura tenha o mesmo valor ao longo de toda a sua altura, e com que o ponto de aplicação da força de inércia coincida com o centróide da seção. No caso de uma aceleração horizontal do terreno, a barragem será submetida a uma aceleração horizontal, uniformemente distribuída, de valor igual à  $v_H$ . Temos então:

$$F_{IH} = m_{seção} \cdot v_H \quad (4.8)$$



### 4.3 - EQUAÇÕES DE TENSÕES DEVIDO AO SISMO HORIZONTAL

Neste item serão apresentados os termos a serem acrescentados às formulações do Método da Gravidade, para uma barragem submetida a uma aceleração horizontal do terreno. O procedimento será realizado apenas para a situação particular (Item 3.6), uma vez que não faz sentido adotar vários trechos, pois o procedimento prático apresentado no Item 4.2.2 limita-se a um paramento equivalente.

#### 4.3.1 - Tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ )

A fórmula apresentada na Equação (3.21) continua válida. Deve-se observar apenas, que os valores de  $\Sigma W$  e  $\Sigma M$  incluem agora esforços adicionais devido ao sismo horizontal.

#### 4.3.2 - Tensões cisalhantes no plano horizontal ou vertical ( $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ )

A fórmula dada pela Equação (3.39) continua válida. Deve-se observar apenas, que os valores de  $\tau_{zyu}$  e  $\tau_{zyd}$  incluem agora pressões hidrodinâmicas, e que  $\Sigma V$  recebe esforços adicionais devido ao sismo horizontal. O equilíbrio dos prismas infinitesimais a montante e a jusante (Figura 4.5) justifica a presença das pressões hidrodinâmicas. Estas pressões, a montante e a jusante, serão denominadas  $p_e$  e  $p_e'$ , respectivamente.

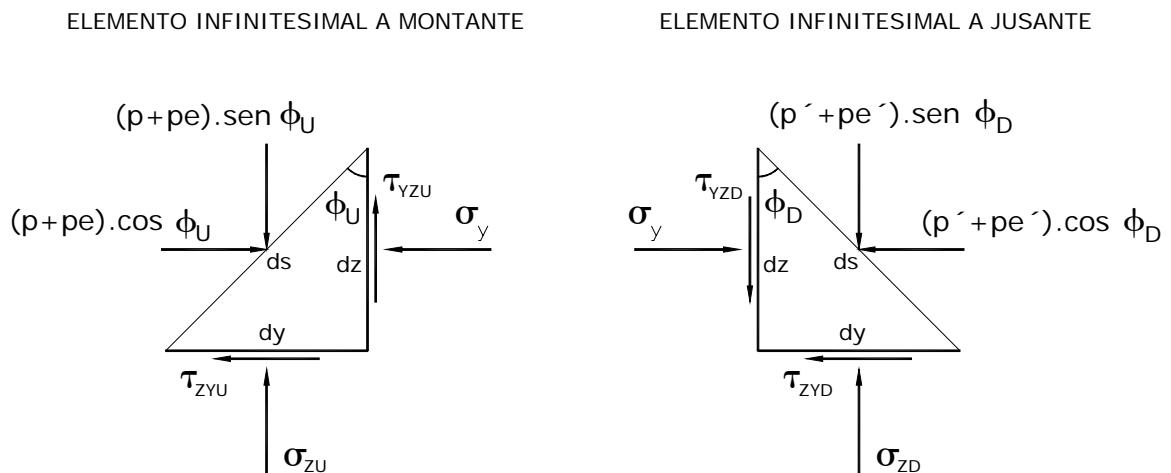


Figura 4.5 – Elementos infinitesimais a montante e a jusante, com pressões hidrodinâmicas devido ao sismo horizontal

Acrescentando o termo  $p_e$  à Equação (3.26), obtemos:

$$\tau_{yzu} = \tau_{zyu} = -[\sigma_{zu} - p \pm p_e] \cdot \tan(\phi_U) \quad (4.9)$$

onde ||| indica que deverá ser utilizado o sinal negativo (-) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal positivo (+).

Acrescentando o termo  $p_e'$  à Equação (3.30), obtemos:

$$\tau_{YZD} = \tau_{ZYD} = [\sigma_{ZD} - p' \pm || p_e'] \cdot \tan(\phi_D) \quad (4.10)$$

onde || indica que deverá ser utilizado o sinal positivo (+) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal negativo (-).

A distribuição de pressões hidrodinâmicas, que será necessária para determinar  $p_e$  e  $p_e'$ , pode ser obtida da seguinte forma:

$$p_{HD}(x) = \alpha \cdot x^{\frac{1}{2}} \quad (4.11)$$

onde  $\alpha$  é um coeficiente à determinar, e  $x$  é o eixo ao longo do paramento.

A integração da Equação (4.11) ao longo do eixo  $x$  deve ser igual ao valor da resultante fornecida pela Equação (4.5). Temos então:

$$\int_0^x \alpha \cdot x^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi)$$

$$\alpha \cdot \frac{2}{3} \cdot x^{1,5} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi) \quad (4.12)$$

Substituindo  $h = x \cdot \cos(\phi)$  na Equação (4.12), obtemos:

$$\alpha \cdot x^{1,5} = \left( \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot (x \cdot \cos(\phi))^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi)$$

$$\alpha = \left( \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \right) \cdot (\cos(\phi))^{\frac{5}{2}} \quad (4.13)$$

Substituindo (4.13) em (4.11):

$$p_{HD}(x) = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot x^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos(\phi))^{\frac{5}{2}} \quad (4.14)$$

Substituindo  $x = h/\cos(\phi)$  na Equação (4.14), obtemos:

$$p_{HD}(h) = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos(\phi))^2 \quad (4.15)$$

A Equação (4.15) é geral, mas pode ser particularizada para  $p_e$  e  $p_e'$  conforme mostram as equações abaixo:

$$p_e(h) = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos(\phi_U))^2 \quad (4.16)$$

$$p_e'(h') = \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h'^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos(\phi_D))^2 \quad (4.17)$$

### 4.3.3 - Tensões normais ao plano vertical ( $\sigma_y$ )

O equilíbrio do prisma infinitesimal apresentado na Figura 3.7 recebe, devido ao sismo horizontal, duas novas componentes: a força de inércia e a pressão hidrodinâmica. Temos então (Figura 4.6):

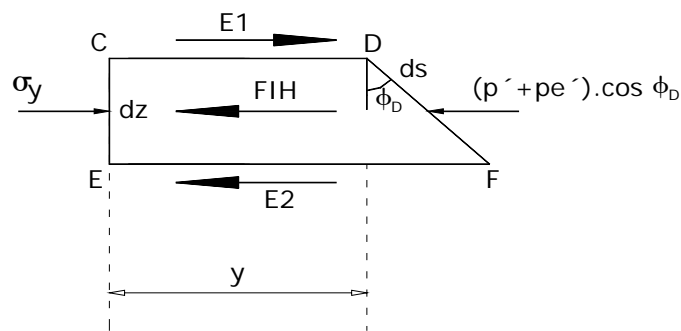


Figura 4.6 – Prisma de altura infinitesimal submetido a um sismo horizontal

A força de inércia horizontal ( $FIH$ ) pode ser obtida por meio do produto entre a massa do prisma e a aceleração horizontal. Temos então:

$$FIH = \left[ \frac{(y + (y + \tan(\phi_D) \cdot dz))}{2} \cdot dz \right] \cdot \omega_c \cdot \lambda \quad (4.18)$$

onde  $\lambda = v_H/g$ .

Expandindo a Equação (4.18), obtemos:

$$FIH = \omega_c \cdot \lambda \cdot dz \cdot y + \frac{\tan(\phi_D)}{2} \cdot \omega_c \cdot \lambda \cdot dz^2 \quad (4.19)$$

Adicionando as novas componentes à Equação (3.41), obtemos:

$$\sigma_y = p' + p_e' + \frac{E2 + FIH - E1}{dz} \quad (4.20)$$

Nota-se, observando a Equação (3.47), que a constante  $a_2$  irá receber um termo adicional,  $p_e'$ , oriundo da Equação (4.20). Da mesma forma, a constante  $b_2$  irá receber um termo adicional,  $\lambda \cdot \omega_c$ , que também procede da Equação (4.20). É importante notar que o sinal destes termos depende da orientação do sismo. Desta forma, acelerações em direção a montante irão produzir força de inércia ( $FIH$ ) e pressões hidrodinâmicas ( $p_e'$ ) negativas. Temos então:

$$a_2 = a_1 \tan(\phi_D) + p' \pm |||| p_e' \quad (4.21)$$

$$b_2 = b_1 \tan(\phi_D) + \partial a_1 / \partial z \pm |||| \lambda \cdot \omega_c \quad (4.22)$$

onde |||| indica que deverá ser utilizado o sinal negativo (-) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal positivo (+).

As constantes  $c_2$  e  $d_2$  não sofrem modificações em suas formulações. Resta saber se as derivadas parciais envolvidas nas constantes  $b_2$ ,  $c_2$  e  $d_2$  irão sofrer alterações.

#### 4.3.3.1 - Cálculo de $\partial a_1 / \partial z$

Para o cálculo de  $\partial a_1 / \partial z$  podemos proceder da seguinte forma:

Da Equação (3.31), temos:

$$a_1 = \tau_{ZYD} \quad (4.23)$$

onde  $\tau_{zD}$  é dado pela Equação (4.10). Substituindo a Equação (4.10) em (4.23), obtemos:

$$a_1 = [\sigma_{zD} - p' \pm \parallel p_e'] \cdot \tan(\phi_D) \quad (4.24)$$

Então,  $\partial a_1 / \partial z$  será dado por:

$$\frac{\partial a_1}{\partial z} = \left( \frac{\partial \sigma_{zD}}{\partial z} - \omega^\otimes \pm \parallel \frac{\partial p_e'}{\partial z} \right) \cdot \tan(\phi_D) \quad (4.25)$$

$\omega^\otimes$  é o peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista superfície de reservatório a jusante acima da seção considerada.  $\parallel$  indica que deverá ser utilizado o sinal positivo (+) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal negativo (-).

A derivada  $\frac{\partial p_e'}{\partial z}$  pode ser obtida a partir da Equação (4.17). Temos então:

$$\frac{\partial p_e'}{\partial z} = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{\frac{H}{h'}} \cdot (\cos(\phi_D))^2 \quad (4.26)$$

Temos ainda que determinar  $\frac{\partial \sigma_{zD}}{\partial z}$ . Da Equação (3.53) temos que:

$$\frac{\partial \sigma_{zD}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\Sigma W}{T} - \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) = \frac{\left( \frac{\partial \Sigma W}{\partial z} \right) \cdot T - \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma W}{T^2} - 6 \cdot \frac{\left( \frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) \cdot T^2 - \left( 2 \cdot T \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma M}{T^4} \quad (4.27)$$

As derivadas  $\partial \Sigma W / \partial z$  e  $\partial \Sigma M / \partial z$  sofrem alterações, pois incluem agora esforços devido ao sismo horizontal. É conveniente então, determinar os esforços que surgem devido ao sismo horizontal, para que posteriormente estas derivadas possam ser calculadas. Temos que:

$$W_{wE} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi_U) \cdot \text{sen}(\phi_U) \quad (4.28)$$

$$W'_{wE} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi_D) \cdot \text{sen}(\phi_D) \quad (4.29)$$

onde  $W_{wE}$  indica a componente vertical da pressão hidrodinâmica a montante, e  $W'_{wE}$  indica a componente vertical da pressão hidrodinâmica a jusante. Estas são as duas componentes verticais que devem ser acrescentadas em um sismo horizontal.

A derivada da Equação (4.28) resulta em:

$$\frac{\partial W_{wE}}{\partial z} = \left( \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{\frac{1}{2}} \right) \cdot \cos(\phi_U) \cdot \text{sen}(\phi_U)$$

$$\frac{\partial W_{wE}}{\partial z} = \left( \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{\frac{1}{2}} \right) \cdot (\cos(\phi_U))^2 \cdot \tan(\phi_U) = p_e \cdot \tan(\phi_U) \quad (4.30)$$

Por analogia, podemos obter a derivada da Equação (4.29). Temos então:

$$\frac{\partial W'_{wE}}{\partial z} = p_e' \cdot \tan(\phi_D) \quad (4.31)$$

As equações dos momentos produzidos por  $W_{wE}$  e  $W'_{wE}$  podem ser obtidas por meio da multiplicação destes esforços por seus respectivos braços de alavanca, que podem ser obtidos na Figura 4.3. Temos então:

$$M_{wE} = W_{wE} \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{5} \cdot h \cdot \tan(\phi_U) \right) \quad (4.32)$$

$$M'_{wE} = -W'_{wE} \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{5} \cdot h \cdot \tan(\phi_D) \right) \quad (4.33)$$

onde  $M_{wE}$  indica o momento produzido por  $W_{wE}$ , e  $M'_{wE}$  indica o momento produzido por  $W'_{wE}$ . Os momentos produzidos pelas componentes horizontais dos esforços devido ao sismo horizontal não serão aqui apresentados, pois suas derivadas em relação a  $z$  são iguais ao valor do esforço cortante produzido pelo sismo.

A derivada da Equação (4.32) resulta em:

$$\frac{\partial M_{wE}}{\partial z} = \frac{\partial W_{wE}}{\partial z} \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{5} \cdot h \cdot \tan(\phi_U) \right) + W_{wE} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - \frac{2}{5} \cdot \tan(\phi_U) \right)$$

$$\frac{\partial M_{wE}}{\partial z} = p_e \cdot \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{T}{2} - \frac{2}{5} \cdot h \cdot \tan(\phi_U) \right) + W_{wE} \cdot \left( \frac{\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)}{2} - \frac{2}{5} \cdot \tan(\phi_U) \right)$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial M_{WE}}{\partial z} &= p_e \cdot \tan(\phi_U) \cdot \frac{T}{2} - \left( \frac{2}{5} \cdot p_e \cdot h \cdot \tan(\phi_U) \right) \cdot \tan(\phi_U) + W_{wE} \cdot \left( \frac{\tan(\phi_U)}{10} + \frac{\tan(\phi_D)}{2} \right) \\ \frac{\partial M_{WE}}{\partial z} &= p_e \cdot \frac{T}{2} \cdot \tan(\phi_U) - \frac{3}{5} \cdot W_{wE} \cdot \tan(\phi_U) + \frac{1}{10} \cdot W_{wE} \cdot \tan(\phi_U) + \frac{1}{2} \cdot W_{wE} \cdot \tan(\phi_D) \\ \frac{\partial M_{WE}}{\partial z} &= p_e \cdot \frac{T}{2} \cdot \tan(\phi_U) + \frac{W_{wE}}{2} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))\end{aligned}\quad (4.34)$$

Por analogia, podemos obter a derivada da Equação (4.33). Temos então:

$$\begin{aligned}\frac{\partial M'_{WE}}{\partial z} &= -p_e' \cdot \frac{T}{2} \cdot \tan(\phi_D) + \frac{3}{5} \cdot W'_{wE} \cdot \tan(\phi_D) - \frac{1}{10} \cdot W'_{wE} \cdot \tan(\phi_D) - \frac{1}{2} \cdot W'_{wE} \cdot \tan(\phi_U) \\ \frac{\partial M'_{WE}}{\partial z} &= -p_e' \cdot \frac{T}{2} \cdot \tan(\phi_D) + \frac{W'_{wE}}{2} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))\end{aligned}\quad (4.35)$$

Aproveitando a Equação (3.62), válida para o caso estático, e acrescentando os termos das Equações (4.30), (4.31), (4.34) e (4.35), obtemos:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{ZD}}{\partial z} &= \frac{1}{T^2} \cdot \left( (p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + p_e \cdot \tan(\phi_U) + p_e' \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c) \cdot T \right) - \\ &= \frac{6}{T^4} \cdot \left( \begin{aligned} & - \left( \frac{a \cdot \tan(\phi_U)}{2} + \frac{b \cdot \tan(\phi_U)}{4} - \frac{c \cdot \tan(\phi_D)}{4} - \frac{a \cdot \tan(\phi_D)}{2} \right) \cdot z \cdot \omega_c \\ & + (W_w) \cdot \left( \frac{\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)}{2} \right) + (W_w') \cdot \left( \frac{\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)}{2} \right) \\ & + (W_{wE}) \cdot \left( \frac{\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)}{2} \right) + (W'_{wE}) \cdot \left( \frac{\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U)}{2} \right) \\ & + p \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_U) - p' \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_D) + p_e \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_U) \\ & - p_e' \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_D) + \Sigma V \\ & - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \end{aligned} \right) \cdot T^2\end{aligned}\quad (4.36)$$

Acrescentando as componentes verticais da pressão hidrodinâmica à expressão matemática da Equação (3.61), obtemos:

$$\frac{\Sigma W \cdot \tan(\phi_D) - \Sigma W \cdot \tan(\phi_U)}{2} = \left[ \begin{aligned} & \left( \frac{a \cdot \tan(\phi_D)}{2} + \frac{c}{4} \cdot \tan(\phi_D) \right) \cdot z \cdot \omega_c - \left( \frac{a \cdot \tan(\phi_U)}{2} + \frac{b}{4} \cdot \tan(\phi_U) \right) \cdot z \cdot \omega_c \\ & + \frac{W_w \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} + \frac{W_w' \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} \\ & + \frac{W_{wE} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} + \frac{W'_{wE} \cdot (\tan(\phi_D) - \tan(\phi_U))}{2} \end{aligned} \right]\quad (4.37)$$

Substituindo a expansão matemática da Equação (4.37) em (4.36), temos:

$$\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = \frac{1}{T^2} \cdot \left( \begin{array}{l} (p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + p_e \cdot \tan(\phi_U) + p_e' \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c) \cdot T \\ - (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma W \end{array} \right) - \frac{6}{T^4} \cdot \left( \begin{array}{l} \left( \frac{\Sigma W \cdot \tan(\phi_D) - \Sigma W \cdot \tan(\phi_U)}{2} + p \cdot \left(\frac{T}{2}\right) \cdot \tan(\phi_U) - p' \cdot \left(\frac{T}{2}\right) \cdot \tan(\phi_D) \right) \cdot T^2 \\ + p_e \cdot \left(\frac{T}{2}\right) \cdot \tan(\phi_U) - p_e' \cdot \left(\frac{T}{2}\right) \cdot \tan(\phi_D) + \Sigma V \\ - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \end{array} \right) \quad (4.38)$$

que pode ser simplificada mais uma vez, resultando em uma forma mais elegante:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = & \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} + \frac{2\Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p}{T} - \frac{2 \cdot p_e}{T} \right) \\ & + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} - \frac{4\Sigma W}{T^2} + \frac{4 \cdot p'}{T} + \frac{4 \cdot p_e'}{T} \right) - \frac{6\Sigma V}{T^2} \end{aligned} \quad (4.39)$$

Deve-se lembrar que a natureza oscilatória do sismo irá exigir mudança de sinal nos termos que envolvem pressões hidrodinâmicas. O termo  $p_e$  da Equação (4.39), por exemplo, é positivo para uma aceleração em direção a montante. Entretanto, por estar acompanhado de um sinal negativo, será negativo para esta direção. Da mesma forma, o termo  $p_e'$  é negativo para uma aceleração em direção a montante. Entretanto, por estar acompanhado por um sinal positivo, será negativo para esta direção. Reescrevendo a Equação (4.39) com estas considerações, obtemos:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = & \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} + \frac{2\Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p}{T} \pm \text{||||} \frac{2 \cdot p_e}{T} \right) \\ & + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{12\Sigma M}{T^3} - \frac{4\Sigma W}{T^2} + \frac{4 \cdot p'}{T} \pm \text{||||} \frac{4 \cdot p_e'}{T} \right) - \frac{6\Sigma V}{T^2} \end{aligned} \quad (4.40)$$

onde |||| indica que deverá ser utilizado o sinal negativo (-) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal positivo (+). A Equação (4.40) pode então ser substituída na Equação (4.25) para o cálculo da  $\partial a_1 / \partial z$ .

#### 4.3.3.2 - Cálculo de $\partial b_1 / \partial z$

Da Equação (3.65) temos que:



$$\frac{\partial b_1}{\partial z} = -\frac{1}{T^2} \cdot \left[ 6 \cdot \left( \frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \left( \frac{12 \cdot \Sigma V}{T} + 2 \cdot \tau_{ZYU} + 4 \cdot \tau_{ZYD} \right) \right] - \frac{1}{T} \cdot \left[ 2 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} \right) + 4 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} \right) \right] \quad (4.41)$$

Da Equação (3.31), temos:

$$a_1 = \tau_{ZYD} \quad (4.42)$$

Portanto:

$$\frac{\partial \tau_{ZYD}}{\partial z} = \frac{\partial a_1}{\partial z} \quad (4.43)$$

cuja solução já foi encontrada no item anterior. Resta determinar  $\partial \Sigma V / \partial z$  e  $\partial \tau_{ZYU} / \partial z$ .

O valor do esforço cortante atuante na seção ( $\Sigma V$ ) é dado por:

$$\Sigma V = V + V' + V_E + V_{pE} + V'_{pE} \quad (4.44)$$

onde os termos adicionais  $V_E$ ,  $V_{pE}$  e  $V'_{pE}$  referem-se, respectivamente, à força horizontal de inércia acima da seção considerada, à componente hidrodinâmica horizontal a montante e à componente hidrodinâmica horizontal a jusante.

O valor de  $V_E$  é dado por:

$$V_E = \frac{(a + T)}{2} \cdot z \cdot \omega_c \cdot \lambda \quad (4.45)$$

e sua derivada em relação a  $z$ :

$$\frac{\partial V_E}{\partial z} = \frac{a}{2} \cdot \omega_c \cdot \lambda + \frac{T}{2} \cdot \omega_c \cdot \lambda + \frac{(\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D))}{2} \cdot z \cdot \omega_c \cdot \lambda = T \cdot \omega_c \cdot \lambda \quad (4.46)$$

As componentes horizontais  $V_{pE}$  e  $V'_{pE}$  podem ser obtidas a partir da Equação (4.6).

Temos então:

$$V_{pE} = - \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot (\cos(\phi_U))^2 \quad (4.47)$$

$$V'_{pE} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot (\cos(\phi_D))^2 \quad (4.48)$$

e suas derivadas em relação a  $z$  :

$$\frac{\partial V_{pE}}{\partial z} = -p_e \text{ e } \frac{\partial V'_{pE}}{\partial z} = p_e' \quad (4.49)$$

A derivada da Equação (4.44), que será necessária para o cálculo da Equação (4.41), será dada por:

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = -(p - p') + \frac{\partial V_E}{\partial z} + \frac{\partial V_{pE}}{\partial z} + \frac{\partial V'_{pE}}{\partial z} \quad (4.50)$$

Substituindo (4.46) e (4.49) em (4.50), obtemos:

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = -(p - p') + \lambda \cdot \omega_c \cdot T - p_e + p_e' \quad (4.51)$$

Deve-se lembrar que a natureza oscilatória do sismo irá exigir mudança de sinal nos termos que envolvem pressões hidrodinâmicas e força de inércia. Todos os termos fora do parêntese são negativos para uma aceleração horizontal em direção a montante. Entretanto, estes podem ser inseridos dentro do parêntese e considerados positivos para uma aceleração horizontal em direção a montante, o que será equivalente em termos de sinais. Temos então:

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = -(p - p' \pm \lambda \cdot \omega_c \cdot T \pm p_e \pm p_e') \quad (4.52)$$

onde  $\parallel$  indica que deverá ser utilizado o sinal positivo (+) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal negativo (-).

Resta agora determinar o valor da derivada  $\partial \tau_{ZYU} / \partial z$ . Sabemos da Equação (4.9), que:

$$\tau_{YZU} = \tau_{ZYU} = -[\sigma_{ZU} - p \pm p_e] \cdot \tan(\phi_U) \quad (4.53)$$

Então,  $\partial \tau_{ZYU} / \partial z$  será dado por:

$$\frac{\partial \tau_{ZYU}}{\partial z} = \left( \omega^{\otimes} - \frac{\partial \sigma_{ZU}}{\partial z} \pm \frac{\partial p_e}{\partial z} \right) \cdot \tan(\phi_U) \quad (4.54)$$

$\omega^\otimes$  é o peso específico da água, e deve ser omitido caso não exista superfície de reservatório a montante acima da seção considerada.  $\parallel$  indica que deverá ser utilizado o sinal positivo (+) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal negativo (-).

A derivada  $\frac{\partial p_e}{\partial z}$  pode ser obtida a partir da Equação (4.16). Temos então:

$$\frac{\partial p_e}{\partial z} = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{\frac{H}{h}} \cdot (\cos(\phi_D))^2 \quad (4.55)$$

Resta determinar  $\frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial z}$ . Da Equação (3.71) temos que:

$$\frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\Sigma W}{T} + \frac{6 \cdot \Sigma M}{T^2} \right) = \frac{\left( \frac{\partial \Sigma W}{\partial z} \right) \cdot T - \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma W}{T^2} + 6 \cdot \frac{\left( \frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) \cdot T^2 - \left( 2 \cdot T \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) \cdot \Sigma M}{T^4} \quad (4.56)$$

Comparando as Equações (4.56) e (4.27) observamos que a única diferença entre estas equações é o sinal do segundo termo, que é negativo na Equação (4.27).

Substituindo o sinal negativo do segundo termo da Equação (4.38), por um sinal positivo, de acordo com as considerações feitas anteriormente, obtemos:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial z} = & \frac{1}{T^2} \cdot \left( \begin{aligned} & (p \cdot \tan(\phi_U) + p' \cdot \tan(\phi_D) + p_e \cdot \tan(\phi_U) + p_e' \cdot \tan(\phi_D) + T \cdot \omega_c) \cdot T \\ & - (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma W \end{aligned} \right) + \\ & + \frac{6}{T^4} \cdot \left( \begin{aligned} & \left( \frac{\Sigma W \cdot \tan(\phi_D) - \Sigma W \cdot \tan(\phi_U)}{2} + p \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_U) - p' \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_D) \right) \cdot T^2 \\ & + p_e \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_U) - p_e' \cdot \left( \frac{T}{2} \right) \cdot \tan(\phi_D) + \Sigma V \\ & - 2 \cdot T \cdot (\tan(\phi_U) + \tan(\phi_D)) \cdot \Sigma M \end{aligned} \right) \end{aligned} \quad (4.57)$$

que pode ser simplificada, resultando em uma forma mais elegante:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial z} = & \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{4 \cdot p}{T} + \frac{4 \cdot p_e}{T} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) \\ & + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{2 \Sigma W}{T^2} - \frac{2 \cdot p_e'}{T} - \frac{2 \cdot p'}{T} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6 \Sigma V}{T^2} \end{aligned} \quad (4.58)$$

Deve-se lembrar que a natureza oscilatória do sismo irá exigir mudança de sinal nos termos que envolvem pressões hidrodinâmicas. O termo  $p_e$  da Equação (4.58), por exemplo, é

positivo para uma aceleração em direção a montante. Por estar acompanhado de um sinal positivo, será positivo para esta direção. Da mesma forma, o termo  $p_e'$  é negativo para uma aceleração em direção a montante. Entretanto, por estar acompanhado por um sinal negativo, será positivo para esta direção. Reescrevendo a Equação (4.58) com estas considerações, obtemos:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{zU}}{\partial z} = \omega_c + \tan(\phi_U) \cdot \left( \frac{4 \cdot p}{T} \pm \parallel \frac{4 \cdot p_e}{T} - \frac{4 \Sigma W}{T^2} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) \\ + \tan(\phi_D) \cdot \left( \frac{2 \Sigma W}{T^2} \pm \parallel \frac{2 \cdot p_e'}{T} - \frac{2 \cdot p'}{T} - \frac{12 \Sigma M}{T^3} \right) + \frac{6 \Sigma V}{T^2} \end{aligned} \quad (4.59)$$

onde  $\parallel$  indica que deverá ser utilizado o sinal positivo (+) caso a aceleração horizontal seja em direção a montante. Em caso contrário, deverá ser utilizado o sinal negativo (-).

Portanto, para determinar  $\partial \tau_{zYU} / \partial z$  basta substituir a Equação (4.59) em (4.54). Temos então todas as variáveis necessárias para o cálculo da Equação (4.41).

#### 4.3.3.3 - Cálculo de $\partial c_1 / \partial z$

Da equação (3.75), temos:

$$\frac{\partial c_1}{\partial z} = \frac{1}{T^3} \cdot \left[ 6 \cdot \left( \frac{\partial \Sigma V}{\partial z} \right) - \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \left( \frac{18 \cdot \Sigma V}{T} + 6 \cdot \tau_{zYU} + 6 \cdot \tau_{zYD} \right) \right] + \frac{1}{T^2} \cdot \left[ 3 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zYU}}{\partial z} \right) + 3 \cdot \left( \frac{\partial \tau_{zYD}}{\partial z} \right) \right] \quad (4.60)$$

Todas as derivadas envolvidas na Equação (4.60) foram definidas anteriormente. Deve-se lembrar apenas, que os somatórios de todos os esforços atuantes na seção em análise, envolvidos na formulação deste capítulo, incluem os esforços adicionais devido ao sismo horizontal.

## 5 - UMA VARIANTE DO MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO

Neste capítulo será feita uma breve introdução ao Método Pseudo-Dinâmico. Serão apresentados os fundamentos do método e a metodologia para o cálculo de esforços e tensões em barragens. As formulações serão apresentadas e ao final do capítulo será feita uma adaptação ao Método da Gravidade para que este possa incorporar uma metodologia simplificada de cálculo, baseada no Método Pseudo-Dinâmico.

### 5.1 - INTRODUÇÃO

Este procedimento analítico foi desenvolvido por Chopra (1978) como um cálculo manual alternativo em relação a procedimentos mais gerais, que requerem a utilização de um computador. Trata-se de uma análise simplificada do espectro de resposta, que determina a resposta da estrutura no modo fundamental de vibração para um movimento horizontal do terreno (FERC, 2002).

Chopra (1978) observou que a resposta de estruturas de curto período de vibração, tais como as barragens de concreto, submetidas a solicitações sísmicas, era em grande parte influenciada pelo modo fundamental de vibração (Figura 5.1). Em suas análises Chopra também concluiu que as componentes verticais de aceleração do solo exerciam pouca influência na resposta da estrutura. Propôs então, a partir destas considerações, uma metodologia simplificada para a análise preliminar de barragens.

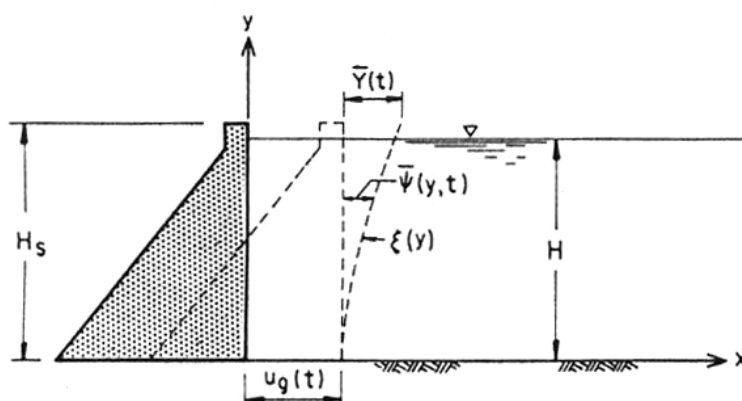


Figura 5.1 – Resposta sísmica no Método Pseudo-Dinâmico (Chopra, 1978)

A barragem passou a ser considerada flexível e a água contida no reservatório tratada como um fluido compressível. Tanto a força de inércia, como a hidrodinâmica, passaram a depender do modo fundamental de vibração da estrutura.

O coeficiente sísmico deixou de ser constante, assumindo uma distribuição proporcional ao modo fundamental de vibração, conforme mostra a Figura 5.2.

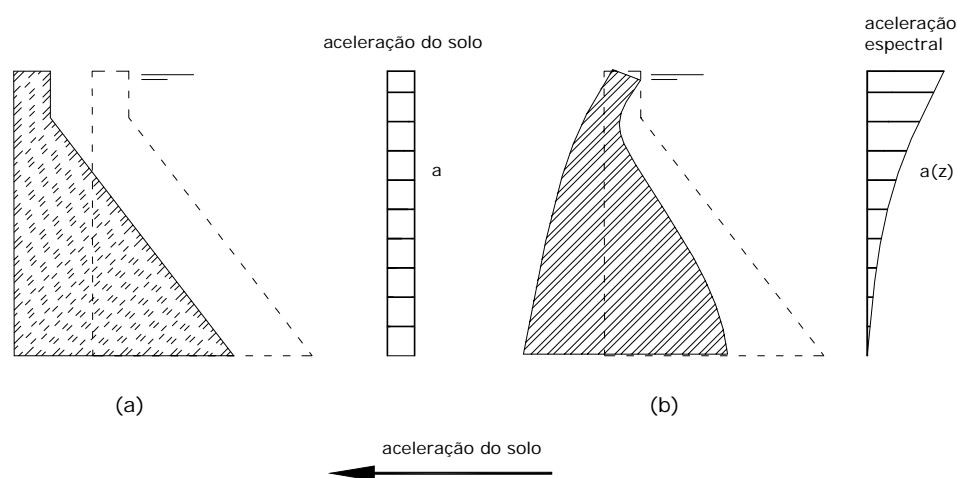


Figura 5.2 – Variação do coeficiente sísmico nos métodos Pseudo-Estático (a) e Pseudo-Dinâmico (b)

O coeficiente sísmico do Método Pseudo-Dinâmico leva em consideração as características particulares de cada sismo (analisadas por meio de um espectro de resposta). As forças sísmicas estão diretamente relacionadas ao valor da aceleração espectral e ao modo fundamental de vibração da estrutura. Estas forças podem ser aplicadas estaticamente para o cálculo de esforços e tensões na barragem.

As principais desvantagens deste método surgem da desconsideração da natureza oscilatória e das características de curta duração da carga sísmica (Prisco, 1985).

## 5.2 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DO CARREGAMENTO SÍSMICO

Os maiores efeitos produzidos por um sismo horizontal podem ser representados por um carregamento distribuído equivalente (carregamento sísmico), que deve ser considerado atuante em cada direção (montante ou jusante, separadamente). Seus efeitos devem ser combinados com os demais carregamentos de projeto.

O carregamento sísmico pode ser determinado da seguinte forma (Chopra, 1978):

1. Cálculo de  $T_s$ , o período fundamental de vibração da barragem, em segundos, sem considerar a influência do reservatório, a partir da Equação (5.1).

$$T_s = 0,01206 \cdot \frac{H_s}{\sqrt{E}} \quad (5.1)$$

onde:

$H_s$  = altura da barragem, em metros (m);

$E$  = módulo de elasticidade do concreto, em giga pascal (GPa).

De acordo com Chopra (1978), a Equação (5.1) é uma expressão aproximada, que permite determinar o período fundamental de vibração da barragem - sem a influência do reservatório - para critérios preliminares de projeto.

2. Cálculo de  $\tilde{T}_s$ , o período fundamental de vibração da barragem, em segundos, incluindo a influência do reservatório, a partir da Equação (5.2).

$$\tilde{T}_s = R_1 \cdot T_s \quad (5.2)$$

onde:

$R_1$  = valor obtido na Figura 5.3 para os valores de  $H/H_s$  e  $E$ ;

$H$  = profundidade do reservatório, em metros (m).

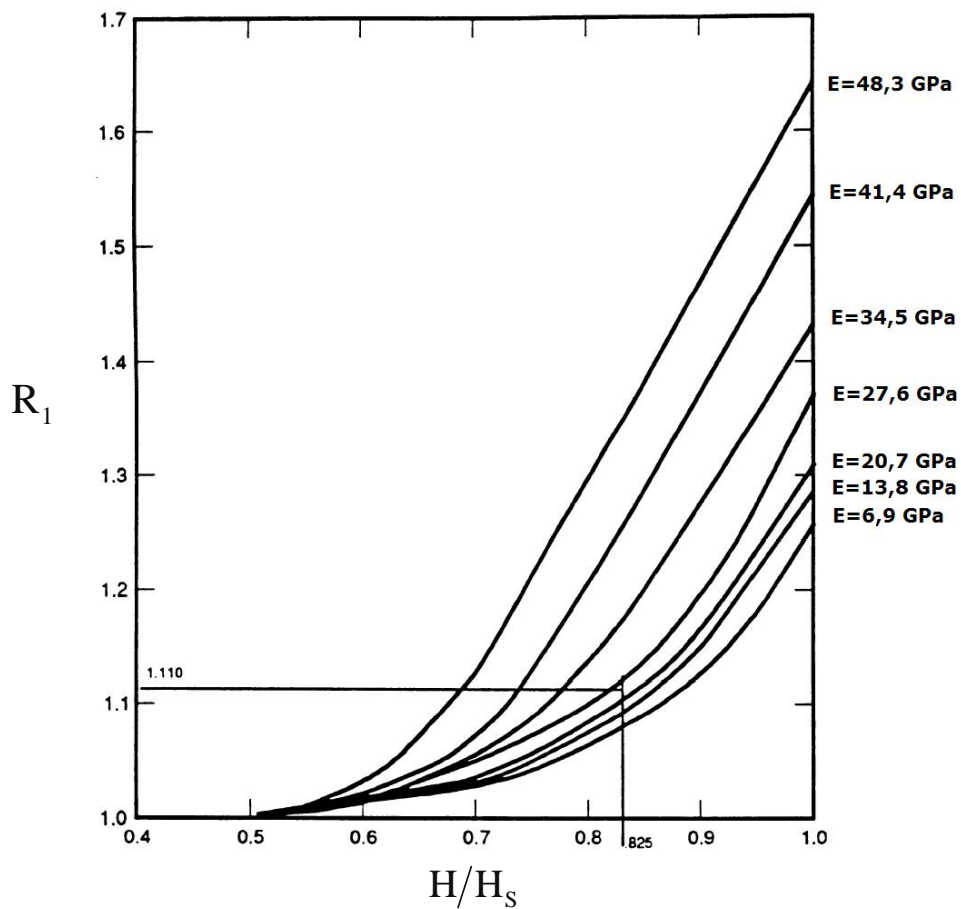


Figura 5.3 – Gráfico para o cálculo de  $R_1$  (USACE, 1995)

A Figura 5.3 é resultado de diversas análises conduzidas por Chopra (1978) para uma barragem de geometria padrão. Desta forma, o período fundamental de vibração incluindo a influência do reservatório pode ser facilmente determinado.

3. Cálculo de  $R_2$ , a partir da Equação (5.3).

$$R_2 = \frac{1}{\widetilde{T}_s} \cdot \frac{4H}{C} \quad (5.3)$$

onde:

$C$  = velocidade do som na água, igual a 1438,656 m/s (metros por segundo);  
 $\widetilde{T}_s$  = período fundamental de vibração calculado no Item 2.

4. Cálculo de  $f_s(y)$ , o carregamento sísmico ao longo da altura da barragem, incluindo os efeitos hidrodinâmicos, a partir da Equação (5.4).

Nesta equação Chopra propõe um sistema equivalente que possui todas as propriedades idênticas a da barragem sem a influência do reservatório, com exceção apenas da massa, que foi modificada para levar em consideração os efeitos do reservatório.

$$f_s(y) = \alpha_1 \cdot \frac{S_a(\widetilde{T}_s)}{g} \cdot [w_s(y) \cdot \psi(y) + g \cdot \widetilde{p}_1(y)] \quad (5.4)$$

onde:

$y$  = posição em relação a base da barragem;  
 $\alpha_1 = \widetilde{\mathcal{L}} / \widetilde{m}^* = 4$ ;  
 $\frac{S_a(\widetilde{T}_s)}{g}$  = aceleração espectral, em termos de  $g$ , para o período fundamental  $\widetilde{T}_s$  ;  
 $w_s(y)$  = peso da barragem por unidade de altura;  
 $\psi(y)$  = deformada fundamental obtida na Figura 5.4;  
 $g \cdot \widetilde{p}_1(y)$  = valor obtido na Figura 5.5, que deverá ser multiplicado pela quantidade  $(H/H_s)^2$ .



A Equação 5.4 corresponde ao valor do carregamento sísmico (força de inércia e pressão hidrodinâmica) distribuído ao longo da altura da barragem ( $y$ ). O termo  $\alpha_1$  refere-se ao valor da razão entre o fator de participação sísmico ( $\tilde{\mathcal{L}}$ ) e a matriz de massa generalizada ( $\tilde{m}^*$ ), incluindo a influência do reservatório. Chopra (1978) adota em seu procedimento simplificado um valor igual a 4 – que é resultado de várias análises de barragens com geometria padrão – para este coeficiente.

A deforma fundamental da Figura 5.4 é resultado de diversas análises conduzidas por Chopra, via Método dos Elementos Finitos, para diferentes perfis de barragens usuais. A partir destes resultados o autor propôs uma deformada universal, que deverá ser adotada em seu procedimento simplificado.

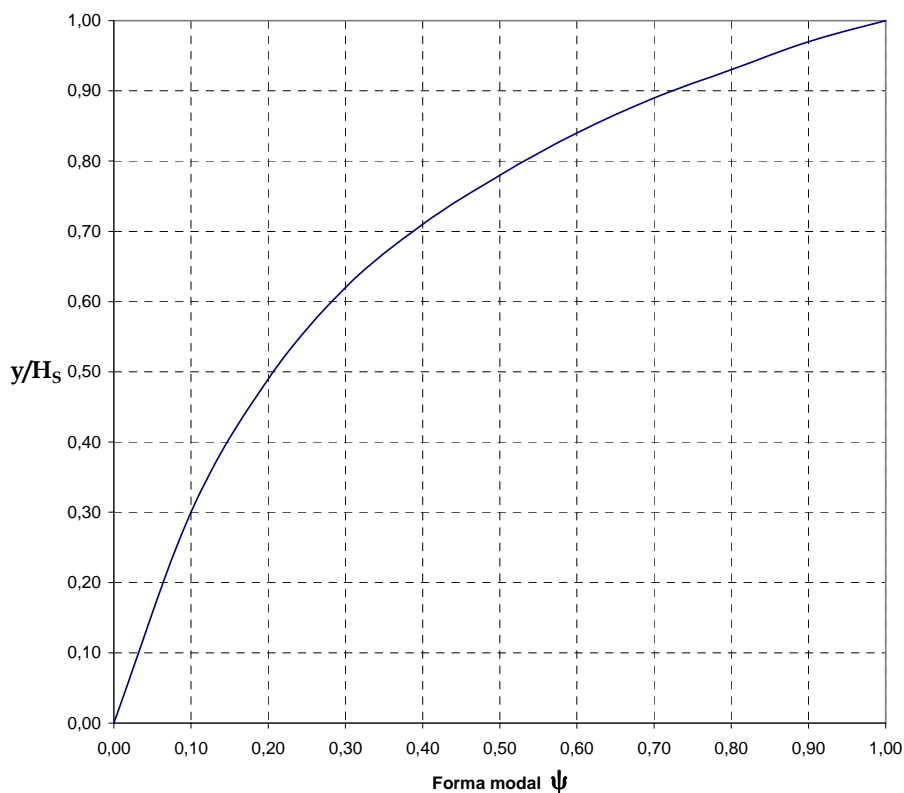


Figura 5.4 – Modo fundamental de vibração da barragem (Chopra, 1978)

A Equação (5.5) representa uma função para esta deformada fundamental.

$$\psi(y) = 1,2877 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^4 - 1,2551 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^3 + 0,7914 \cdot \left(\frac{y}{H}\right)^2 + 0,1718 \cdot \left(\frac{y}{H}\right) \quad (5.5)$$

O gráfico da Figura 5.5 representa a variação das pressões hidrodinâmicas ao longo da altura do reservatório ( $H$ ). Para cada valor de  $R_2$  existe um diagrama de pressões hidrodinâmicas associado.

A Figura 5.5 está representada de forma adimensional (em termos de  $g \cdot \tilde{p}_1(y)/w \cdot H$ , onde  $w$  é o peso específico da água), e a função que governa os diagramas de pressões hidrodinâmicas é dada pelas Equações (5.6), (5.7) e (5.8), obtidas em Chopra (1978).

$$\frac{g}{w \cdot H} \cdot \tilde{p}_1(\hat{y}, R_2) = \frac{4}{\pi} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)} \cdot \frac{\hat{I}_{1n}}{\sqrt{1 - \frac{1}{(2n-1)^2} \cdot (R_2)^2}} \cdot \cos \frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot \hat{y}}{2} \quad (5.6)$$

$$\hat{I}_{1n} = \int_0^1 \psi(\hat{y}) \cdot \cos \frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot \hat{y}}{2} \cdot d\hat{y} \quad (5.7)$$

$$\hat{y} = y/H \quad (5.8)$$

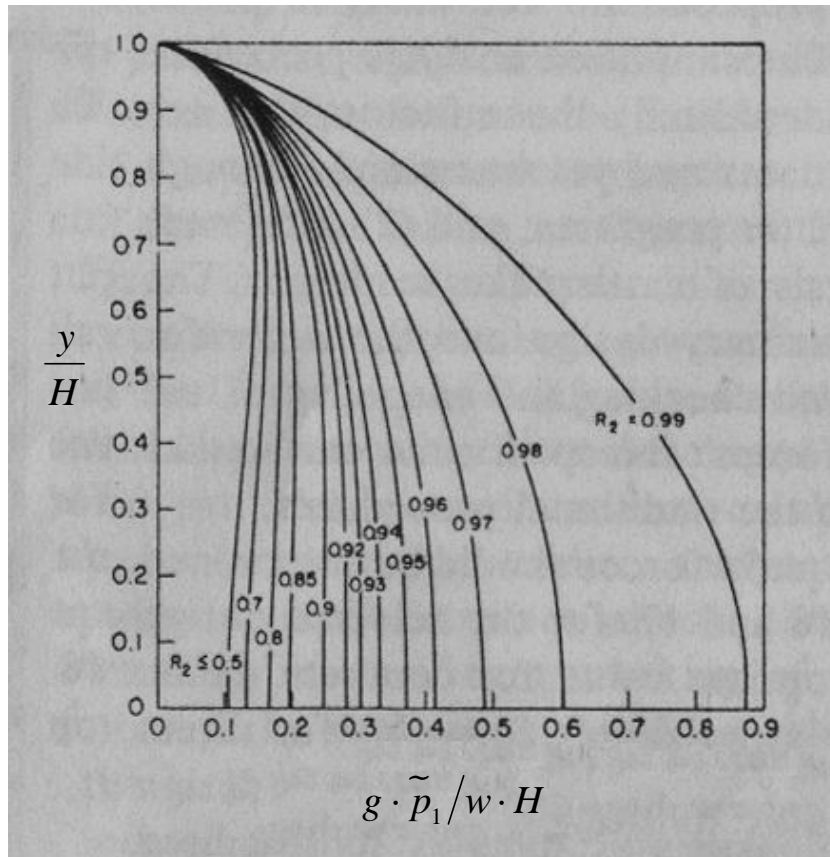


Figura 5.5 – Variação de  $g \cdot \tilde{p}_1(y)$  ao longo da profundidade do reservatório para  $\frac{H}{H_s} = 1$

(Chopra, 1978)

As pressões fornecidas pela Figura 5.5 são válidas apenas para valores de  $H/H_s = 1$ . O cálculo para outros valores pode ser conduzido com a multiplicação dos valores obtidos no gráfico pelo termo  $(H/H_s)^2$ .

5. Cálculo de  $f_s(y)$ , o carregamento sísmico ao longo da altura da barragem, sem a consideração dos efeitos hidrodinâmicos, a partir da Equação (5.9).

$$f_s(y) = \alpha_2 \cdot \frac{S_a(T_s)}{g} \cdot w_s(y) \cdot \psi(y) \quad (5.9)$$

onde:

$$\alpha_2 = \mathcal{L}/m^* = 3;$$

$$\frac{S_a(T_s)}{g} = \text{aceleração espectral, em termos de } g, \text{ para o período fundamental } T_s.$$

A Equação 5.9 corresponde ao valor do carregamento sísmico (força de inércia) distribuído ao longo da altura da barragem ( $y$ ). O termo  $\alpha_2$  refere-se ao valor da razão entre o fator de participação sísmico ( $\mathcal{L}$ ) e a matriz de massa generalizada ( $m^*$ ), sem a influência do reservatório. Chopra (1978) adota em seu procedimento simplificado um valor igual a 3 – que é resultado de várias análises de barragens com geometria padrão – para este coeficiente.

Os carregamentos dos Itens 4 e 5 devem ser calculados para vários incrementos de altura, escolhidos de acordo com a precisão desejada nos resultados. Devem ser tratados como cargas distribuídas ao longo da altura da barragem.

### 5.3 - ANÁLISE DE ESFORÇOS E TENSÕES

O carregamento sísmico é aplicado estaticamente para o cálculo dos esforços atuantes na seção em análise.

A análise de tensões pode ser conduzida analiticamente ou por meio de um método numérico (Método dos Elementos Finitos, por exemplo).

A formulação do Método da Gravidade ainda continua válida para as tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{zy}$ ). Entretanto, para as tensões normais ao plano vertical ( $\sigma_y$ ) novas considerações devem ser feitas. Essa limitação implica em um cálculo de tensões principais restrito às extremidades (montante e jusante) das seções em análise, que podem ser obtidas por meio das Equações (5.10) e (5.11), respectivamente.

$$\sigma_{PU} = \sigma_{ZU} \cdot \sec^2(\phi_U) - (p \pm p_e) \cdot \tan^2(\phi_U) \quad (5.10)$$

$$\sigma_{PD} = \sigma_{ZD} \cdot \sec^2(\phi_D) - (p' \pm p_e') \cdot \tan^2(\phi_D) \quad (5.11)$$

#### 5.4 - ADAPTAÇÃO AO MÉTODO DA GRAVIDADE (CHOPRA MODIFICADO)

A modificação das equações do Método da Gravidade para a inclusão dos aspectos Pseudo-Dinâmicos deverá considerar que:

- a pressão hidrodinâmica não obedece à formulação proposta por Westergaard;
- e a aceleração horizontal não é constante ao longo da altura barragem.

A pressão hidrodinâmica no Método Pseudo-Dinâmico tem uma variação ao longo da altura do reservatório conforme mostra a Figura 5.5. Sua distribuição depende do valor de  $R_2$ , que é função de  $H$  e  $\tilde{T}_s$ .

A aceleração horizontal é diretamente proporcional à forma modal da Figura 5.4.

##### 5.4.1 - Adaptação proposta às pressões hidrodinâmicas

Pode-se notar que a distribuição de pressões hidrodinâmicas da Figura 5.5 se assemelha, em boa parte dos valores de  $R_2$ , à distribuição parabólica proposta por Westergaard. A

diferença entre as duas formulações consiste basicamente no valor atribuído à máxima pressão hidrodinâmica na base da barragem.

Analisando a formulação proposta por Westergaard para a base da barragem, obtemos:

$$p(H) \approx (0,815 \cdot \gamma \cdot H) \cdot V_g \quad (5.12)$$

A pressão hidrodinâmica da Equação (5.12) pode ser representada de forma análoga aos coeficientes obtidos na Figura 5.5. Procedendo desta forma, obtemos:

$$\frac{g \cdot \tilde{p}_1(H)}{w \cdot H} \approx 0,815 \quad (5.13)$$

O coeficiente da Equação (5.13) representa no Método Pseudo-Dinâmico um valor de  $R_2$  aproximadamente igual a 0.987. Isto indica que uma aproximação das pressões hidrodinâmicas por Westergaard será geralmente conservadora (salvo para valores de  $R_2$  acima de 0.987). É mais conveniente tratar o problema com os coeficientes obtidos na Figura 5.5, considerando uma distribuição parabólica para o campo de pressões hidrodinâmicas. Procedendo desta forma, obtemos:

$$\frac{p_e(h)_{proposto}}{V_g} \approx g \cdot \tilde{p}_1(y)_{Chopra} \approx \left( \frac{g \cdot \tilde{p}_1(H)}{w \cdot H} \right)_{Chopra} \cdot \gamma \cdot \sqrt{H \cdot h} \quad (5.14)$$

onde o coeficiente  $\frac{g \cdot \tilde{p}_1(H)}{w \cdot H}$  deverá ser obtido na Figura 5.5 para o valor de  $R_2$  correspondente.

A Equação (5.14) é válida para todas as curvas da Figura 5.5 que possam ser aproximadas por funções parabólicas. É uma hipótese consideravelmente válida para valores de  $R_2$  maiores ou iguais a 0.92. A análise para valores abaixo deste limite pode ser feita, de forma conservadora, com a consideração de  $R_2 = 0.92$ .

#### 5.4.2 - Adaptação proposta à aceleração horizontal

No Método Pseudo-Dinâmico as acelerações variam de forma proporcional à forma modal da Figura 5.4. A análise da força de inércia em uma seção trapezoidal com esta função,

embora possível, é muito mais complicada do que a análise com uma variação linear ou parabólica do modo de vibração. A variação linear é conservadora e as equações de esforços podem ser obtidas de maneira mais prática. Pode-se adotar também uma variação parabólica, que irá produzir melhores resultados que a aproximação linear. A Figura 5.6 ilustra as soluções propostas.

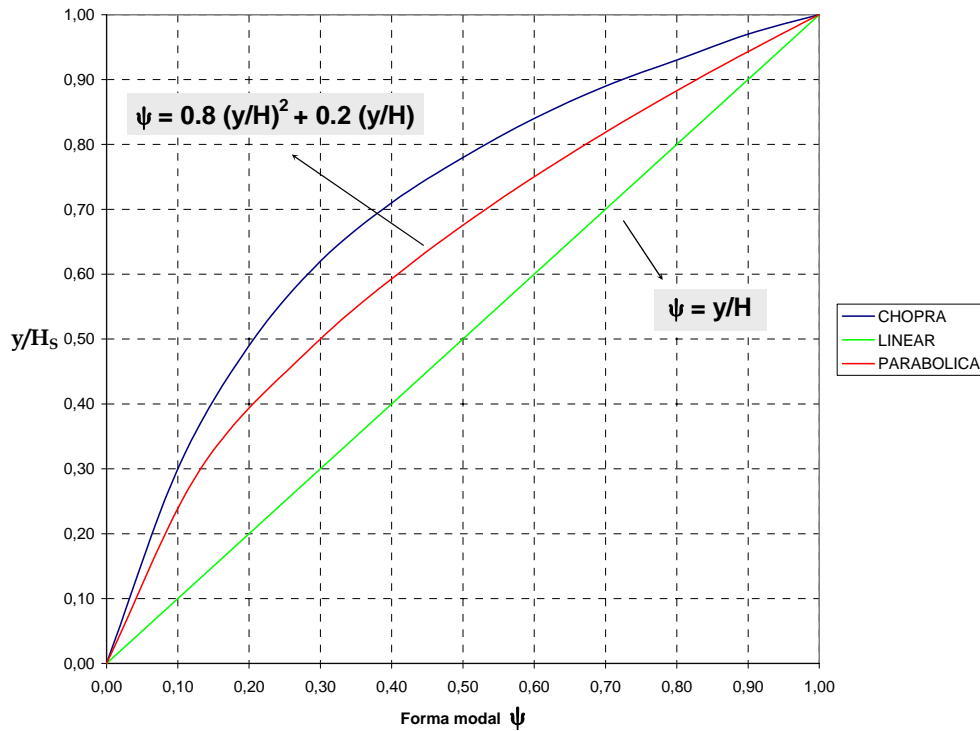


Figura 5.6 – Soluções propostas para a forma modal

A curva verde representa uma solução linear, cuja finalidade é meramente comparativa. A curva vermelha representa a função parabólica proposta, e coincide com uma aproximação primitiva apresentada por Chopra (1970). Esta curva foi encontrada através de uma interpolação gráfica da deformada modal também apresentada por Chopra (1978).

Todavia, a curva azul corresponde a aproximação mais adequada proposta por Chopra (1978), e foi obtida, conforme foi comentado anteriormente, por meio de numerosas análises de perfis típicos de barragens. Esta solução não será adotada em virtude das dificuldades analíticas de integração, mas poderá ser tentada a posteriori em trabalhos futuros.

A aceleração em uma elevação  $y$ , para uma função de forma parabólica, pode ser obtida pela Equação (5.15).

$$V_H(y) = \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot a_H \quad (5.15)$$

onde  $H$  é a altura da barragem,  $A$  e  $B$  são constantes, e  $a_H$  é aceleração horizontal máxima.

A força de inércia para um elemento infinitesimal encontra-se na Equação (5.16). A integral desta força ao longo do eixo  $y$  irá fornecer o valor da força de inércia para uma seção trapezoidal arbitrária. Os parâmetros envolvidos nas equações que serão apresentadas a seguir encontram-se ilustrados na Figura 5.7.

$$dFI = \omega_c \cdot T \cdot dy \cdot V_H \quad (5.16)$$

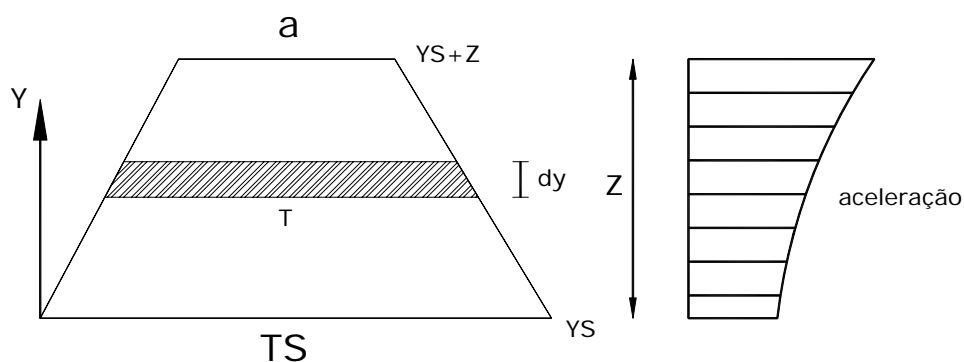


Figura 5.7 – Seção trapezoidal e simbologia utilizada

Integrando a Equação (5.16) ao longo de  $y$ , obtemos:

$$FI = \int_0^z T \cdot \omega_c \cdot V_H \cdot dy = \int_0^z \left[ TS - y \cdot \tan(\phi_U) - y \cdot \tan(\phi_D) \right] \cdot \omega_c \cdot \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot a_H \cdot dy \quad (5.17)$$

A solução da Equação (5.17) é a força de inércia para uma seção trapezoidal submetida a uma variação parabólica de aceleração. Temos então:

$$FI = A \cdot \frac{\omega_c \cdot a_H}{H^2} \cdot \left[ A_T \cdot YS^2 + 2 \cdot YS \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \left( \frac{TS + 2 \cdot a}{3} \right) + \frac{z^3}{3} \cdot \left( \frac{TS + 3 \cdot a}{4} \right) \right] + B \cdot \frac{\omega_c \cdot a_H}{H} \cdot \left[ A_T \cdot YS + \frac{z^2}{2} \cdot \left( \frac{TS + 2 \cdot a}{3} \right) \right] \quad (5.18)$$

onde  $A_T = \frac{(a + TS)}{2} \cdot z$

A posição desta força, em relação ao eixo  $y$ , pode ser obtida da seguinte forma:

$$\bar{Y} = \frac{\int_0^z [TS - y \cdot \tan(\phi_U) - y \cdot \tan(\phi_D)] \cdot \omega_c \cdot \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot a_H \cdot y \cdot dy}{FI} \quad (5.19)$$

Resolvendo esta equação, obtemos:

$$\bar{Y} = \frac{\left\{ A \cdot \frac{\omega_c \cdot a_H}{H^2} \cdot \left[ YS^2 \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \left( \frac{TS + 2 \cdot a}{3} \right) + 2 \cdot YS \cdot \frac{z^3}{3} \cdot \left( \frac{TS + 3 \cdot a}{4} \right) + \frac{z^4}{4} \cdot \left( \frac{TS + 4 \cdot a}{5} \right) \right] \right.}{FI} \left. + B \cdot \frac{\omega_c \cdot a_H}{H} \cdot \left[ YS \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \left( \frac{TS + 2 \cdot a}{3} \right) + \frac{z^3}{3} \cdot \left( \frac{TS + 3 \cdot a}{4} \right) \right] \right\} \quad (5.20)$$

### 5.4.3 - Adaptação proposta às equações do Método da Gravidade

A pressão hidrodinâmica proposta no Item 5.5.1 não irá provocar alterações nas equações do Método da Gravidade, pois apenas um coeficiente da formulação original proposta por Westergaard será modificado. A distribuição continua sendo parabólica, com o seu valor máximo definido na Figura 5.5.

A aceleração horizontal proposta no Item 5.5.2 irá alterar as formulações que estão relacionadas à força de inércia horizontal da barragem. Analisando as equações do capítulo anterior iremos observar que a constante  $b_2$  e a derivada parcial do esforço cortante ( $\partial \Sigma V / \partial z$ ) estão relacionadas a este esforço horizontal.

O termo  $\lambda \cdot \omega_c$  da constante  $b_2$  está relacionado à aceleração horizontal na seção de cálculo. Deverá ser acrescido de um termo que indique a proporcionalidade em relação à máxima aceleração horizontal da barragem. Temos então:

$$b_2 = b_1 \tan(\phi_D) + \partial a_1 / \partial z \pm \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot \lambda \cdot \omega_c \quad (5.21)$$



onde  $y$  indica a posição medida em relação à base da barragem e  $\lambda$  a máxima aceleração horizontal da estrutura.

A derivada parcial da força de inércia horizontal pode ser obtida a partir da derivada da Equação (5.18). Procedendo desta forma obtemos:

$$\frac{\partial V_E}{\partial z} = \frac{\partial FI}{\partial z} = \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot \lambda \cdot \omega_c \cdot T \quad (5.22)$$

Substituindo a Equação (5.22) na Equação (4.52), obtemos:

$$\frac{\partial \Sigma V}{\partial z} = - \left( p - p' \pm \left[ A \cdot \left( \frac{y}{H} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{y}{H} \right) \right] \cdot \lambda \cdot \omega_c \cdot T \pm p_e \pm p_e' \right) \quad (5.23)$$

As Equações (5.21) e (5.23) são as únicas alterações que devem ser feitas no Método da Gravidade para as adaptações propostas.

Os valores das constantes  $A$  e  $B$  definem a parábola que representa a deformada modal da estrutura. Para  $A$  igual a zero e  $B$  igual a 1, a aproximação é linear. Para  $A$  igual a 0.8 e  $B$  igual a 0.2, a aproximação é parabólica. Estas duas funções encontram-se representadas na Figura 5.6. Outros valores podem ser adotados, porém deve-se ter o cuidado para não escolher constantes que produzam funções contrárias à segurança.

## 6 - ASPECTOS COMPUTACIONAIS

Este capítulo descreve os aspectos computacionais da dissertação. Serão apresentadas as características, a estrutura e a validação do programa desenvolvido nesta pesquisa.

### 6.1 - INTRODUÇÃO

A aplicação das equações demonstradas nos capítulos anteriores pode-se tornar bastante tediosa, principalmente quando a análise de tensões envolve numerosas seções distribuídas ao longo da altura da barragem. Os coeficientes destas formulações envolvem esforços, pressões e propriedades geométricas que variam para cada seção em análise. Com o intuito de automatizar este procedimento, foi desenvolvido nesta dissertação um programa computacional chamado SAGDAM – Stress Analysis of Gravity Dams, que é capaz de determinar os coeficientes: das tensões normais ao plano horizontal ( $a$  e  $b$ ), das tensões de cisalhamento ( $a_1$ ,  $b_1$  e  $c_1$ ) e das tensões normais ao plano vertical ( $a_2$ ,  $b_2$ ,  $c_2$  e  $d_2$ ).

O objetivo deste programa é conduzir uma análise preliminar de tensões em barragens submetidas a carregamentos estáticos e provenientes de forças sísmicas horizontais. Trata-se de uma ferramenta capaz de auxiliar o projetista durante a tomada de decisão, quanto ao perfil mais adequado para as solicitações de projeto. A distribuição de tensões ao longo da barragem não é fornecida pelo código computacional, mas os coeficientes gerados por este permitem o cálculo de tensões em uma planilha auxiliar, a critério do usuário.

O programa SAGDAM foi desenvolvido em linguagem FORTRAN, com a utilização do programa Fortran Powerstation 4.0. A base teórica do programa foi desenvolvida ao longo dos Capítulos 4 e 5. Trata-se de um programa totalmente analítico, fundamentado nas equações do Método da Gravidade.

### 6.2 - DESCRIÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

As principais características do programa SAGDAM são as seguintes:

- Modelo do perfil da barragem – O programa é capaz de analisar perfis de barragens de concreto gravidade divididos em até 3 trechos (conceito ilustrado na Figura 3.8). A Figura 6.1 esquematiza o perfil mais geral que pode ser analisado pelo programa, assim como a denominação dos parâmetros geométricos de entrada de dados.

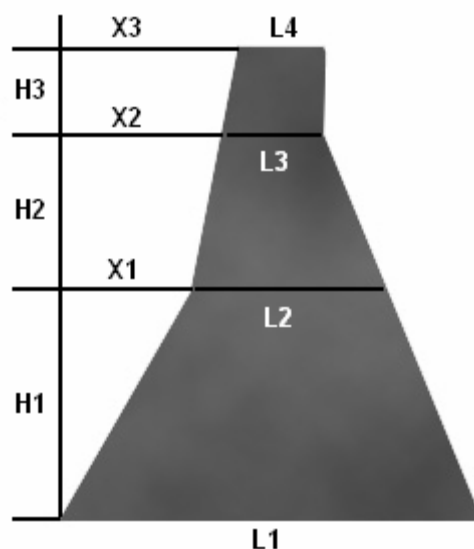


Figura 6.1 – Perfil geral analisado pelo programa SAGDAM

- Cargas atuantes – O programa SAGDAM permite os seguintes carregamentos:
  - peso próprio;
  - pressões hidrostáticas a montante e a jusante;
  - força de inércia horizontal;
  - força hidrodinâmica decorrente de um movimento horizontal da barragem.
  
- Análise sísmica – Neste aspecto a análise encontra-se limitada aos métodos Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico. Paramentos inclinados são permitidos, com a introdução de um paramento equivalente, conforme foi comentado no Capítulo 4.
  
- Saída de resultados – O programa não fornece as tensões em pontos específicos da barragem. Entretanto, para cada seção de cálculo, fornece os valores das constantes necessárias para o cálculo da distribuição de tensões ao longo de uma seção qualquer. Os esforços normal, cortante e fletor também podem ser obtidos, para cada seção em análise, na saída de resultados.

### 6.3 - FUNCIONAMENTO E ARQUITETURA DO PROGRAMA

O programa SAGDAM é formado por um programa principal, que gerencia todos os procedimentos de cálculo, e dez sub-rotinas, que auxiliam no processamento de esforços e coeficientes de tensões.

As sub-rotinas encontram-se divididas em seis grupos. No primeiro grupo temos a sub-rotina que identifica o trecho onde está localizada a seção em análise (sub-rotina Trecho). No segundo grupo temos as sub-rotinas que calculam os esforços para cada trecho de forma independente (sub-rotinas Água, Concreto e Inércia). No terceiro temos a sub-rotina que calcula os esforços hidrodinâmicos para uma determinada elevação (sub-rotina Hidrodinâmica). No quarto temos a sub-rotina que transfere os esforços do último trecho (trecho mais elevado) para o trecho imediatamente inferior (sub-rotina Geral 1). O quinto grupo é formado pela sub-rotina que transfere os esforços de dois trechos anteriores para o trecho imediatamente inferior (sub-rotina Geral 2). E o sexto grupo é formado pelas sub-rotinas que calculam os coeficientes de tensões (Sigma Z, Tau ZY e Sigma Y).

Como o formato do programa é descentralizado, novos carregamentos podem ser introduzidos facilmente sem comprometer sua estrutura principal. Além disso, a seqüência de cálculo de esforços, conforme será mostrada a seguir, pode ser facilmente estendida para geometrias mais complexas, não previstas neste programa.

A Figura 6.2 ilustra o fluxograma do programa SAGDAM. A seqüência de processamento deste código computacional pode ser descrita nas seguintes etapas:

1. O usuário digita os parâmetros geométricos, as propriedades dos materiais, a aceleração horizontal do solo e a elevação da seção que será analisada;
2. O programa analisa em que trecho está contida a seção por meio da sub-rotina Trecho;
3. Os esforços são calculados para a seção por meio das sub-rotinas Água, Concreto, Inércia, Hidrodinâmica, Geral 1 e Geral 2;
4. As sub-rotinas Sigma Z, Tau ZY e Sigma Y se encarregam de calcular, utilizando os esforços obtidos na etapa anterior, os coeficientes das equações do Método da Gravidade;
5. A saída de resultados informa os valores dos esforços e coeficientes da seção analisada.

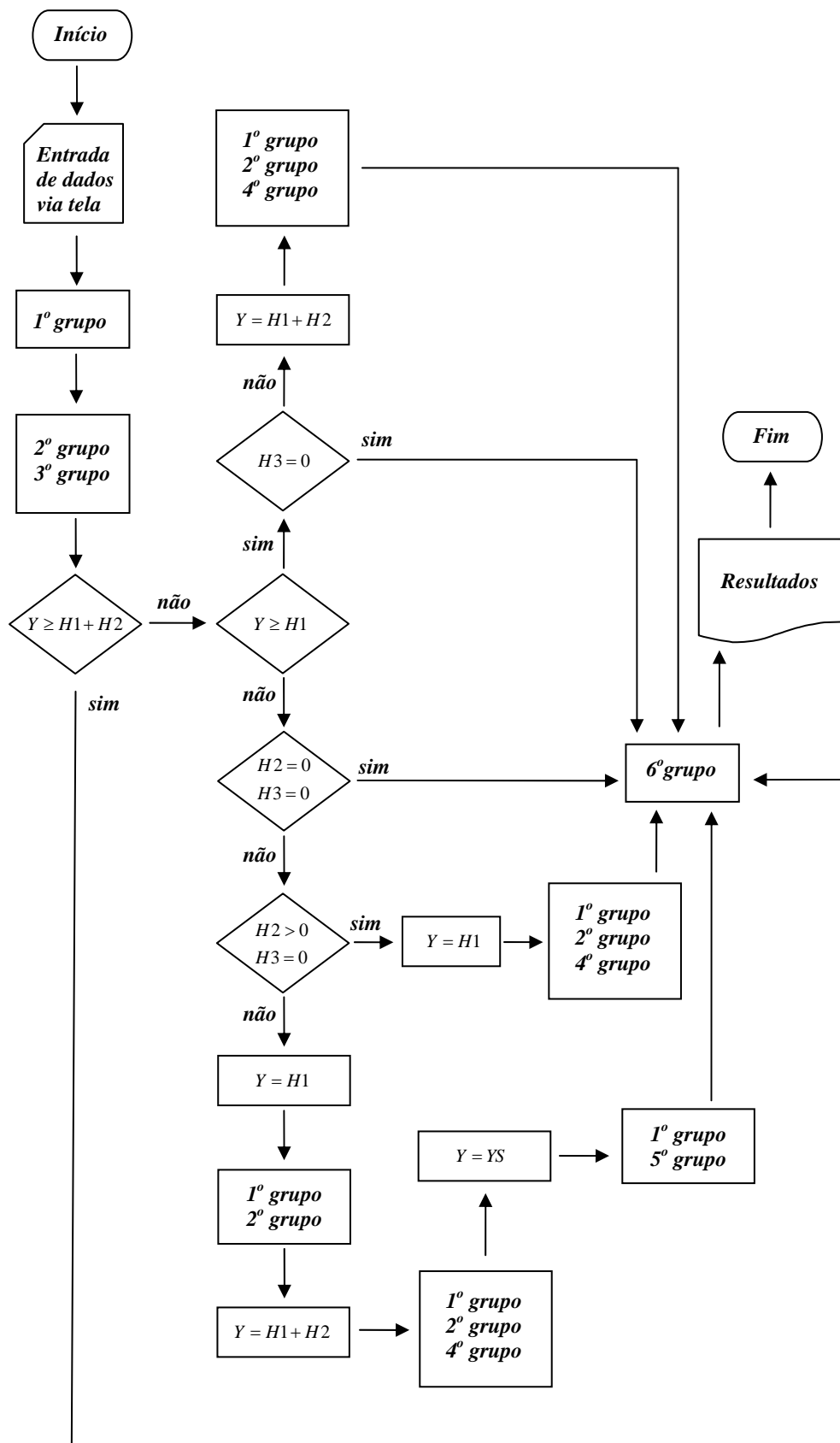


Figura 6.2 – Arquitetura do programa SAGDAM

#### 6.4 - DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS SUBROTINAS DO PROGRAMA

- Sub-rotina Trecho: É a sub-rotina que determina em que trecho está localizada a elevação em análise ( $YS$ ). Retorna parâmetros geométricos ( $a$ ,  $T$ ,  $\tan \phi_U$ ,  $\tan \phi_D$  e  $z$ ) característicos do trecho e da seção em análise;
- Sub-rotina Água: É a sub-rotina que determina os esforços produzidos pelos reservatórios a montante e a jusante em um determinado trecho. A análise é conduzida de forma particular, ou seja, independente da existência de outros trechos;
- Sub-rotina Concreto: Calcula os esforços produzidos pelo peso próprio da barragem. A análise é conduzida de forma particular (independente);
- Sub-rotina Inércia: Calcula os esforços produzidos pela inércia da barragem devido a uma aceleração horizontal. A análise é conduzida de forma particular (independente);
- Sub-rotina Hidrodinâmica: Calcula os esforços produzidos pelas pressões hidrodinâmicas. Por enquanto está programada apenas para efeitos hidrodinâmicos no reservatório a montante. Funciona de forma geral, ou seja, analisa a barragem de forma global;
- Sub-rotina Geral 1: Transfere os esforços do último trecho (o trecho mais elevado da barragem) para o trecho imediatamente inferior. A soma dos esforços particulares da seção em análise com os gerados por esta rotina permite a análise global da elevação em análise ( $YS$ );
- Sub-rotina Geral 2: Transfere os esforços de dois trechos anteriores (os dois últimos trechos mais elevados) para o trecho imediatamente inferior. A soma dos esforços particulares da seção em análise com os gerados por esta rotina permite a análise global da elevação em análise ( $YS$ );
- Sub-rotina Sigma Z: Calcula os valores dos coeficientes  $a$  e  $b$ ;

- Sub-rotina Tau ZY: Calcula os valores dos coeficientes  $a_1$ ,  $b_1$  e  $c_1$ ;
- Sub-rotina Sigma Y: Calcula os valores dos coeficientes  $a_2$ ,  $b_2$ ,  $c_2$  e  $d_2$ .

## 6.5 - VALIDAÇÃO ESTÁTICA DO PROGRAMA SAGDAM

Em USBR (1976) podemos encontrar um exemplo de cálculo de uma barragem via Método da Gravidade. Os resultados obtidos na literatura e via programa SAGDAM serão comparados com o objetivo de validar o código computacional desenvolvido nesta pesquisa.

### 6.5.1 - Barragem analisada

Trata-se de uma análise desenvolvida para o perfil da crista não vertente (“non overflow”) da barragem Friant, localizada no Vale Central da Califórnia, Estados Unidos, como mostra a Figura 6.3. Duas condições de carregamento foram estudadas: reservatório vazio e cheio.

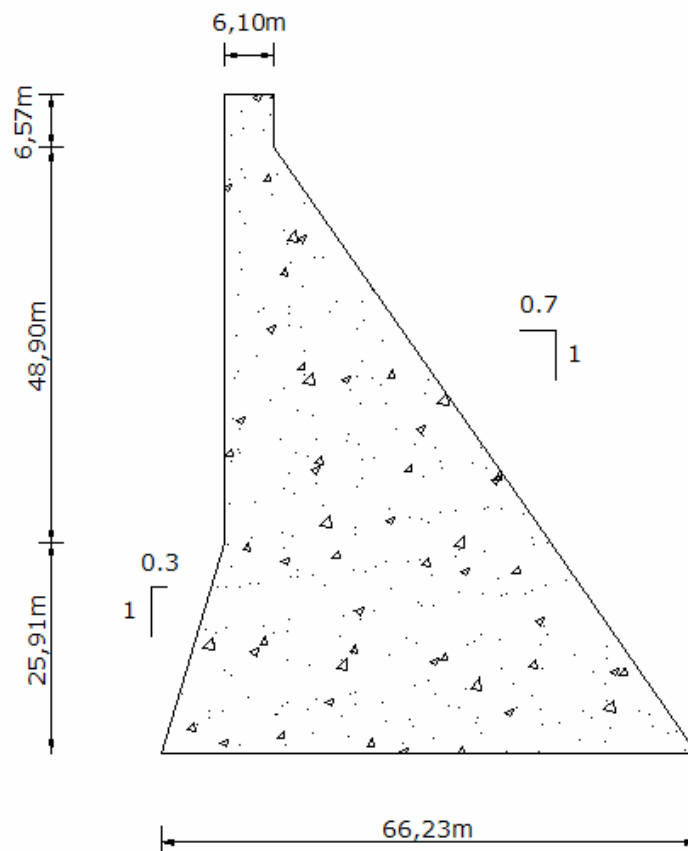


Figura 6.3 – Seção transversal da barragem Friant

As propriedades dos materiais utilizados na análise são as seguintes:

- Peso específico da água = 9.82 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso específico do concreto = 23.57 kN/m<sup>3</sup>.

As subpressões não serão consideradas no cálculo das tensões.

A Figura 6.4 ilustra os pontos de cálculo de tensões apresentados na literatura (planos verticais) que serão utilizados para validar o programa SAGDAM.

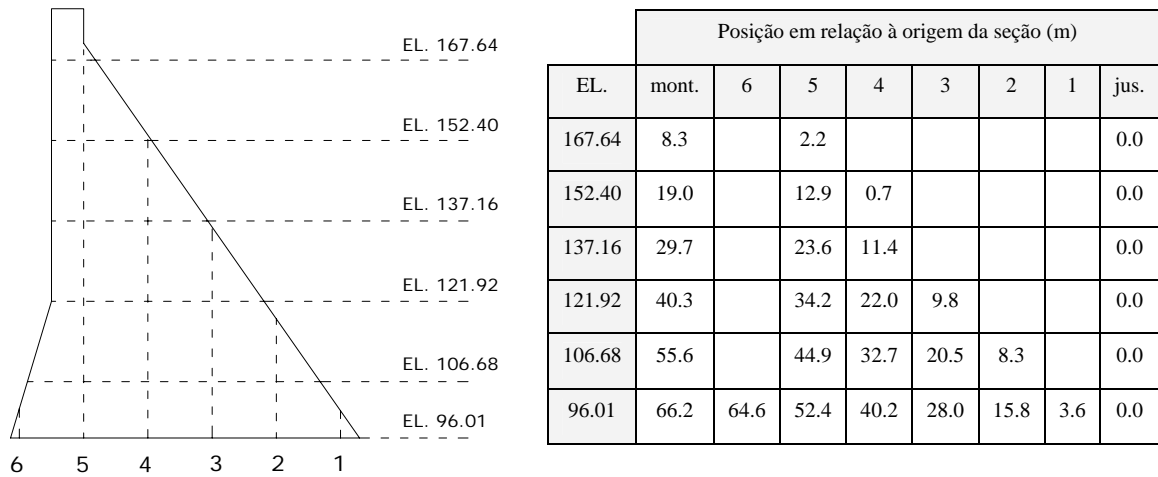


Figura 6.4 – Planos verticais de análise de tensões

### 6.5.2 - Análise 01 (reservatório vazio)

O programa SAGDAM fornece apenas os valores dos coeficientes das equações de tensões: normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ ), cisalhantes ( $\tau_{zy}$ ) e normais ao plano vertical ( $\sigma_y$ ). Na análise conduzida em USBR (1976) os valores destes coeficientes não se encontram disponíveis. Apenas os valores das tensões principais para os planos verticais de análise são apresentados.

As tensões principais em USBR (1976) são calculadas da seguinte forma:

$$\sigma_{p1} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{zy})^2} \quad (6.1)$$



Se  $(\sigma_z - \sigma_y) > 0$  , o sinal positivo deverá ser utilizado. Em caso contrário, utiliza-se o sinal negativo.

A segunda tensão principal ( $\sigma_{p2}$ ) pode ser obtida com a mudança do sinal da raiz obtido para a primeira tensão principal ( $\sigma_{p1}$ ).

Optou-se por conduzir a análise utilizando o sistema de unidades adotado pela referência (sistema inglês de unidades). Desta forma torna-se mais fácil identificar resultados semelhantes e evita-se a perda de casas decimais durante a conversão de unidades.

A transferência dos coeficientes obtidos no programa SAGDAM para uma planilha eletrônica, e o cálculo dos valores das tensões principais nos planos verticais de análise, conduz à distribuição de tensões para o reservatório vazio (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 - Tensões principais obtidas em SAGDAM (reservatório vazio)

EL (ft)	y (ft)	$\sigma_{p1}$ (psi)	$\sigma_{p2}$ (psi)
550	0,0	14	0
	7,3	18	-1
	27,3	43	0
500	0,0	-1	0
	2,3	3	-1
	42,3	67	0
	62,3	99	0
450	0,0	-2	0
	37,3	56	0
	77,3	118	0
	97,3	149	0
400	0,0	-2	0
	32,3	48	0
	72,3	109	0
	112,3	170	0
	132,3	201	0
350	0,0	49	0
	27,3	72	12
	67,3	100	22
	107,3	132	20
	147,3	174	10
	182,3	219	0
315	0,0	75	0
	11,8	81	6
	51,8	100	20
	91,8	121	26
	131,8	149	22
	171,8	184	13
	211,8	226	2
	217,3	232	0

A Figura 6.5 ilustra a distribuição de tensões principais obtidas em USBR (1976).

STRESSES IN POUNDS PER SQ IN.									
POINT		U.S.	6	5	4	3	2	1	D.S.
RESERVOIR EMPTY									
550	$\sigma_{p1}$	43		18					14
	$\sigma_{p2}$	0		-1					0
	$\phi_{p1}$	0°		-2°46'					-35°0'
500	$\sigma_{p1}$	99		67	3				-1
	$\sigma_{p2}$	0		0	-1				0
	$\phi_{p1}$	0°		-0°12'	10°20'				-35°0'
450	$\sigma_{p1}$	149		118	56				-2
	$\sigma_{p2}$	0		0	0				0
	$\phi_{p1}$	0°		-0°9'	-0°6'				-35°0'
400	$\sigma_{p1}$	201		170	109	48			-2
	$\sigma_{p2}$	0		0	0	0			0
	$\phi_{p1}$	0°		-0°5'	-0°9'	0°15'			-35°0'
350	$\sigma_{p1}$	219		174	132	100	72		50
	$\sigma_{p2}$	0		10	20	22	12		0
	$\phi_{p1}$	16°42'		9°41'	0°31'	-13°58'	-28°00'		-35°0'
315	$\sigma_{p1}$	232	226	184	149	121	100	81	75
	$\sigma_{p2}$	0	2	13	22	26	20	6	0
	$\phi_{p1}$	16°42'	15°58'	9°54'	2°0'	-8°43'	-21°32'	-32°35'	-35°0'

Figura 6.5 – Tensões principais obtidas em USBR (reservatório vazio)

A comparação entre os resultados obtidos com o programa SAGDAM e os obtidos em USBR revela valores idênticos, com exceção  $\sigma_{p1}$  a jusante, na elevação 350 ft. Entretanto, esta diferença é de apenas 1 psi (49 psi em SAGDAM, 50 psi em USBR), o que indica uma diferença provável de arredondamento de valores numéricos.

### 6.5.3 - Análise 02 (reservatório cheio)

Esta análise foi conduzida considerando a situação de operação normal com reservatório cheio. A superfície do reservatório encontra-se na elevação 176.17m (578 ft).

A transferência dos coeficientes obtidos no programa SAGDAM para uma planilha eletrônica, e o cálculo dos valores das tensões principais nos planos verticais de análise, conduz à distribuição de tensões para o reservatório cheio (Tabela 6.2).

A Figura 6.6 ilustra a distribuição de tensões principais obtidas em USBR (1976).

Tabela 6.2 - Tensões principais obtidas em SAGDAM (reservatório cheio)

EL (ft)	y (ft)	$\sigma_{p1}$ (psi)	$\sigma_{p2}$ (psi)
550	0,0	33	0
	7,3	29	4
	27,3	30	12
500	0,0	78	0
	2,3	77	1
	42,3	58	23
	62,3	46	34
450	0,0	141	0
	37,3	114	19
	77,3	76	41
	97,3	56	53
400	0,0	206	0
	32,3	177	16
	72,3	136	36
	112,3	92	57
	132,3	77	61
350	0,0	261	0
	27,3	232	13
	67,3	192	32
	107,3	154	49
	147,3	119	66
	182,3	99	71
315	0,0	297	0
	11,8	284	6
	51,8	244	25
	91,8	207	43
	131,8	171	61
	171,8	139	77
	211,8	115	85
	217,3	114	85

STRESSES IN POUNDS PER SQ IN.									
POINT		U.S.	6	5	4	3	2	1	D.S.
NORMAL FULL RESERVOIR OPERATION									
550	$\sigma_{p1}$	30		29					33
	$\sigma_{p2}$	12		4					0
	$\phi_{p1}$	0°		-25°26'					-35°0'
500	$\sigma_{p1}$	46		58	77				78
	$\sigma_{p2}$	34		23	1				0
	$\phi_{p1}$	0°		-32°45'	-35°11'				-35°0'
450	$\sigma_{p1}$	53		76	113				141
	$\sigma_{p2}$	56		41	19				0
	$\phi_{p1}$	0°		-39°44'	-37°14'				-35°0'
400	$\sigma_{p1}$	61		57	136	177			206
	$\sigma_{p2}$	77		92	36	16			0
	$\phi_{p1}$	0°		41°7'	-39°22'	-36°38'			-35°0'
350	$\sigma_{p1}$	71		119	154	192	232		261
	$\sigma_{p2}$	99		66	49	32	13		0
	$\phi_{p1}$	16°42'		-44°2'	-37°11'	-35°28'	-35°1'		-35°0'
315	$\sigma_{p1}$	84	85	139	171	207	244	285	297
	$\sigma_{p2}$	114	115	77	61	44	25	6	0
	$\phi_{p1}$	16°42'	22°43'	-42°49'	-37°9'	-39°24'	-34°54'	-34°56'	-35°0'

Figura 6.6 – Tensões principais obtidas em USBR (reservatório cheio)

A comparação entre os resultados obtidos com o programa SAGDAM e os obtidos em USBR revela valores idênticos, com exceção dos pontos:  $\sigma_{p1}$  na elevação 450 ft (plano vertical 4),  $\sigma_{p1}$  na elevação 315 ft (plano vertical 1 e montante) e  $\sigma_{p2}$  na elevação 315 ft (plano vertical 3). Entretanto, estas diferenças são de apenas 1 psi em todos os pontos, o que indica uma diferença provável de arredondamento de valores numéricos.

## 6.6 - VALIDAÇÃO PSEUDO-ESTÁTICA DO PROGRAMA SAGDAM

O objetivo da análise a seguir é validar o procedimento pseudo-estático do programa SAGDAM. Os resultados obtidos com este código computacional serão comparados com os obtidos com o programa CADAM (2004), desenvolvido pela Escola Politécnica de Montreal, e que também contém rotinas fundamentadas no Método da Gravidade.

### 6.6.1 - Barragem analisada

A análise será conduzida para o perfil ilustrado na Figura 6.7. Duas condições de carregamento serão estudadas: reservatório vazio com sismo horizontal e reservatório cheio com sismo horizontal.

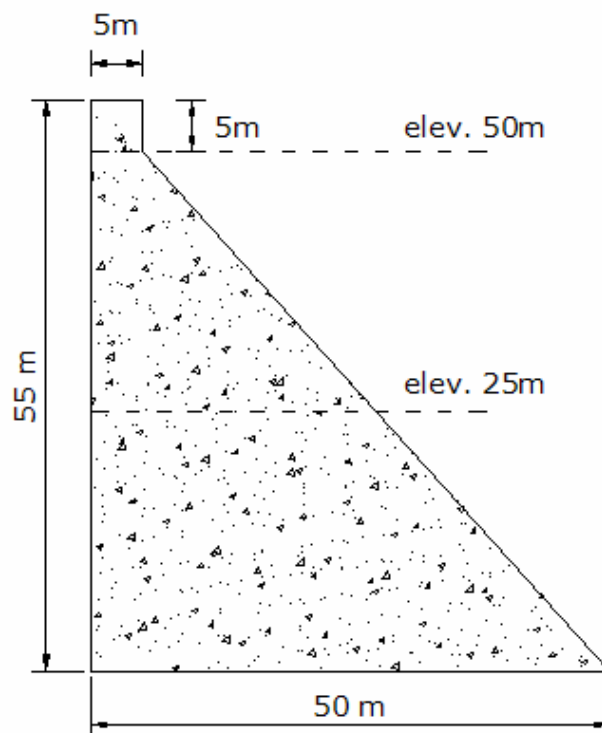


Figura 6.7 – Perfil da barragem analisada

As propriedades dos materiais utilizados na análise são as seguintes:

- Peso específico da água = 9.810 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso específico do concreto = 23.544 kN/m<sup>3</sup>.

As subpressões não serão consideradas no cálculo das tensões. A aceleração horizontal do solo será considerada igual a 0.10g (0.981 m/s<sup>2</sup>) e orientada para a esquerda (negativa tanto para o programa SAGDAM, como para o programa CADAM).

As seções de cálculo utilizadas para validar o programa SAGDAM estão ilustradas na Figura 6.7 (elevações 25 e 50m).

### 6.6.2 - Análise 01 (reservatório vazio)

Os esforços resultantes, para cada seção de cálculo, obtidos no programa SAGDAM e no programa CADAM estão ilustrados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Esforços resultantes nas seções analisadas

Elev. (m)	Resultados SAGDAM			Resultados CADAM		
	$\Sigma W$ (kN)	$\Sigma V$ (kN)	$\Sigma M$ (kN.m)	$\Sigma W$ (kN)	$\Sigma V$ (kN)	$\Sigma M$ (kN.m)
<b>25</b>	10153.350	-1015.335	37192.163	10153.350	-1015.335	37192.163
<b>50</b>	588.600	-58.860	-147.150	588.600	-58.860	-147.150

Os valores dos coeficientes de tensão obtidos no programa SAGDAM, para cada seção de cálculo, estão ilustrados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Coeficientes de tensão gerados pelo programa SAGDAM

Elev. (m)	$\sigma_z$		$\tau_{zy}$			$\sigma_y$			
	$a$	$b$	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$d_2$
<b>25</b>	74.1344	21.4602	66.7210	-1.6493	-0.0283	60.0489	-1.5164	-0.0423	0.0007
<b>50</b>	153.0360	-14.1264	0.0000	14.1264	-2.8253	0.0000	-2.3544	1.4126	-0.1884

O programa CADAM não fornece os valores dos coeficientes de tensão. Apenas as distribuições de tensões normais ao plano horizontal ( $\sigma_z$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{zy}$ ) são apresentadas ao longo das seções de cálculo (Figuras 6.8 e 6.9). Vale lembrar que o programa CADAM apresenta algumas convenções contrárias às do Método da Gravidade, tais como: tensões de compressão negativas, origem do eixo da seção a montante e esforços positivos nos sentidos contrários aos adotados pelo Método da Gravidade.

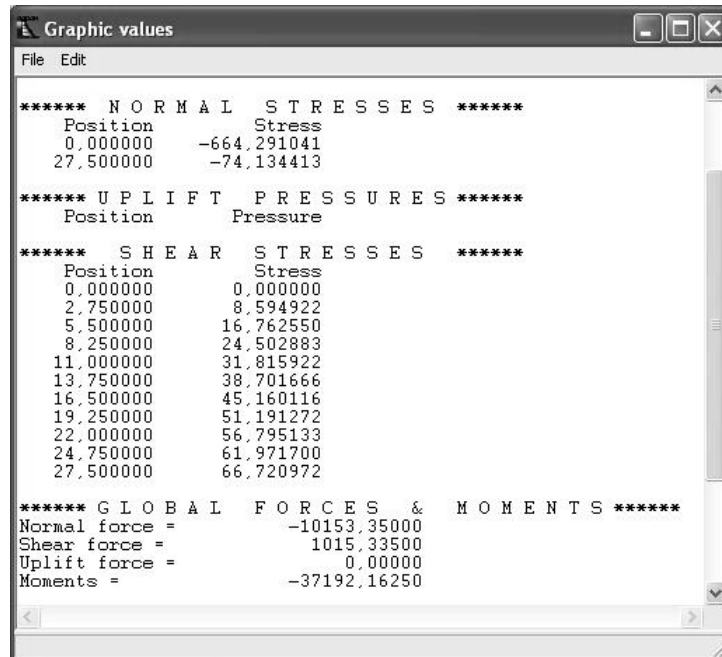


Figura 6.8 – Saída de resultados do programa CADAM (elevação 25m)

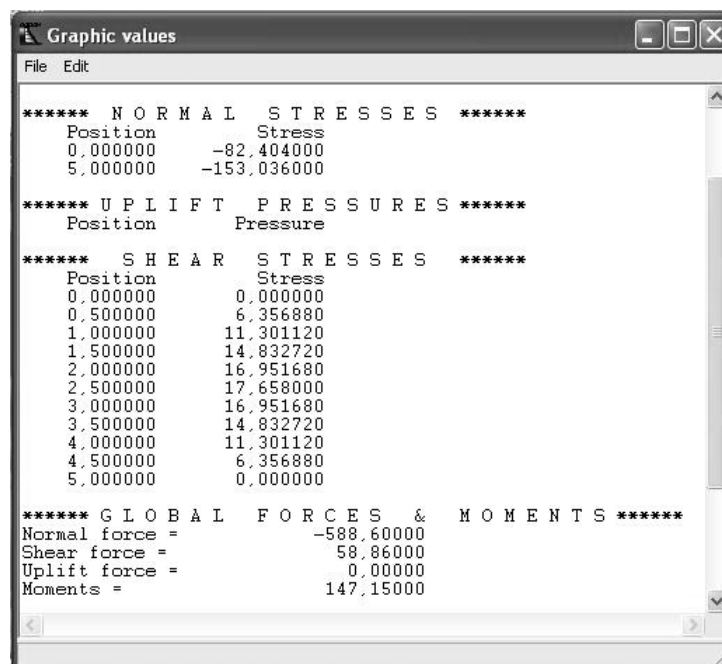


Figura 6.9 - Saída de resultados do programa CADAM (elevação 50m)

Os coeficientes relacionados a estas distribuições foram calculados e encontram-se na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Coeficientes de tensão obtidos com auxílio do programa CADAM

Elev. (m)	$\sigma_z$		$\tau_{zy}$		
	$a$	$b$	$a_1$	$b_1$	$c_1$
<b>25</b>	74.1344	21.4602	66.7210	-1.6493	-0.0283
<b>50</b>	153.0360	-14.1264	0.0000	14.1264	-2.8253

A verificação dos coeficientes da tensão normal ao plano vertical ( $\sigma_y$ ) terá que ser conduzida analiticamente, pois o programa CADAM não fornece os valores desta tensão. A Tabela 6.6 ilustra estes resultados.

Tabela 6.6 – Coeficientes de tensão  $\sigma_y$  obtidos analiticamente

Elev. (m)	$\sigma_y$			
	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$d_2$
<b>25</b>	60.0489	-1.5164	-0.0423	0.0007
<b>50</b>	0.0000	-2.3544	1.4126	-0.1884

A análise revela que todos os esforços e coeficientes calculados com o programa SAGDAM estão de acordo com os calculados pelo programa CADAM e os obtidos analiticamente.

### 6.6.3 - Análise 02 (reservatório cheio)

Esta análise foi conduzida considerando a situação de sismo horizontal com reservatório cheio. A superfície do reservatório encontra-se na elevação 50m.

As cargas usuais, tais como peso próprio e pressão hidrostática serão consideradas na análise.

Os esforços resultantes, para cada seção de cálculo, obtidos no programa SAGDAM e no programa CADAM estão ilustrados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Esforços resultantes nas seções analisadas

Elev. (m)	Resultados SAGDAM			Resultados CADAM		
	$\Sigma W$ (kN)	$\Sigma V$ (kN)	$\Sigma M$ (kN.m)	$\Sigma W$ (kN)	$\Sigma V$ (kN)	$\Sigma M$ (kN.m)
<b>25</b>	10153.350	-4552.059	6934.299	10153.350	-4551.790	6936.990
<b>50</b>	588.600	-58.860	-147.150	588.600	-58.860	-147.150

Os coeficientes obtidos no programa SAGDAM estão ilustrados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 - Coeficientes de tensão gerados pelo programa SAGDAM

Elev. (m)	$\sigma_z$		$\tau_{zy}$			$\sigma_y$			
	$a$	$b$	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$d_2$
<b>25</b>	314.1968	4.0012	282.7771	-5.0157	-0.1915	254.4994	6.5660	-0.3165	0.0037
<b>50</b>	153.0360	-14.1264	0.0000	14.1264	-2.8253	0.0000	-2.3544	1.4126	-0.1884

A Figura 6.10 ilustra as distribuições de tensões normais ao plano horizontal e de cisalhamento, obtidas na saída de resultados do programa CADAM, para a elevação 25m. A distribuição de tensões para a elevação 50m será idêntica a apresentada na Figura 6.9, pois a superfície do reservatório encontra-se nesta elevação e, portanto, nenhum efeito hidrodinâmico será computado. Os coeficientes relacionados a estas distribuições foram calculados e encontram-se na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Coeficientes de tensão obtidos com auxílio do programa CADAM

Elev. (m)	$\sigma_z$		$\tau_{zy}$		
	$a$	$b$	$a_1$	$b_1$	$c_1$
<b>25</b>	314.1754	4.0027	282.7579	-5.0150	-0.1915
<b>50</b>	153.0360	-14.1264	0.0000	14.1264	-2.8253



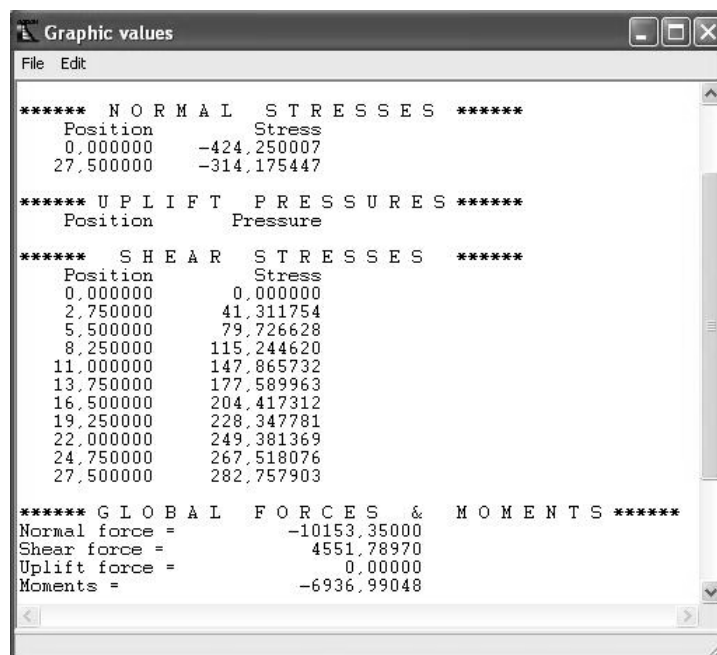


Figura 6.10 - Saída de resultados do programa CADAM (elevação 25m)

A verificação dos coeficientes da tensão normal ao plano vertical foi conduzida analiticamente. A Tabela 6.10 ilustra estes resultados.

Tabela 6.10 - Coeficientes de tensão  $\sigma_y$  obtidos analiticamente

Elev. (m)	$\sigma_y$			
	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$d_2$
<b>25</b>	254.4994	6.5660	-0.3165	0.0037
<b>50</b>	0.0000	-2.3544	1.4126	-0.1884

A análise revela que os esforços calculados com o programa SAGDAM se aproximaram bastante dos obtidos pelo programa CADAM para a elevação 25m. Na elevação 50m foram idênticos. Os coeficientes obtidos com o programa SAGDAM também foram praticamente idênticos aos do programa CADAM para a elevação 25m. Na elevação 50m foram idênticos. Os valores dos coeficientes obtidos analiticamente foram iguais aos obtidos com o programa SAGDAM. As pequenas diferenças encontradas ocorrem devido a uma simplificação de coeficientes do programa CADAM para o cálculo da força

hidrodinâmica. Este programa utiliza a Equação 6.2, ao passo que o programa SAGDAM utiliza a Equação 6.3.

$$F_{HD} = \left( 5,32683 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi) \quad (6.2)$$

$$F_{HD} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{0,543}{0,583} \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,81 \cdot V_g \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1,5} \right) \cdot \cos(\phi) \quad (6.3)$$

## 6.7 - VALIDAÇÃO PSEUDO-DINÂMICA DO PROGRAMA SAGDAM

O objetivo da análise a seguir é validar o procedimento pseudo-dinâmico do programa SAGDAM. Os resultados obtidos com este código computacional serão comparados com os da análise disponível em Chopra (1978).

### 6.7.1 - Barragem analisada

Trata-se de uma análise desenvolvida para o perfil da crista não vertente (“non overflow”) da barragem Pine Flat, ilustrada na Figura 6.11. Duas condições de carregamento serão estudadas: reservatório cheio com sismo horizontal em direção a montante e a jusante.

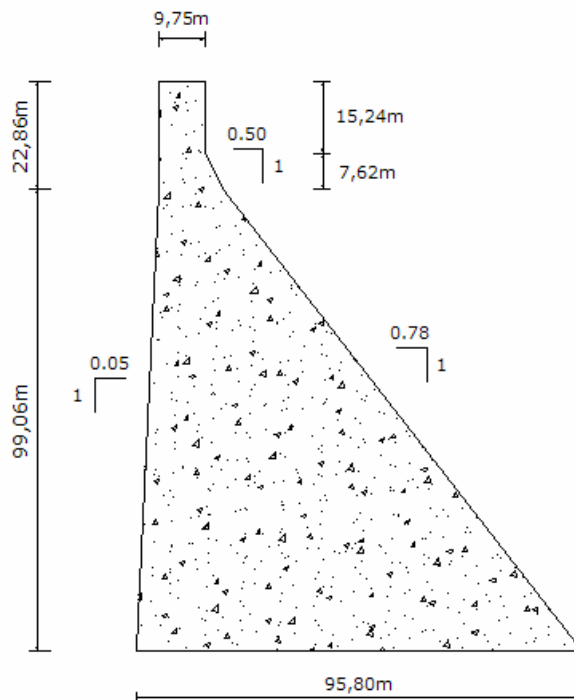


Figura 6.11 – Perfil da barragem Pine Flat

As propriedades dos materiais utilizados na análise são as seguintes:

- Peso específico da água =  $9.820 \text{ kN/m}^3$ ;
- Peso específico do concreto =  $24.357 \text{ kN/m}^3$ .
- Módulo de elasticidade do concreto ( $E$ ) =  $34473.786 \text{ MPa}$

As subpressões não serão consideradas no cálculo das tensões. A aceleração espectral  $S_a(\tilde{T}_s)$  será considerada igual a  $0.3g$  ( $2.943 \text{ m/s}^2$ ) e orientada tanto para a esquerda (negativa para o programa SAGDAM), como para a direita.

A superfície do reservatório encontra-se na elevação  $116.13\text{m}$ .

As elevações de cálculo são as seguintes:  $0, 30.48, 53.34, 76.20, 99.06$  e  $114.30\text{m}$ .

### 6.7.2 - Resultados da análise (deformada modal linear)

As tensões principais mínimas (maior tensão de tração ou menor de compressão) ocorrem no paramento de montante quando o sismo horizontal está orientado a esquerda, e no paramento de jusante quando o sismo horizontal está orientado a direita. A Figura 6.12 ilustra as tensões principais mínimas obtidas com o programa SAGDAM, para uma deformada modal linear, e as disponíveis em Chopra (1978).

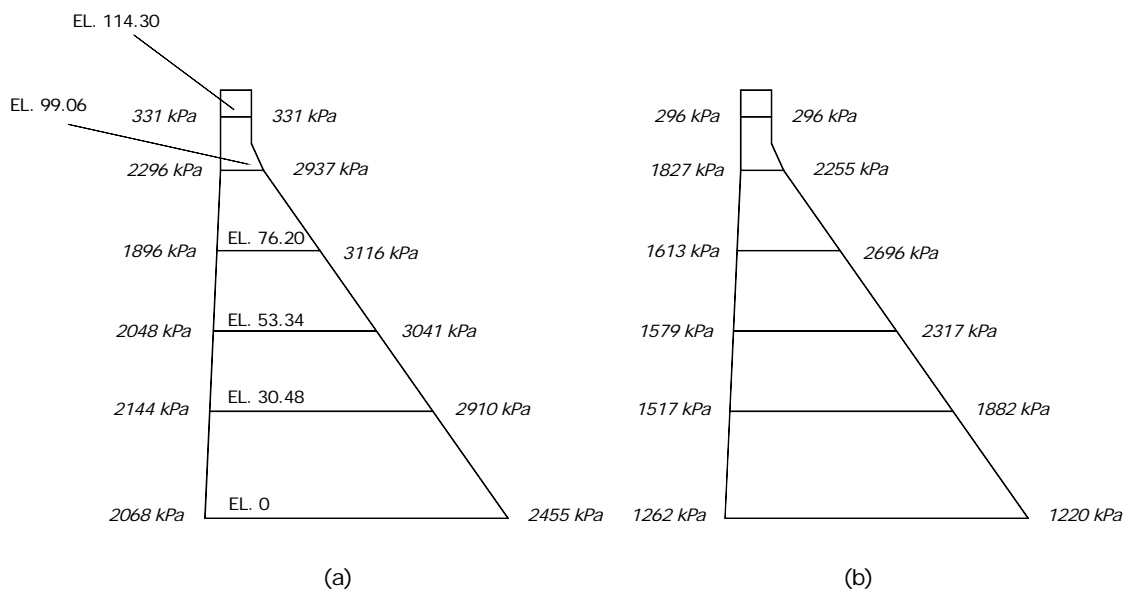


Figura 6.12 – Tensões principais de tração obtidas com o programa SAGDAM (a) e disponíveis em Chopra (b)

A análise dos resultados da Figura 6.12 indica que a análise Pseudo-Dinâmica do programa SAGDAM é mais conservadora que a obtida em Chopra (1978). A variação linear da forma modal proposta no capítulo anterior resulta em uma força de inércia maior que a resultante da forma modal proposta por Chopra. Pode-se notar que os resultados obtidos com a deformada modal linear são bastante conservadores.

### 6.7.3 - Resultados da análise (deformada modal parabólica)

A Figura 6.13 ilustra as tensões principais mínimas obtidas com o programa SAGDAM para uma deformada modal parabólica (com os coeficientes  $A$  igual a 0.8 e  $B$  igual a 0.2), e as disponíveis em Chopra (1978).

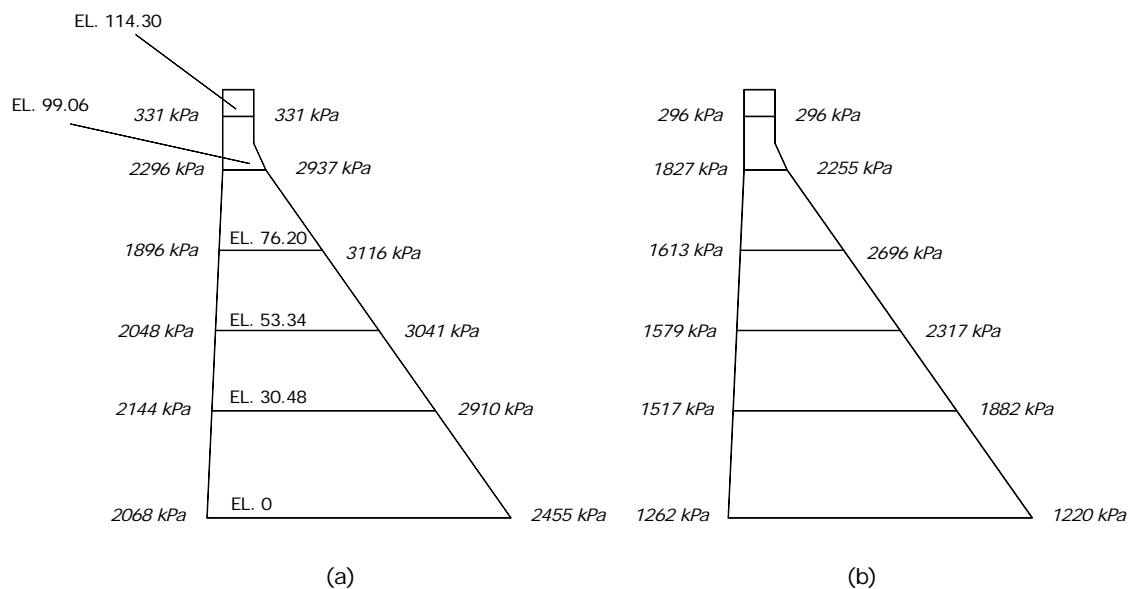


Figura 6.13 - Tensões principais de tração obtidas com o programa SAGDAM (a) e disponíveis em Chopra (b).

A análise dos resultados da Figura 6.13 indica que a análise Pseudo-Dinâmica do programa SAGDAM é mais conservadora que a obtida em Chopra (1978). A variação parabólica da forma modal proposta no capítulo anterior resulta em uma força de inércia maior que a resultante da forma modal proposta por Chopra. Ainda assim, pode-se notar que os resultados obtidos com a deformada modal parabólica são satisfatórios e a favor da segurança.

## **7 - APLICAÇÕES E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

As aplicações do programa computacional, em análises estáticas e sísmicas, e a análise dos resultados serão apresentadas neste capítulo. Pretende-se demonstrar as potencialidades do código computacional desenvolvido e, conseqüentemente, da formulação do Método da Gravidade para a solução de situações práticas em engenharia de barragens.

### **7.1 - INTRODUÇÃO**

Os resultados que serão apresentados a seguir têm por objetivo demonstrar a eficácia do programa SAGDAM e, conseqüentemente, da formulação do Método da Gravidade para a solução de situações práticas em engenharia de barragens.

As análises foram divididas em dois tipos. A primeira análise irá verificar os domínios de validade do Método da Gravidade, comparando os resultados obtidos com o programa SAGDAM com uma solução via Método dos Elementos Finitos (caso estático). A segunda análise tem por objetivo exemplificar as análises sísmicas propriamente ditas, verificando as vantagens e limitações dos métodos Pseudo-Estático e Pseudo-Dinâmico.

### **7.2 - DOMÍNIOS DE VALIDADE DO MÉTODO DA GRAVIDADE (ESTÁTICO)**

A barragem Friant, que foi estudada no capítulo anterior, será analisada via Método dos Elementos Finitos. O objetivo desta análise é verificar, por meio de uma comparação de resultados, os domínios de validade da formulação do Método da Gravidade.

A Figura 7.1 ilustra a malha de elementos finitos que foi utilizada neste estudo.

Para esta análise foi utilizado o programa ANSYS (1996). A barragem foi discretizada com elementos quadriláteros de estado plano de oito nós (elemento PLANE82, opção de estado plano de deformação). O bloco de fundação foi discretizado com o mesmo elemento e as mesmas propriedades do material da barragem.

A barragem foi analisada em situação de operação normal com reservatório cheio. A Tabela 7.1 ilustra os resultados obtidos via Método dos Elementos Finitos e Método da Gravidade para as mesmas seções e planos verticais da Figura 6.4.

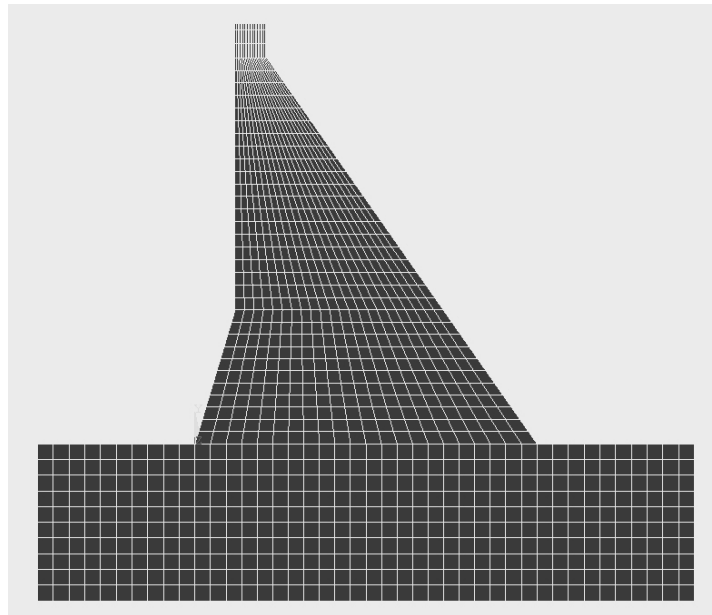


Figura 7.1 – Malha de elementos finitos utilizada na análise (ANSYS)

Tabela 7.1 – Resultados obtidos com os programas SAGDAM e ANSYS

EL (m)	y (m)	SAGDAM		ANSYS	
		$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
167,64	0,0	225	0	184	-3
	2,2	197	27	209	33
	8,3	206	84	201	84
152,40	0,0	535	0	571	0
	0,7	531	8	560	8
	12,9	397	161	390	163
	19,0	314	233	333	233
137,16	0,0	972	0	1.036	0
	11,4	783	128	767	126
	23,6	523	285	519	292
	29,7	383	367	402	383
121,92	0,0	1.422	0	1.423	0
	9,8	1.219	109	1.173	90
	22,0	940	248	910	194
	34,2	637	395	647	351
	40,3	533	419	531	392
106,68	0,0	1.800	0	1.571	1
	8,3	1.601	90	1.448	82
	20,5	1.321	218	1.267	134
	32,7	1.059	340	1.074	160
	44,9	820	452	841	234
	55,6	682	492	683	462
96,01	0,0	2.045	0	2.986	394
	3,6	1.960	40	1.641	244
	15,8	1.684	172	1.445	191
	28,0	1.425	299	1.364	163
	40,2	1.182	421	1.213	116
	52,4	959	531	981	13
	64,6	796	589	610	-676
	66,2	787	584	-131	-2.247

Os resultados obtidos na solução de elementos finitos para as elevações 167.64, 152.40, 137.16 e 121.92m se aproximam bastante dos obtidos no programa SAGDAM. Isto indica que, nestas elevações as hipóteses de distribuição de tensões do Método da Gravidade são válidas. Entretanto, as elevações 106.68 e 96.01m apresentam, na solução de elementos finitos, resultados bem diferentes dos encontrados no programa SAGDAM.

Esta discrepância, que se acentua à medida que a seção considerada se aproxima da base da barragem, pode ser explicada em parte pelas hipóteses do Método da Gravidade não se aplicarem em zonas de concentração de tensões, e por outro lado, devido ao fato de que a modelização via Método dos Elementos Finitos deve ser estudada e adaptada para estas regiões. Uma análise mais detalhada será apresentada a seguir.

### 7.2.1 - Distribuição de tensões analíticas e numéricas (SAGDAM e ANSYS)

#### 7.2.1.1 - Elevação 167.64m

A Figura 7.2 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

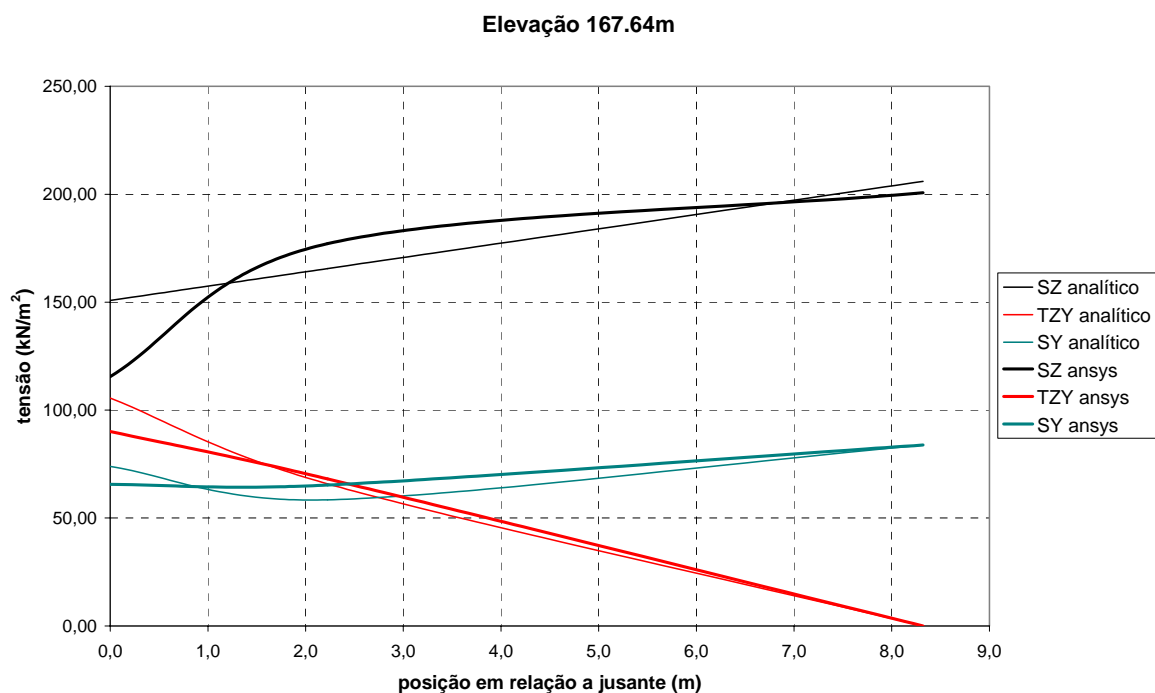


Figura 7.2 – Distribuição de tensões (Elevação 167.64m)

#### 7.2.1.2 - Elevação 152.40m

A Figura 7.3 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

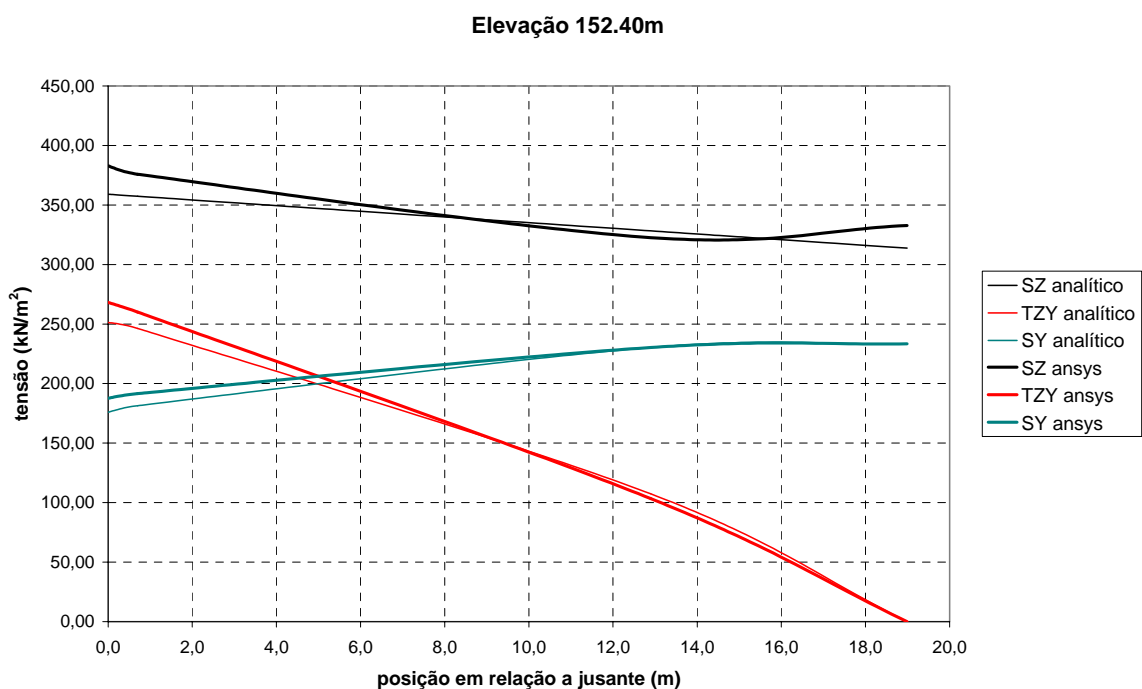


Figura 7.3 - Distribuição de tensões (Elevação 152.40m)

### 7.2.1.3 - Elevação 137.16m

A Figura 7.4 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

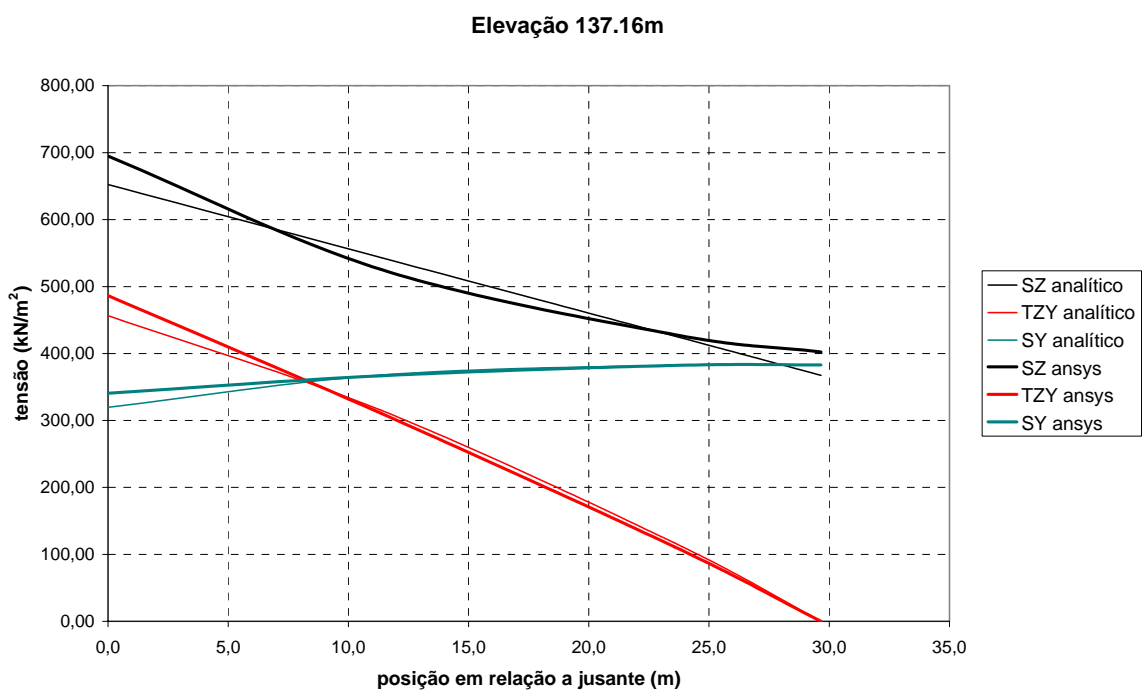


Figura 7.4 - Distribuição de tensões (Elevação 137.16m)



#### 7.2.1.4 - Elevação 121.92m

A Figura 7.5 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

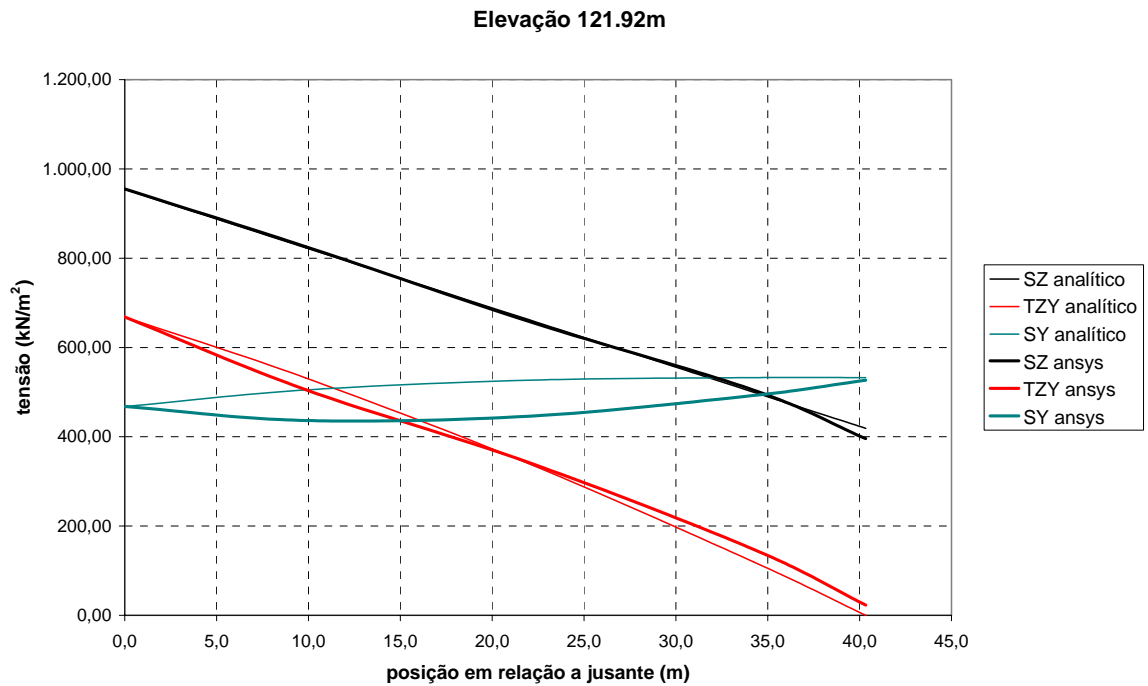


Figura 7.5 - Distribuição de tensões (Elevação 121.92m)

#### 7.2.1.5 - Elevação 106.68m

A Figura 7.6 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

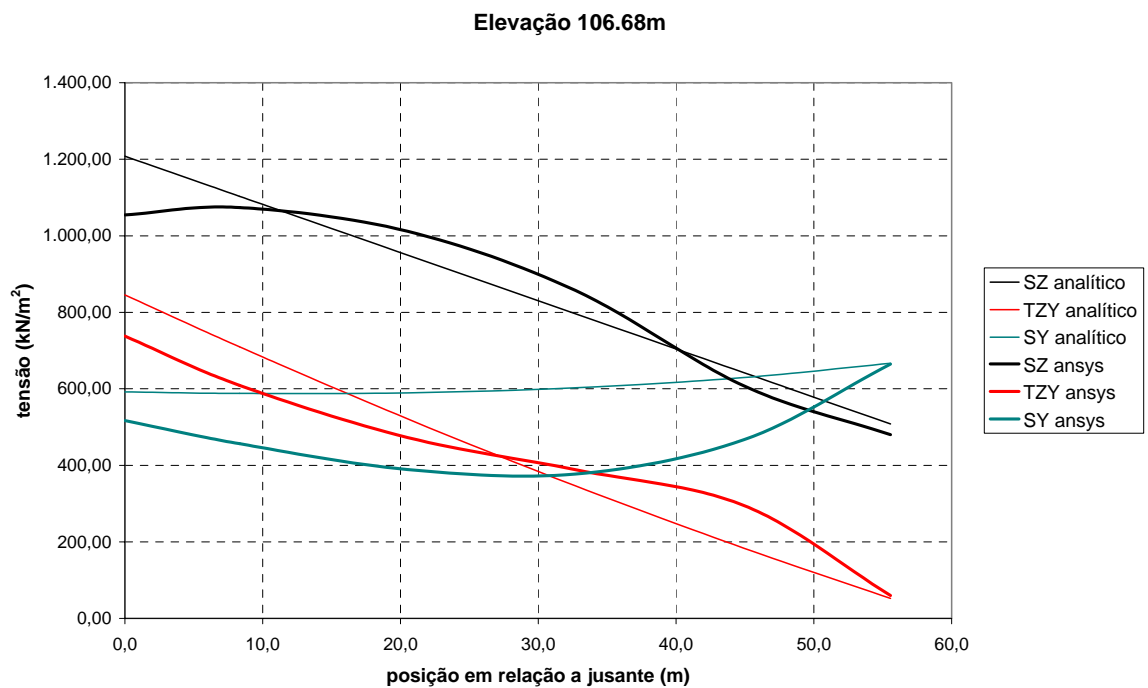


Figura 7.6 - Distribuição de tensões (Elevação 106.68m)

### 7.2.1.6 - Elevação 96.01m

A Figura 7.7 ilustra a distribuição de tensões obtida para esta elevação.

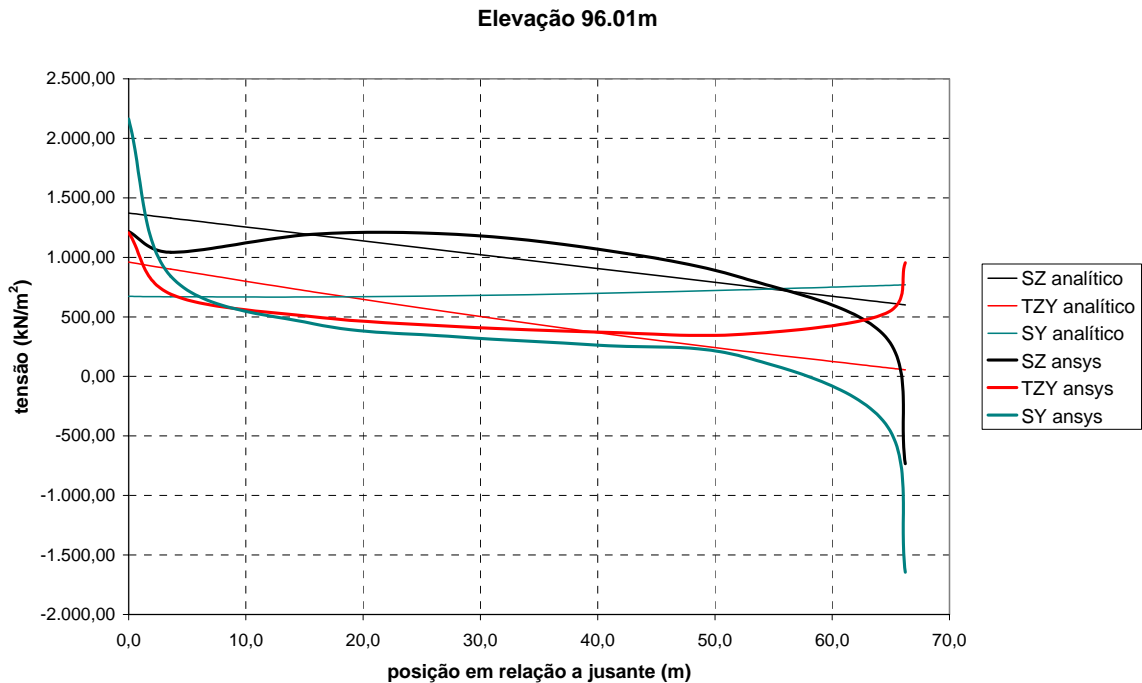


Figura 7.7 - Distribuição de tensões (Elevação 96.01m)

### 7.2.2 - Análise dos resultados

A análise das Figuras 7.2 a 7.7 revela que as hipóteses do Método da Gravidade passam a perder a validade à medida que as seções se aproximam da base. As seções próximas a mudanças de inclinação também são suscetíveis à alteração de distribuição de tensões, conforme mostra a Figura 7.2. No restante da barragem as hipóteses são consideravelmente válidas, mostrando uma excelente aproximação com a solução de elementos finitos.

A Tabela 7.2, adaptada da Tabela 7.1, indica o maior e o menor valor da tensão principal, obtida com os programas SAGDAM e ANSYS, para cada elevação de cálculo.

Os valores fornecidos pela Tabela 7.2 revelam que os máximos e mínimos de cada um dos métodos ainda mantêm certa aproximação, mesmo em seções onde a distribuição de tensões se afasta das hipóteses do Método da Gravidade.

Tabela 7.2 – Máximos e mínimos obtidos com os programas SAGDAM e ANSYS

EL (m)	SAGDAM		ANSYS	
	$\sigma_{\text{max}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{min}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{max}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{min}}$ (kPa)
167,64	225	0	209	-3
152,40	535	0	571	0
137,16	972	0	1.036	0
121,92	1.422	0	1.423	0
106,68	1.800	0	1.571	1
96,01	2.045	0	2.986	-2.247

A base da barragem (elevação 96.01) apresenta resultados na solução de elementos finitos que o Método da Gravidade não consegue prever. Grandes compressões a jusante e trações a montante geram singularidades que merecem atenção.

### 7.3 - EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO PROGRAMA SAGDAM

Neste item serão apresentadas algumas aplicações do programa SAGDAM para a análise da barragem Pine Flat, que foi estudada no capítulo anterior para a validação do código computacional. Suas dimensões encontram-se ilustradas na Figura 6.11, e as propriedades dos materiais envolvidos na análise podem ser obtidas no Item 6.7.1.

#### 7.3.1 - Análises estáticas

##### 7.3.1.1 - Análise estática 01 (reservatório vazio)

Nesta análise serão considerados apenas os esforços devido ao peso próprio da barragem. A Tabela 7.3 ilustra os resultados obtidos com o programa SAGDAM.

As Figuras 7.8 e 7.9 ilustram os diagramas de tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, geradas graficamente pelo programa SURFER, distribuídas ao longo do perfil analisado.

##### 7.3.1.2 - Análise estática 02 (reservatório cheio)

Nesta análise serão considerados os seguintes esforços: peso próprio da barragem e pressões hidrostáticas do reservatório (superfície na elevação 116.13m). A Tabela 7.4, e as Figuras 7.10 e 7.11 ilustram os resultados obtidos com o programa SAGDAM.

Tabela 7.3 – Reservatório vazio (Análise estática 01)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	σpmax (kPa)	σpmin (kPa)
0,00	0,00	126	99	77	203	0
	23,95	782	61	75	787	70
	47,90	1.437	10	58	1.437	58
	71,85	2.093	-57	32	2.094	31
	95,80	2.748	-137	8	2.755	1
30,48	0,00	71	55	43	114	0
	17,63	574	43	53	578	50
	35,25	1.078	12	43	1.078	43
	52,88	1.581	-37	24	1.582	23
	70,51	2.085	-104	5	2.090	0
53,34	0,00	27	21	16	43	0
	12,88	421	29	36	423	34
	25,77	816	15	32	816	32
	38,65	1.210	-22	18	1.210	18
	51,53	1.604	-80	4	1.608	0
76,20	0,00	-13	-10	-8	0	-21
	8,14	279	16	16	280	15
	16,28	572	17	18	573	18
	24,42	865	-8	11	865	11
	32,56	1.157	-58	3	1.160	0
99,06	0,00	137	69	35	171	0
	3,40	281	13	-7	282	-7
	6,79	426	-17	-15	426	-15
	10,19	570	-21	-7	571	-7
	13,58	715	0	0	715	0
114,30	0,00	186	0	0	186	0
	2,44	186	0	0	186	0
	4,88	186	0	0	186	0
	7,32	186	0	0	186	0
	9,75	186	0	0	186	0

Tabela 7.4 – Reservatório cheio (Análise estática 02)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	σpmax (kPa)	σpmin (kPa)
0,00	0,00	1.738	1.356	1.057	2.795	0
	23,95	1.605	1.033	1.090	2.411	283
	47,90	1.471	698	1.110	2.012	569
	71,85	1.338	353	1.124	1.600	862
	95,80	1.204	-3	1.141	1.205	1.141
30,48	0,00	1.266	987	770	2.036	0
	17,63	1.184	761	803	1.778	209
	35,25	1.102	521	820	1.500	422
	52,88	1.021	265	830	1.207	643
	70,51	939	-5	841	939	841
53,34	0,00	909	709	553	1.462	0
	12,88	871	558	587	1.304	153
	25,77	833	388	602	1.122	313
	38,65	795	200	609	922	481
	51,53	757	-7	617	757	617
76,20	0,00	558	435	339	897	0
	8,14	570	355	368	838	100
	16,28	582	254	381	755	208
	24,42	594	132	386	658	322
	32,56	606	-11	393	607	392
99,06	0,00	401	202	101	503	0
	3,40	413	156	109	479	43
	6,79	426	107	132	461	97
	10,19	438	55	156	449	146
	13,58	450	0	168	450	168
114,30	0,00	186	0	0	186	0
	2,44	186	2	3	186	3
	4,88	186	3	9	186	9
	7,32	185	2	15	185	15
	9,75	185	0	18	185	18

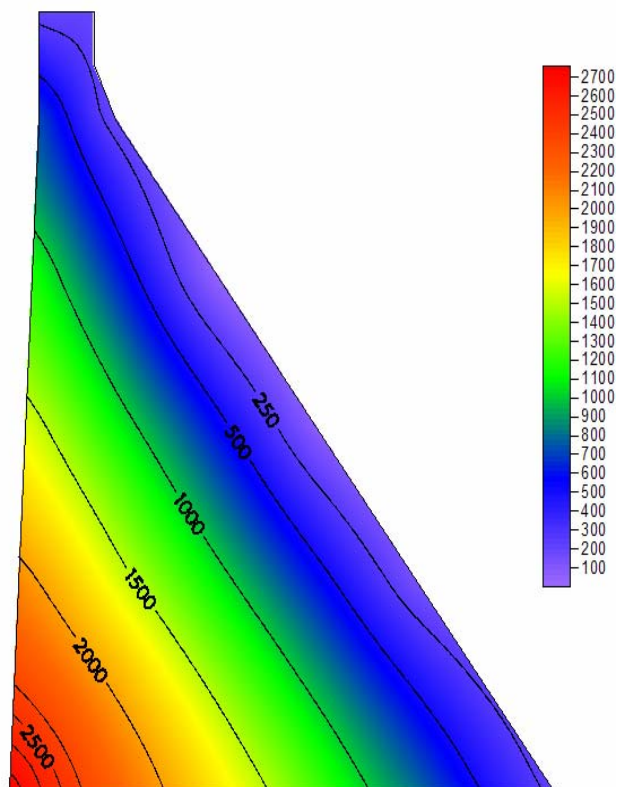


Figura 7.8 – Tensões principais máximas em kPa (Análise estática 01)

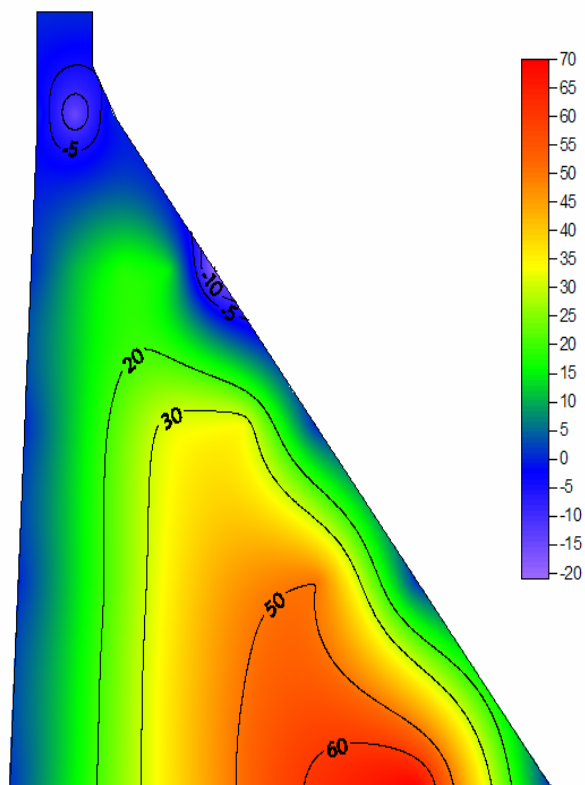


Figura 7.9 – Tensões principais mínimas em kPa (Análise estática 01)

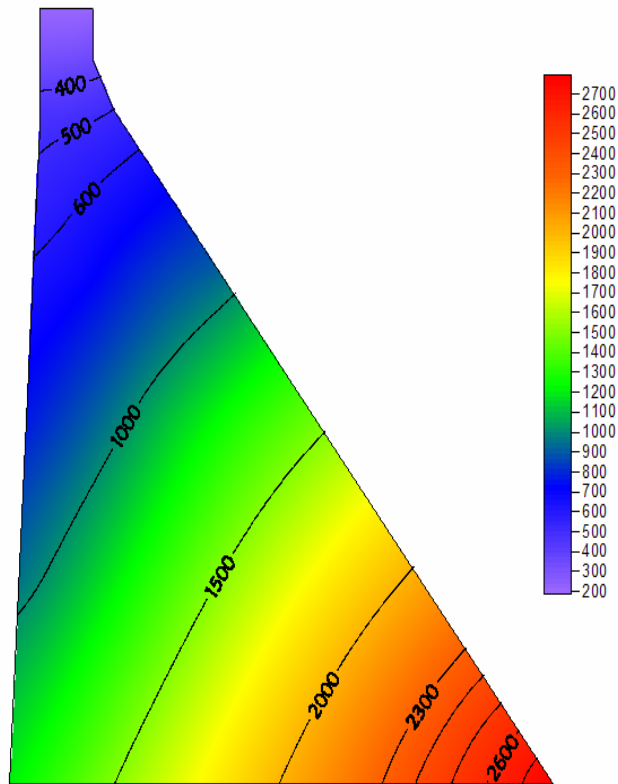


Figura 7.10 - Tensões principais máximas em kPa (Análise estática 02)

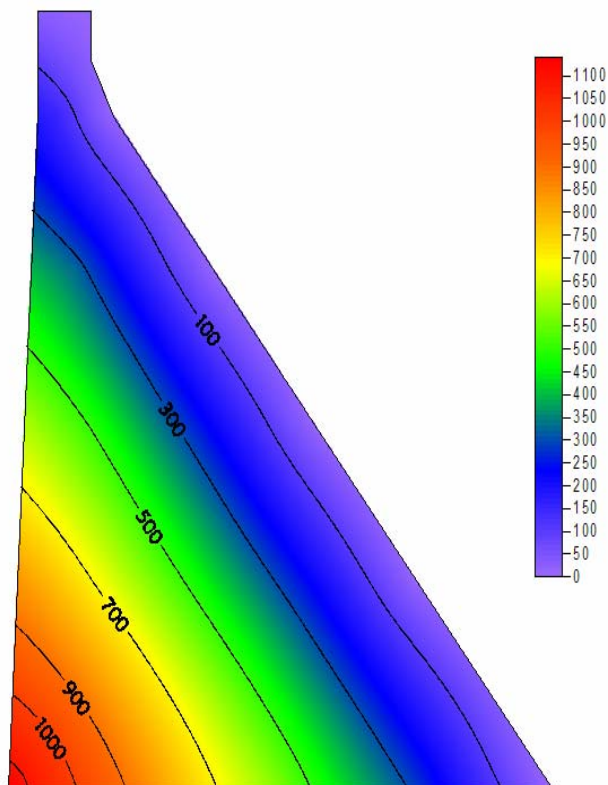


Figura 7.11 - Tensões principais mínimas em kPa (Análise estática 02)

### 7.3.2 - Análises sísmicas

Os parâmetros sísmicos deste exemplo são os seguintes:

- aceleração máxima do solo (PGA – “Peak Ground Acceleration”) = 0.2g;
- espectro de resposta definido pela Figura 7.12.

A análise irá considerar apenas as acelerações horizontais do solo.

Em virtude das dificuldades de obtermos um espectro de resposta sísmico típico para o caso brasileiro, e estarmos em fase de validação de uma metodologia, entendemos que seria mais apropriada a escolha de casos que nos possibilitassem a validação dos resultados obtidos com aqueles fornecidos pela literatura. Daí a razão da escolha de um exemplo de uma barragem americana.

O espectro de resposta apresentado na Figura 7.12 é apropriado para o projeto sísmico – em regiões de solo firme na Califórnia – para sismos de intensidade semelhante ao registrado em Taft, durante o terremoto de Kern Country em julho de 1952 (Chopra, 1978). Este espectro está relacionado a uma aceleração máxima do solo (PGA) de 0.33g. Deverá ser corrigido por um fator de escala igual a 0.6 para que possa representar uma PGA de 0.2g no período de vibração igual a zero (característica do problema em análise).

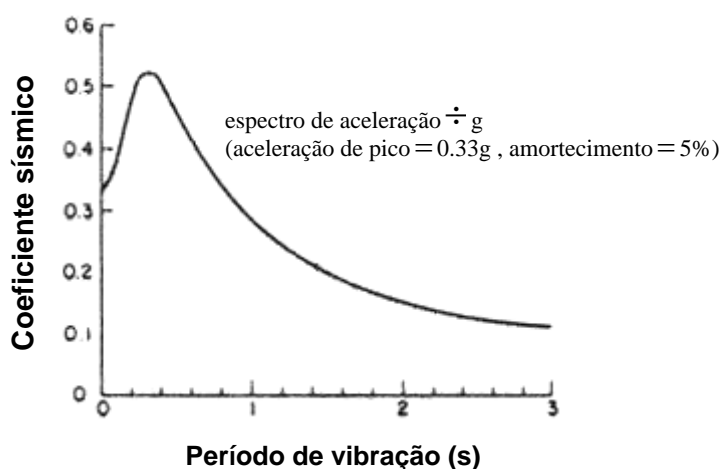


Figura 7.12 – Espectro de resposta sísmica (Chopra, 1978)

### 7.3.2.1 - Análise pseudo-estática (reservatório cheio)

Neste nível de análise admite-se que a barragem seja rígida. Geralmente são utilizados para o coeficiente sísmico valores que variam entre 0.05 e 0.1g. Observando o espectro de resposta da Figura 7.12 para um período de vibração igual a zero, e multiplicando pelo fator de escala 0.6, iremos encontrar um coeficiente sísmico igual a 0.2g, que é um valor muito superior aos adotados usualmente. Ainda assim, este é o valor que deve ser utilizado, pois corresponde a aceleração máxima do solo (PGA). Temos então:

$$V_g = 0.2g \quad (7.1)$$

Nesta análise serão considerados os seguintes esforços: peso próprio da barragem, pressões hidrostáticas do reservatório (superfície na elevação 116.13m), forças de inércia e pressões hidrodinâmicas.

A barragem será analisada com aceleração horizontal orientada tanto para a esquerda, como para a direita.

As Tabelas 7.5 e 7.6 indicam os resultados obtidos com o programa SAGDAM para a aceleração da Equação (7.1). As elevações de cálculo continuam as mesmas que foram utilizadas nas análises estáticas. Os pontos de cálculo de tensões em cada seção, assim como nas análises estáticas, são provenientes da divisão do comprimento da seção em quatro partes iguais.

As Figuras 7.13 e 7.14 ilustram os diagramas de tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, geradas graficamente pelo programa SURFER, distribuídas ao longo do perfil analisado para o sismo no sentido montante. As Figuras 7.15 e 7.16 ilustram os diagramas para o sismo no sentido jusante.

A modificação do estado de tensões devido ao sismo é evidente, porém pouco significativa, pois tanto as tensões principais de compressão, como as de tração, atingem valores pequenos, chegando a no máximo 4.7 e 0.2 MPa, respectivamente. Quando o sismo está orientado no sentido montante, o paramento de jusante sofre um acréscimo de tensões, e o paramento de montante sofre um alívio de tensões. O contrário ocorre para o sismo orientado no sentido jusante.



Tabela 7.5 – Reservatório cheio com sismo no sentido montante (Pseudo-Estático)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
0,00	0,00	2.898	2.261	1.763	4.661	0
	23,95	2.185	1.674	1.618	3.599	204
	47,90	1.471	1.112	1.502	2.599	375
	71,85	758	575	1.407	1.743	422
	95,80	44	64	1.323	1.327	41
30,48	0,00	2.203	1.719	1.341	3.544	0
	17,63	1.653	1.269	1.223	2.725	151
	35,25	1.102	841	1.132	1.958	276
	52,88	552	435	1.060	1.309	302
	70,51	1	50	998	1.001	-1
53,34	0,00	1.683	1.313	1.024	2.707	0
	12,88	1.258	965	923	2.070	111
	25,77	833	637	850	1.478	205
	38,65	408	328	796	983	221
	51,53	-17	39	751	753	-19
76,20	0,00	1.184	924	721	1.905	0
	8,14	883	664	621	1.429	75
	16,28	582	428	561	1.000	143
	24,42	281	216	526	651	155
	32,56	-20	26	500	501	-22
99,06	0,00	991	498	250	1.241	0
	3,40	708	375	236	915	29
	6,79	426	251	239	600	65
	10,19	143	126	245	330	59
	13,58	-139	0	239	239	-139
114,30	0,00	274	0	0	274	0
	2,44	230	47	2	239	-7
	4,88	186	63	21	207	0
	7,32	141	47	39	159	21
	9,75	97	0	41	97	41

Tabela 7.6 - Reservatório cheio com sismo no sentido jusante (Pseudo-Estático)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
0,00	0,00	578	451	351	929	0
	23,95	1.024	392	561	1.248	338
	47,90	1.471	285	717	1.567	622
	71,85	1.918	131	842	1.934	826
	95,80	2.365	-71	959	2.368	955
30,48	0,00	328	256	199	527	0
	17,63	715	253	383	852	246
	35,25	1.102	200	508	1.163	447
	52,88	1.490	96	600	1.500	590
	70,51	1.877	-60	684	1.880	681
53,34	0,00	135	105	82	217	0
	12,88	484	150	250	557	176
	25,77	833	139	353	870	316
	38,65	1.182	71	421	1.189	415
	51,53	1.531	-53	482	1.534	480
76,20	0,00	-69	-54	-42	0	-111
	8,14	257	46	115	270	101
	16,28	582	81	201	598	184
	24,42	907	49	247	911	243
	32,56	1.233	-47	285	1.235	283
99,06	0,00	-188	-95	-48	0	-236
	3,40	119	-62	-19	143	-43
	6,79	426	-36	24	429	21
	10,19	733	-15	68	733	67
	13,58	1.040	0	96	1.040	96
114,30	0,00	98	0	0	98	0
	2,44	142	-43	4	154	-9
	4,88	186	-58	-3	202	-19
	7,32	229	-43	-9	237	-17
	9,75	273	0	-5	273	-5

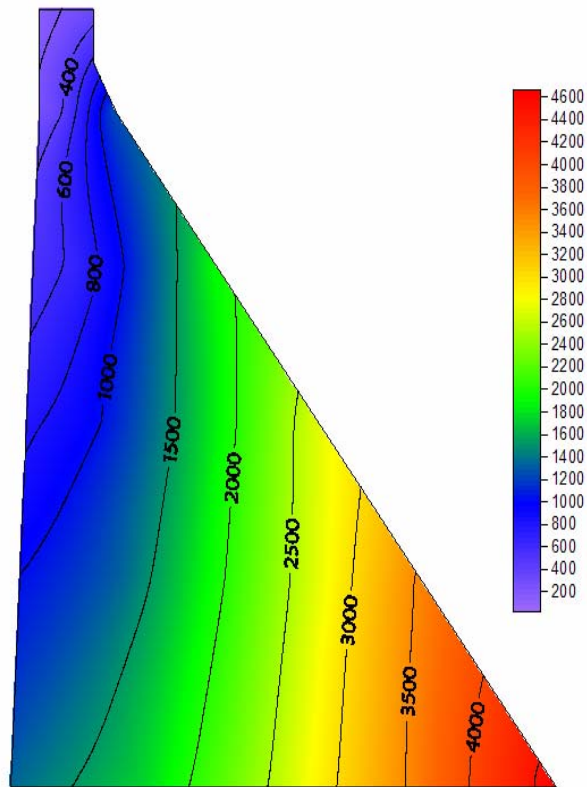


Figura 7.13 - Tensões principais máximas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Estático)

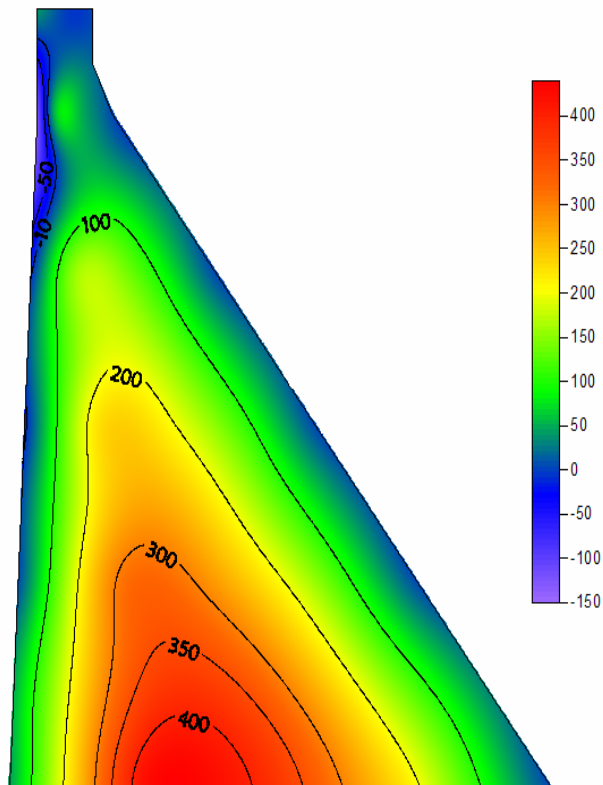


Figura 7.14 - Tensões principais mínimas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Estático)

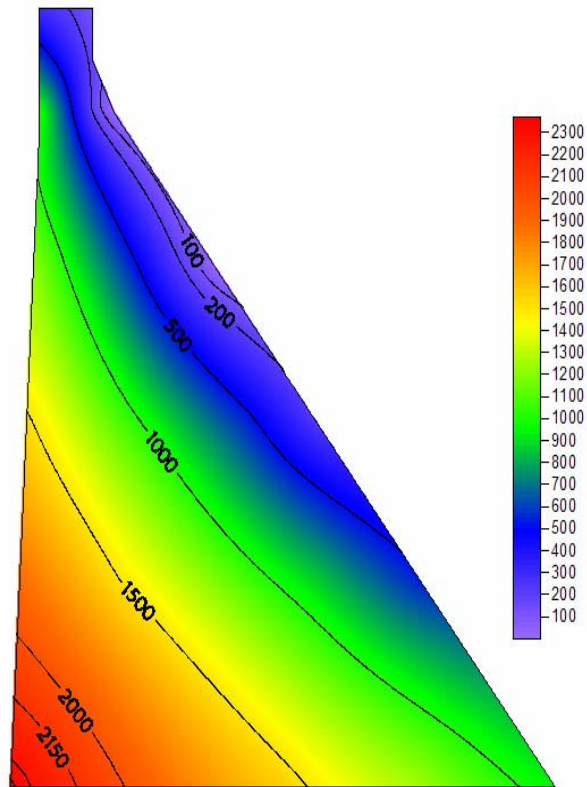


Figura 7.15 - Tensões principais máximas em kPa para o sismo no sentido jusante (Pseudo-Estático)

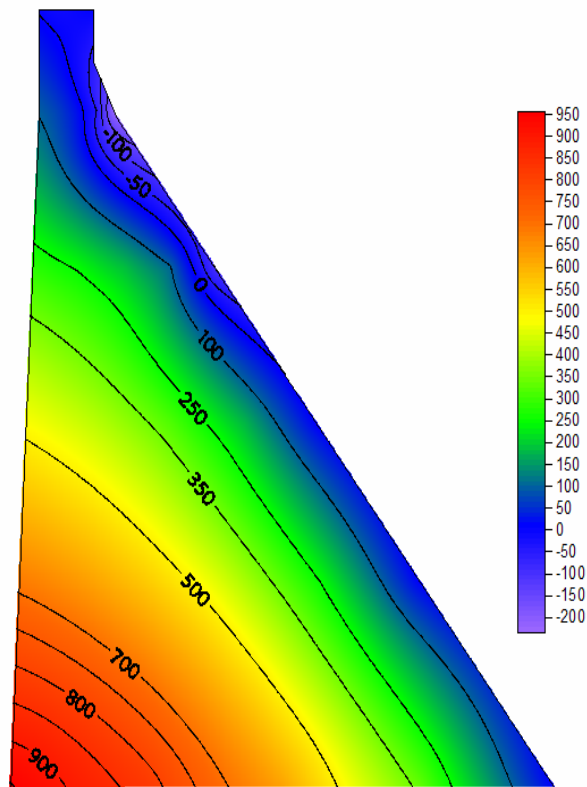


Figura 7.16 - Tensões principais mínimas em kPa para o sismo no sentido jusante (Pseudo-Estático)

### 7.3.2.2 - Análise pseudo-dinâmica 01 (reservatório cheio)

O programa SAGDAM é capaz de calcular o carregamento sísmico do método Pseudo-Dinâmico, com as adaptações já comentadas no Capítulo 5. O programa necessita apenas do valor da aceleração espectral e do coeficiente hidrodinâmico para a base da barragem. Nesta análise será adotada a função de forma parabólica, com o coeficiente 0.8 para o termo quadrático e 0.2 para o termo linear.

Seguindo o procedimento de cálculo do Capítulo 5, obtemos:

1. Utilizando a Equação (5.1), temos:  $T_s = 0,01206 \cdot 121,92 / \sqrt{34,474} = 0,25 \text{ s}$ ;
2. Utilizando a Figura 5.3, obtemos:  $R_1 = 1,36$  e  $\tilde{T}_s = 1,36 \cdot 0,25 = 0,34 \text{ s}$ ;
3. Utilizando a Equação (5.3), temos:  $R_2 = \frac{1}{0,34} \cdot \frac{4 \cdot 116,13}{1438,656} = 0,95$ ;
4. Utilizando a Figura 7.12 com  $\tilde{T}_s$ , obtemos:  $S_a(\tilde{T}_s) = 0,5g \cdot 0,6_{\text{fator de escala}} = 0,3g$ ;
5. Na Figura 5.5, para  $R_2 = 0,95$  e  $y/H = 0$ , obtemos:  $\frac{g \cdot \tilde{p}_1(H)}{w \cdot H} = 0,37$ .

Os parâmetros de entrada para o programa SAGDAM serão:

- aceleração horizontal =  $\alpha_1 \cdot \frac{S_a(\tilde{T}_s)}{g} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ ;
- fator de correção hidrodinâmico =  $\frac{g \cdot \tilde{p}_1(H)}{w \cdot H} \cdot \left(\frac{H}{H_s}\right)^2 = 0,37 \cdot \left(\frac{116,13}{121,92}\right)^2 \approx 0,336$ .

Nesta análise serão considerados os seguintes esforços: peso próprio da barragem, pressões hidrostáticas do reservatório (superfície na elevação 116.13m), forças de inércia e pressões hidrodinâmicas.

A barragem será analisada com aceleração horizontal orientada tanto para a esquerda, como para a direita.

As Tabelas 7.7 e 7.8 indicam os resultados obtidos com o programa SAGDAM para a aceleração horizontal e o fator de correção hidrodinâmico calculados anteriormente. As elevações de cálculo continuam as mesmas que foram utilizadas nas análises anteriores. Os pontos de cálculo de tensões em cada seção são provenientes da divisão do comprimento da seção em quatro partes iguais.

As Figuras 7.17 e 7.18 ilustram os diagramas de tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, distribuídas ao longo do perfil analisado para o sismo no sentido montante. As Figuras 7.19 e 7.20 ilustram os diagramas para o sismo no sentido jusante.

Tabela 7.7 - Reservatório cheio com sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
0,00	0,00	4.327	3.375	2.632	6.959	0
	23,95	2.899	2.167	2.034	4.676	257
	47,90	1.471	1.227	1.720	2.828	363
	71,85	43	554	1.602	1.779	-134
	95,80	-1.385	149	1.593	1.600	-1.392
30,48	0,00	3.809	2.971	2.317	6.126	0
	17,63	2.456	1.924	1.758	4.063	151
	35,25	1.102	1.104	1.438	2.387	154
	52,88	-251	510	1.286	1.440	-405
	70,51	-1.604	142	1.229	1.236	-1.611
53,34	0,00	3.337	2.603	2.030	5.368	0
	12,88	2.085	1.688	1.500	3.505	80
	25,77	833	970	1.192	1.999	26
	38,65	-419	452	1.033	1.162	-548
	51,53	-1.671	131	948	954	-1.678
76,20	0,00	2.841	2.216	1.729	4.570	0
	8,14	1.712	1.386	1.176	2.855	32
	16,28	582	759	881	1.505	-42
	24,42	-548	336	742	824	-630
	32,56	-1.677	117	656	662	-1.683
99,06	0,00	3.032	1.525	767	3.799	0
	3,40	1.729	1.049	597	2.355	-29
	6,79	426	637	486	1.094	-182
	10,19	-877	287	410	471	-939
	13,58	-2.181	0	344	344	-2.181
114,30	0,00	692	0	0	692	0
	2,44	439	247	-12	547	-121
	4,88	186	329	38	449	-225
	7,32	-68	247	88	269	-249
	9,75	-321	0	76	76	-321

Quando o sismo está orientado no sentido montante, pode-se perceber um acréscimo de tensões principais de compressão nas proximidades do paramento de jusante, e o aparecimento de tensões principais de tração no paramento de montante.

Quando o sismo está orientado no sentido jusante, pode-se perceber um acréscimo de tensões principais de compressão nas proximidades do paramento de montante, e o aparecimento de tensões principais de tração no paramento de jusante.

Tabela 7.8 - Reservatório cheio com sismo no sentido jusante (Pseudo-Dinâmico)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
0,00	0,00	-851	-664	-518	0	-1.369
	23,95	310	-102	145	359	97
	47,90	1.471	170	500	1.500	471
	71,85	2.632	152	647	2.644	635
	95,80	3.793	-156	688	3.801	680
30,48	0,00	-1.278	-996	-777	0	-2.055
	17,63	-88	-402	-153	283	-524
	35,25	1.102	-63	201	1.107	197
	52,88	2.292	20	373	2.292	373
	70,51	3.482	-152	454	3.490	446
53,34	0,00	-1.519	-1.185	-924	0	-2.443
	12,88	-343	-572	-327	237	-907
	25,77	833	-195	11	877	-32
	38,65	2.009	-52	184	2.011	183
	51,53	3.185	-145	286	3.192	278
76,20	0,00	-1.726	-1.346	-1.050	0	-2.776
	8,14	-572	-675	-440	173	-1.184
	16,28	582	-250	-119	662	-199
	24,42	1.736	-71	31	1.739	28
	32,56	2.889	-138	129	2.896	122
99,06	0,00	-2.230	-1.121	-564	0	-2.794
	3,40	-902	-737	-380	141	-1.423
	6,79	426	-422	-223	634	-431
	10,19	1.754	-176	-97	1.770	-114
	13,58	3.081	0	-9	3.081	-9
114,30	0,00	-320	0	0	0	-320
	2,44	-67	-243	18	222	-271
	4,88	186	-324	-20	423	-257
	7,32	438	-243	-57	537	-157
	9,75	691	0	-40	691	-40

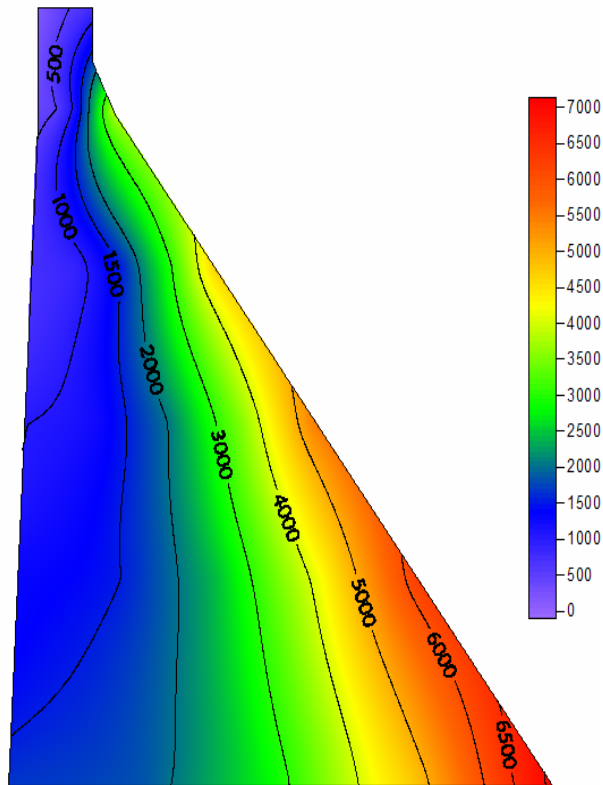


Figura 7.17 - Tensões principais máximas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico 01)

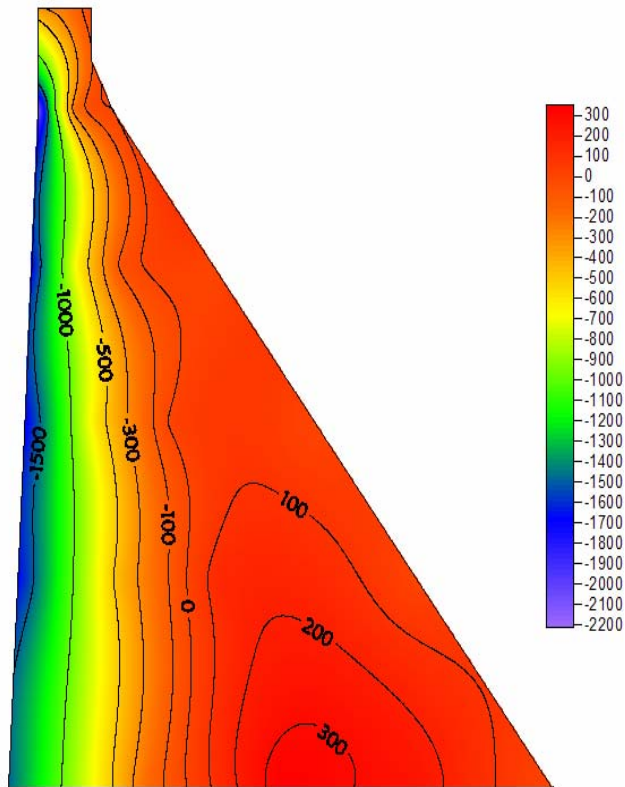


Figura 7.18 - Tensões principais mínimas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico 01)

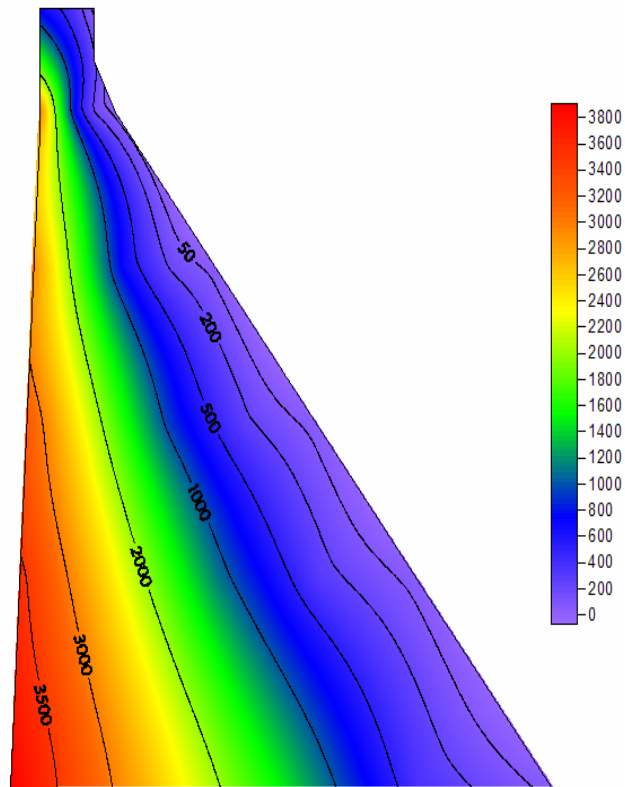


Figura 7.19 - Tensões principais máximas em kPa para o sismo no sentido jusante (Pseudo-Dinâmico 01)

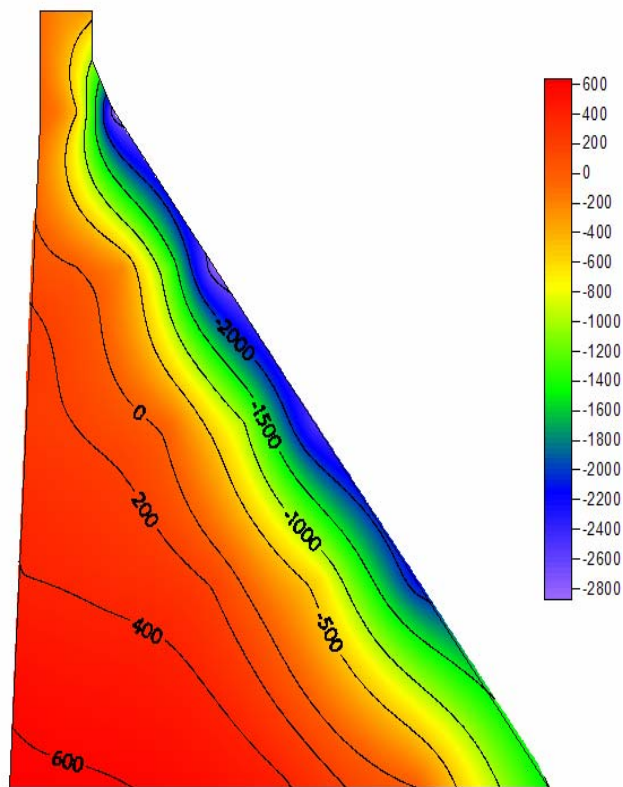


Figura 7.20 - Tensões principais mínimas em kPa para o sismo no sentido jusante (Pseudo-Dinâmico 01)

A modificação do estado de tensões devido ao sismo é evidente, e muito significativa, pois as tensões principais de tração, que eram pouco significativas na análise pseudo-estática, passam a assumir agora valores de até 2.9 Mpa. Estas tensões passam a influenciar significativamente na escolha da resistência à compressão do concreto, uma vez que a resistência à tração é, em média, apenas 10% da resistência à compressão deste material.

### 7.3.2.3 - Análise pseudo-dinâmica 02 (reservatório vazio)

Nesta análise será adotada a função de forma parabólica, com o coeficiente 0.8 para o termo quadrático e 0.2 para o termo linear.

Seguindo o procedimento de cálculo do Capítulo 5, obtemos:

1. Utilizando a Equação (5.1), temos:  $T_s = 0,01206 \cdot 121,92 / \sqrt{34,474} = 0,25 \text{ s}$  ;



2. Utilizando a Figura 7.12 com  $T_s$ , obtemos:  $S_a(T_s) = 0,5g \cdot 0,6_{\text{fator de escala}} = 0,3g$ ;

O parâmetro de entrada para o programa SAGDAM será:

- aceleração horizontal =  $\alpha_2 \cdot \frac{S_a(T_s)}{g} = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ .

Nesta análise serão considerados os seguintes esforços: peso próprio da barragem e forças de inércia.

A barragem será analisada com aceleração horizontal orientada para a esquerda (sentido montante).

A Tabela 7.9 indica os resultados obtidos com o programa SAGDAM para a aceleração horizontal calculada anteriormente. As elevações de cálculo continuam as mesmas que foram utilizadas nas análises anteriores. Os pontos de cálculo de tensões em cada seção são provenientes da divisão do comprimento da seção em quatro partes iguais.

Tabela 7.9 - Reservatório vazio com sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico)

EL. (m)	y (m)	sigma z (kPa)	tau zy (kPa)	sigma y (kPa)	$\sigma_{pmax}$ (kPa)	$\sigma_{pmin}$ (kPa)
0,00	0,00	1.258	981	765	2.023	0
	23,95	1.347	498	390	1.560	178
	47,90	1.437	160	168	1.457	148
	71,85	1.527	-33	53	1.528	53
	95,80	1.617	-81	4	1.621	0
30,48	0,00	1.279	998	778	2.058	0
	17,63	1.179	559	431	1.477	133
	35,25	1.078	239	209	1.139	148
	52,88	977	38	77	979	76
	70,51	876	-44	2	878	0
53,34	0,00	1.246	972	758	2.004	0
	12,88	1.031	570	430	1.375	86
	25,77	816	271	219	920	115
	38,65	600	75	89	611	78
	51,53	385	-19	1	386	0
76,20	0,00	1.213	946	738	1.951	0
	8,14	893	543	388	1.239	42
	16,28	572	251	189	696	65
	24,42	252	71	80	277	54
	32,56	-69	3	0	0	-69
99,06	0,00	1.776	893	449	2.225	0
	3,40	1.101	527	245	1.352	-6
	6,79	426	256	122	571	-23
	10,19	-249	80	51	71	-269
	13,58	-924	0	0	0	-924
114,30	0,00	562	0	0	562	0
	2,44	374	177	-18	442	-86
	4,88	186	237	0	347	-161
	7,32	-3	177	18	185	-170
	9,75	-191	0	0	0	-191

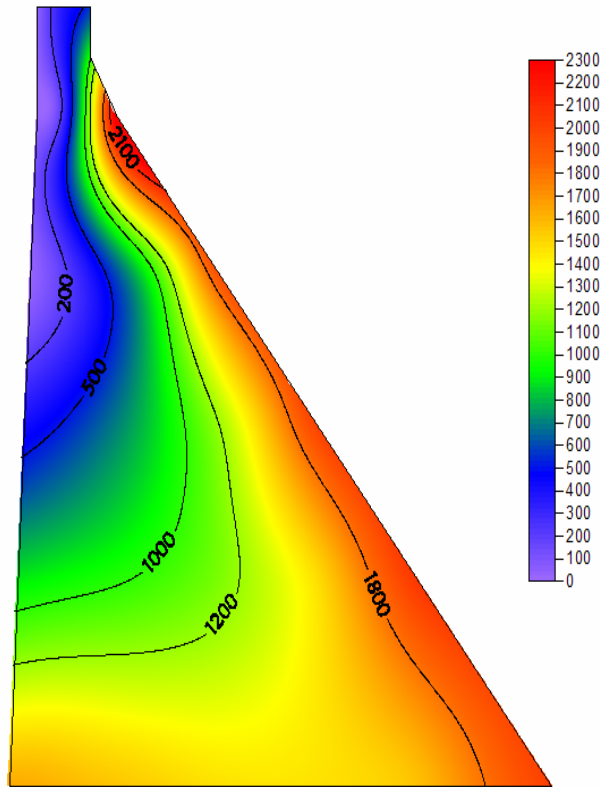


Figura 7.21 - Tensões principais máximas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico 02)

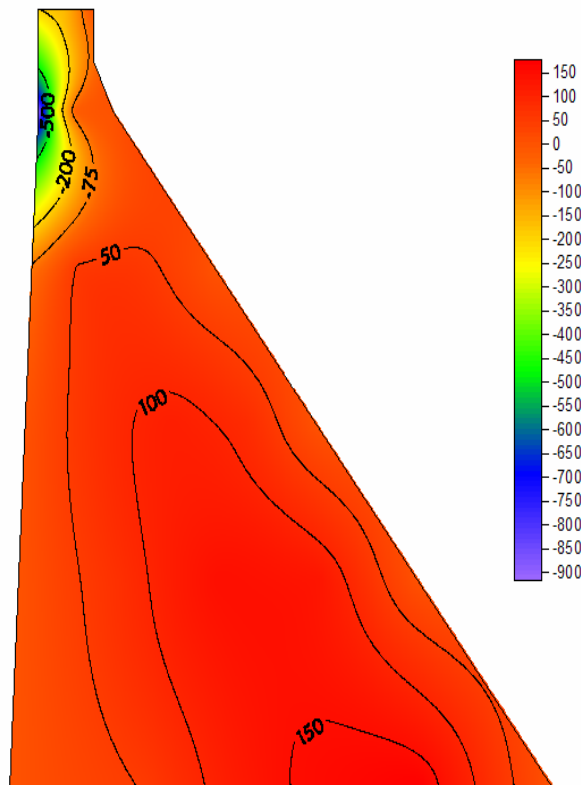


Figura 7.22 - Tensões principais mínimas em kPa para o sismo no sentido montante (Pseudo-Dinâmico 02)

As Figuras 7.21 e 7.22 ilustram os diagramas de tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, distribuídas ao longo do perfil analisado para o sismo no sentido montante.

A modificação do estado de tensões, quando comparada aos diagramas do reservatório vazio (análise estática 01), é significativa, produzindo tensões de tração no paramento de montante de até 0.9 MPa. No paramento de jusante surgem tensões de compressão de até 2.3 MPa.

### **7.3.3 - Análise e interpretação dos resultados**

Os principais efeitos das forças sísmicas surgem nos paramentos de montante e jusante da barragem. As tensões de tração são as que merecem maior atenção, já que a capacidade do concreto resistir a estas solicitações é, em média, apenas 10% de sua resistência à compressão.

Quando as forças sísmicas atuam em direção a jusante (sismo no sentido montante), o paramento de montante apresenta tensões principais mínimas. O mesmo ocorre para o paramento de jusante quando as forças sísmicas atuam em direção a montante (sismo no sentido jusante).

As tensões de tração desenvolvidas na análise Pseudo-Estática são pouco significativas, uma vez que seus valores são muito baixos e não oferecem dificuldades para a capacidade de resistência à tração do concreto.

As tensões de tração desenvolvidas na análise Pseudo-Dinâmica são mais significativas, com magnitudes mais importantes que as tensões de compressão, pois exigem um concreto com maior resistência à compressão e, conseqüentemente, à tração.

Verifica-se que o Método Pseudo-Estático, mesmo utilizando um coeficiente sísmico maior que o da prática usual, não é conservador, conduzindo a resultados insatisfatórios por não considerar a elasticidade da estrutura.

## 8 - CONCLUSÕES GERAIS E PERSPECTIVAS

Este capítulo apresenta as conclusões desta pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

### 8.1 - CONCLUSÕES

As conclusões obtidas com esta pesquisa foram as seguintes:

- O Método da Gravidade, que pesquisas anteriores sugeriram ser um método semi-analítico, com a necessidade de malha para o cálculo de tensões, ficou comprovado, por meio das deduções apresentadas, como um método totalmente analítico;
- O Método da Gravidade é uma excelente ferramenta para o cálculo preliminar de tensões em barragens de concreto gravidade. Seus resultados se aproximam bastante de soluções obtidas por métodos mais refinados. As exceções são os pontos de singularidades, que geram distribuições de tensões não previstas pelas formulações analíticas. Mas, para quase a totalidade da barragem, as tensões obtidas com este método ainda apresentam resultados satisfatórios;
- As forças sísmicas desenvolvidas pelo método Pseudo-Estático, para os valores de coeficiente sísmico geralmente adotados na prática, exercem pouca influência no processo de dimensionamento da barragem. A ordem de grandeza das tensões geradas por este método é pouca significativa, produzindo acréscimos/decréscimos de tensões que dificilmente irão influenciar no projeto de uma barragem;
- As forças sísmicas desenvolvidas pelo método Pseudo-Dinâmico podem exercer uma influência considerável no projeto de uma barragem. A ordem de grandeza das tensões geradas por este método é significativa. As tensões de tração podem atingir valores razoáveis, podendo influenciar na escolha da resistência à compressão do concreto;
- O Método Pseudo-Estático, com os coeficientes sísmicos geralmente adotados na prática, não representa de forma satisfatória os esforços e tensões provenientes das

acelerações do solo. Seus resultados são inferiores aos de uma análise Pseudo-Dinâmica, que considera a elasticidade da estrutura;

- A adaptação do Método da Gravidade a uma variante do Método Pseudo-Dinâmico, por meio das considerações propostas, revelou ser uma excelente combinação. Os resultados – quando comparados aos do Método Pseudo-Dinâmico – são satisfatórios e a favor da segurança. Além disso, a adaptação permite o cálculo de tensões em qualquer ponto de uma barragem, e não apenas nos paramentos, o que implica em uma grande contribuição para a análise preliminar de tensões em barragens;
- A consideração da deformabilidade da estrutura é de fundamental importância para a representação adequada da fenomenologia envolvida na questão. Para um sismo atuante no sentido montante, tanto as tensões principais máximas no paramento de jusante, como as tensões principais mínimas no paramento de montante, podem aumentar consideravelmente, produzindo tensões que podem exceder a resistência do concreto de uma barragem projetada sem a consideração destes efeitos. Para um sismo atuante no sentido jusante, verifica-se uma situação semelhante. Tanto as tensões principais máximas do paramento de montante, como as tensões principais mínimas do paramento de jusante, podem aumentar de forma considerável. Estes acréscimos/decréscimos de tensões explicam o modo de falha da barragem de Koyna, tão explorado na literatura.

## **8.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

A seguir serão enumeradas algumas sugestões que podem contribuir para o avanço desta linha de pesquisa. São elas:

- Investigação mais detalhada dos termos omitidos nas deduções do Método da Gravidade;
- Aperfeiçoamento da deformada modal proposta, utilizada na variante do Método Pseudo-Dinâmico, visando obter uma curva mais próxima da proposta por Chopra;

- Aperfeiçoamento das pressões hidrodinâmicas, utilizadas na variante do Método Pseudo-Dinâmico, visando obter resultados mais coerentes com os fornecidos pelo Método Pseudo-Dinâmico;
- Estudo detalhado das formulações envolvidas no Método Pseudo-Dinâmico;
- Desenvolvimento de uma interface gráfica para o programa SAGDAM, com o objetivo de melhorar a interação programa-usuário;
- Desenvolvimento de uma saída de resultados mais completa para o programa SAGDAM, de preferência em forma de planilha, o que agilizaria o traçado de diagramas no programa SURFER;
- Investigação detalhada sobre a sismicidade brasileira, visando obter espectros de resposta sísmicos condizentes com a nossa realidade;
- Análises em níveis mais avançados (Níveis III e IV, por exemplo), com o intuito de verificar a validade do Método Pseudo-Dinâmico e da variante proposta deste método;
- Análise de barragens brasileiras, com o intuito de verificar a segurança destas estruturas quando submetidas a possíveis ações sísmicas em território nacional.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANSYS, versão 5.4. “*Método dos Elementos Finitos*”. ANSYS Inc., 1996. 1 CD-ROM.

ASC-India

<http://www.geocities.com/seismicstacey/koynap67.htm>

Assumpção, M. S.; Neto, C. M. D. “Sismicidade e estrutura interna da terra”. In: Teixeira, W.; Toledo, M. C. M.; Fairchild, T. R.; Taioli, F. *Decifrando a Terra*. 1. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

CADAM, versão 1.4.13 : “*Análise de Barragens de Concreto Gravidade*”. École Polytechnique de Montréal, 2004. 1 CD-ROM.

Chopra, A. K. “Earthquake response of concrete gravity dams”. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, v. 96, n. EM4, p. 443-454, ago. 1970.

Chopra, A. K. “Earthquake resistant design of concrete gravity dams”. In: *Journal of the Structural Division*, ASCE, v. 104, n. ST6, p. 953-971, jun. 1978.

Chopra, A. K. “Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams. In: *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 113, n. 8, p. 1688-1708, ago. 1987.

Clough, R. W. “Earthquake response of structures”. In: Wiegel, R. L. *Earthquake Engineering*. Englewood cliffs: Prentice Hall, New Jersey, 1970.

Clough, R. W.; Penzien, J. “*Dynamics of Structures*”. 2ed., McGraw-Hill, Inc., New York, 1993.

Craig, Jr. “*Structural Dynamics – An Introduction to Computer Methods*”. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1981.

- Feltrin, G. “*Absorbing boundaries for the time-domain analysis of dam-reservoir-foundation systems*”. Zurich: Institute of Structural Engineering - Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 1997.
- FERC (Federal Energy Regulatory Commission). “Chapter III Gravity Dams”. In: *Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing. Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects*. Washington, 2002.
- Ghrib, F.; Léger, P.; Tinawi, R.; Lupien, R. Veilleux, M. “Seismic safety evaluation of gravity dams”. In: *International Journal on Hidropower & Dams*, v. 4, n. 2, p. 126-138, 1997.
- Leclerc, M.; Léger, P.; Tinawi, R. “*CADAM 2000 user’s manual*”. versão 1.0.1. Montreal: École Polytechnique de Montreal, 2000.
- Léger, P.; Tinawi, R. “*Lecture notes of the seminars on research and development of security and structural integrity of concrete dams*”. Montreal: UM/Poly, 2000.
- Molina, E.C. “Terremotos no Brasil”. In: *Revista Ciência On-line*, Ano II nº 05: 4pp. 2002.  
[http://www.cienciaonline.org/revista/02\\_05/geologia/index.html](http://www.cienciaonline.org/revista/02_05/geologia/index.html)
- NASA – National Aeronautics and Space Administration  
<http://www.nasa.gov/>
- Oliveira, F.F.; “*Análise de tensões e estabilidade global de barragens de gravidade de concreto*”. Dissertação de mestrado. Brasília: Universidade de Brasília, 2002.
- Pedroso, L.J.- “Fluid-Structure Interaction and Earthquake Analysis In Concrete Dams”. In: *Relatório de Estudos de Pós-Doutorado*, University of Montreal, École Polytechnique, Civil Engineering Department, Structural Division, 2000.
- Pedroso, L.J.; “Barragens de concreto: Aspectos gerais e fundamentos do cálculo de tensões e da estabilidade baseado no Método da Gravidade”. In: *Apostila do mini-curso de extensão da Semana de Engenharia Civil*. Brasília: Universidade de Brasília, 2002.



- Pedroso, L.J.; Silva, S.F. & Sousa Jr., L.C.- “Avaliação Preliminar da Segurança Sísmica de um Perfil Típico em Barragem de Concreto Gravidade”. In: *Anais do XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens*. Goiânia-GO, 11-15/04/2005. Paper T.95 A16; 12p.; CD-ROM.
- Pedroso, L.J.; “*Manuscritos, esquemas e notas de seções de orientação*”. Brasília: UnB, 2005.
- Priscu, R.; “*Earthquake Engineering for Large Dams*”. 2. ed. Bucaresti: Editura Academiei, 1985.
- Revista Época – “Saiba mais sobre os terremotos, as escalas de medição e as piores tragédias causadas por eles”. In: *Revista Época On-line*  
<http://revistaepoca.globo.com/Epoca/0,6993,EPT1053693-1655,00.html>
- Ribeiro, P.M.; Pedroso, L.J. “Redução das equações gerais para o cálculo de esforços e tensões em um perfil de Barragem Gravidade de Concreto”. In: *Relatório Técnico de Pesquisa RTP-PMVR1-05/05*. Brasília: Universidade de Brasília, 2005.
- Ribeiro, P.M.; Silva, R.C.; Arima, T.; Pedroso, L.J. “Estudo Analítico-Numérico de Esforços e Tensões em Barragens Gravidade de Concreto”. In: *XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE 2005*; paper code: CIL10-0550; Proceedings CD-ROM, Guarapari, Brasil, outubro/2005.
- Ribeiro, P.M.; Mello, C.A.E.; Caldas, S. & Pedroso L.J. – “Estudo Preliminar de Tensões Induzidas por Sismos em Barragens de Concreto Gravidade pelo Método do Coeficiente Sísmico”- In: *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*; paper code: JOR0590; Proceedings CD-ROM, Campinas, Brasil, maio/2006. (a ser apresentado).
- Silva, S. F.; Pedroso, L. J. “Avaliação preliminar da segurança sísmica de um perfil típico em barragem de concreto gravidade”. In: *Relatório Técnico de Pesquisa RTP-SFS1-03/05*. Brasília: Universidade de Brasília, 2005.

Silva, S. F. & Pedroso, L.J. “Estudo Analítico-Numérico do Campo de Pressão Induzido pelo Movimento de uma Barragem Rígida-Móvel”. In: *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*; paper code: JOR0608; Proceedings CD-ROM, Campinas, Brasil, maio/2006a. (a ser apresentado).

Silva S.F. & Pedroso L.J. “Estudo Analítico-Numérico do Campo de Pressões e da Massa Adicional em Barragens Durante Terremotos”. In: *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*; paper code: JOR0524; Proceedings CD-ROM, Campinas, Brasil, maio/2006b. (a ser apresentado).

Sousa Jr., L. C.; Pedroso, L. J.; “Um tratamento simplificado para a avaliação da segurança sísmica em Barragens Gravidade de Concreto – Método Pseudo-Estático”. In: *5<sup>th</sup> LATIN-AMERICAN CONGRESS ON ELECTRICITY GENERATION AND TRANSMISSION*, 2003, São Pedro. Anais do V CLAGTEE. São Paulo: CLAGTEE, 2003. n. B-022.

Sousa Jr., L.C. & Pedroso, L.J. “Modelagem Analítica e Numérica da Interação Dinâmica Barragem-Reservatório Durante um Sismo”. In: *Rel. Tec. de Pesquisa; UnB-FT/ENC - RTP-0004/2004; 08/2004*. Vs1, 20 pp.

SURFER, versão 8.1. “*Sistema de mapeamento de superfície*”. Golden Software, 2002.

USACE (United States Army Corps of Engineers). “Seismic design provisions for roller compacted concrete dams”. In: *Pamphlet EP 1110-2-12*. Washington: Department of the Army, 1995.

USBR (United States Bureau of Reclamation). “*Design of gravity dams*”. Denver: United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation, 1976.

USGS – United States Geological Survey

<http://www.usgs.gov/>

Valenzuela, L.; “Segurança sísmica de barragens e a prática brasileira”. In: *XII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS*, 1978, São Paulo. Anais do XII

Seminário Nacional de Grandes Barragens. São Paulo: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1978. vol. 2. p. 405-426.

Westergaard, H. M.; “Water pressure on dams during earthquakes”. In: *Transactions ASCE*, v. 98, n. 1835, p. 418-433, 1933.

## **APÊNDICES**

## APÊNDICE A – BREVE REVISÃO DO MÉTODO ESPECTRAL

Embora os danos às estruturas possam resultar de diferentes efeitos de um terremoto – tsunamis, perda de resistência do solo por liquefação, etc. – o principal mecanismo de carregamento reconhecido pelas normas sísmicas de projeto é a resposta a movimentos do solo produzidos pelo terremoto, aplicados à base da estrutura (Clough, 1970). A Figura A.1 ilustra este problema.

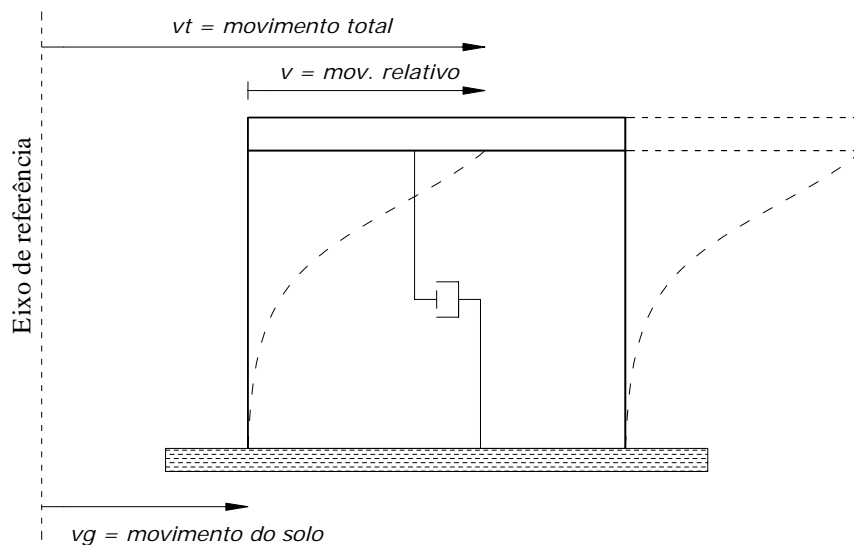


Figura A.1 – Excitação sísmica aplicada à estrutura

A Equação (A.1) fornece o equilíbrio dinâmico de um problema típico:

$$F_I + F_D + F_S = P(t) \quad (\text{A.1})$$

onde as forças resistentes ao movimento são proporcionais a aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura, conforme mostram as equações (A.2), (A.3) e (A.4).

Força de inércia  $F_I = M \cdot \ddot{v}$  (A.2)

Força de amortecimento  $F_D = C \cdot \dot{v}$  (A.3)

Força elástica  $F_S = K \cdot v$  (A.4)

Onde  $M$ ,  $C$  e  $K$  referem-se respectivamente a massa, constante de amortecimento e rigidez da estrutura. Os pontos nestas equações referem-se às derivadas do deslocamento ( $v$ ) com relação ao tempo ( $t$ ).

Introduzindo as equações (A.2), (A.3) e (A.4) na equação (A.1), obtemos:

$$M \cdot \ddot{v} + C \cdot \dot{v} + K \cdot v = P(t) \quad (\text{A.5})$$

A Equação (A.5) representa um problema dinâmico típico. No problema de excitação sísmica da estrutura, o carregamento é introduzido através do movimento de sua base ( $v_g$ ). Não existem forças externas aplicadas à estrutura ( $P(t) = 0$ ). Portanto, a Equação (A.1) passa a assumir a seguinte forma:

$$F_I + F_D + F_S = 0 \quad (\text{A.6})$$

A força de inércia ( $F_I$ ) depende da aceleração total da massa ( $\ddot{v}_t$ ), que inclui uma parcela relativa à aceleração da base ( $\ddot{v}_g$ ) mais uma parcela relativa à aceleração em relação à base ( $\ddot{v}$ ). Portanto:

$$\ddot{v}_t = \ddot{v}_g + \ddot{v} \quad (\text{A.7})$$

A força de inércia ( $F_I$ ) passa a assumir a seguinte forma:

$$F_I = M \cdot \ddot{v}_t = M \cdot \ddot{v}_g + M \cdot \ddot{v} \quad (\text{A.8})$$

As forças de amortecimento ( $F_D$ ) e elástica ( $F_S$ ) não sofrem alterações, pois ao contrário da força de inércia ( $F_I$ ), dependem apenas do movimento relativo da estrutura. Introduzindo as equações (A.8), (A.3) e (A.4) em (A.6), obtemos:

$$M \cdot \ddot{v}_g + M \cdot \ddot{v} + C \cdot \dot{v} + K \cdot v = 0 \quad (\text{A.9})$$

Transferindo o primeiro termo da Equação (A.9) para o lado direito, obtemos:

$$M \cdot \ddot{v} + C \cdot \dot{v} + K \cdot v = P_{ef}(t) \quad (\text{A.10})$$

A expressão (A.10) representa a equação sísmica de movimento da estrutura, onde:

$$P_{ef}(t) = -M \cdot \ddot{v}_g \quad (\text{A.11})$$

Isto significa que o problema de excitação sísmica pode ser tratado como um problema dinâmico típico, submetido a um carregamento externo fornecido pela Equação (A.11). Dada a natureza arbitrária desta excitação, a resposta da estrutura pode ser obtida através da integral de Duhamel (Equação A.12):

$$v(t) = \int_0^t \frac{P(\tau)}{M \omega_D} e^{-\xi \omega(t-\tau)} \text{sen } \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (\text{A.12})$$

onde:

- $v(t)$  = deslocamento relativo da estrutura ao longo do tempo;
- $P(\tau)$  = carregamento arbitrário no tempo  $\tau$  ;
- $M$  = massa da estrutura;
- $\omega_D$  = frequência amortecida da estrutura;
- $\omega$  = frequência natural da estrutura;
- $\xi$  = taxa de amortecimento da estrutura;
- $t$  = tempo.

Substituindo a Equação (A.11) em (A.12), obtemos:

$$v(t) = \frac{1}{M \omega_D} \int_0^t -M \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \text{sen } \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (\text{A.13})$$

Para valores da taxa de amortecimento usuais em estruturas ( $\xi < 20\%$ ), a diferença entre as frequências natural e amortecida passa a ser desprezível (Clough, 1993). Pode-se notar também, que o sinal negativo da Equação (A.13) não possui significado real, uma vez que o sentido de excitação da base é suposto arbitrário durante o sismo. Portanto, a Equação (A.13) pode ser reduzida a seguinte forma:

$$v(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) d\tau \quad (\text{A.14})$$

Referenciando a integral da Equação (A.14) por  $V(t)$  obtemos:

$$v(t) = \frac{1}{\omega} V(t) \quad (\text{A.15})$$

A resposta da estrutura em qualquer intervalo de tempo ( $t$ ) de um sistema de um grau de liberdade é definida pela Equação (A.15). Entretanto, obter o histórico de deslocamentos durante uma excitação sísmica é um trabalho que exige grande esforço computacional (Clough, 1970). Na maioria das situações práticas, apenas a resposta máxima é necessária. Examinando a Equação (A.15) 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 (ou, de forma mais precisa, velocidade pseudo-espectral, pois não é exatamente igual à máxima velocidade), representada por  $S_v$ . Temos então:

$$S_v \equiv V_{\max} \equiv \left[ \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen} \omega(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (\text{A.16})$$

Substituindo a Equação (A.16) em (A.15), obtemos o valor do deslocamento relativo máximo, chamado de deslocamento espectral ( $S_d$ ). Temos então:

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} \quad (\text{A.17})$$

Adicionalmente, a aceleração espectral (ou, de forma mais precisa, aceleração pseudo-espectral, pois não é exatamente igual à máxima aceleração em um sistema amortecido), é definida por:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (\text{A.18})$$

A Equação (A.17) fornece o valor exato do deslocamento relativo máximo da estrutura, enquanto que as equações (A.16) e (A.18) fornecem apenas valores aproximados para a máxima velocidade relativa e aceleração total, respectivamente.



A análise da Equação (A.16) indica que a velocidade espectral depende de três parâmetros: (1) características do movimento do solo ( $\ddot{v}_g(\tau)$ ), (2) taxa de amortecimento da estrutura ( $\xi$ ) e (3) frequência natural da estrutura ( $\omega$ ). Portanto, para qualquer registro sísmico, e para uma taxa de amortecimento específica, é possível determinar a velocidade espectral como uma função da frequência ou período natural da estrutura (Clough, 1970). O resultado de uma análise deste tipo é apresentado na Figura A.2. As curvas deste gráfico foram obtidas através dos registros das acelerações do terremoto de El Centro – 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 A.2 ocorrem devido às 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).

As relações simples existentes entre o deslocamento ( $S_d$ ), a velocidade ( $S_v$ ) e a aceleração espectral ( $S_a$ ), representadas pelas igualdades da Equação (A.18), permitem combinar estes valores em um único gráfico, plotado com escalas logarítmicas ao longo de cada um dos eixos (Figura A.3). A velocidade espectral é obtida no eixo vertical, a aceleração e o deslocamento espectral são obtidos nos eixos inclinados.

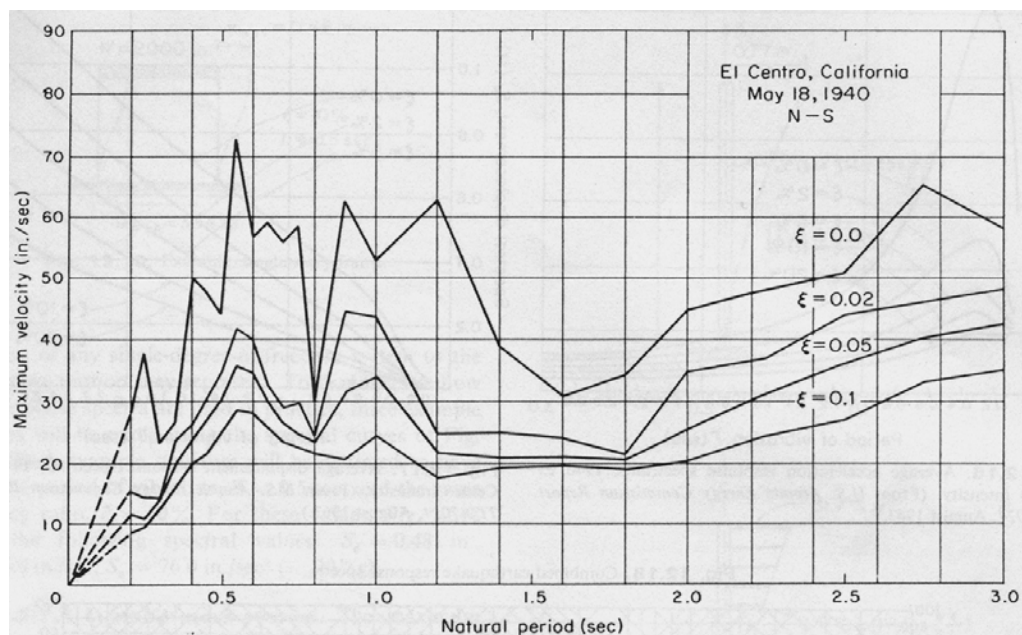


Figura A.2 – Espectro de resposta de velocidade para o terremoto de El Centro (Clough, 1970)

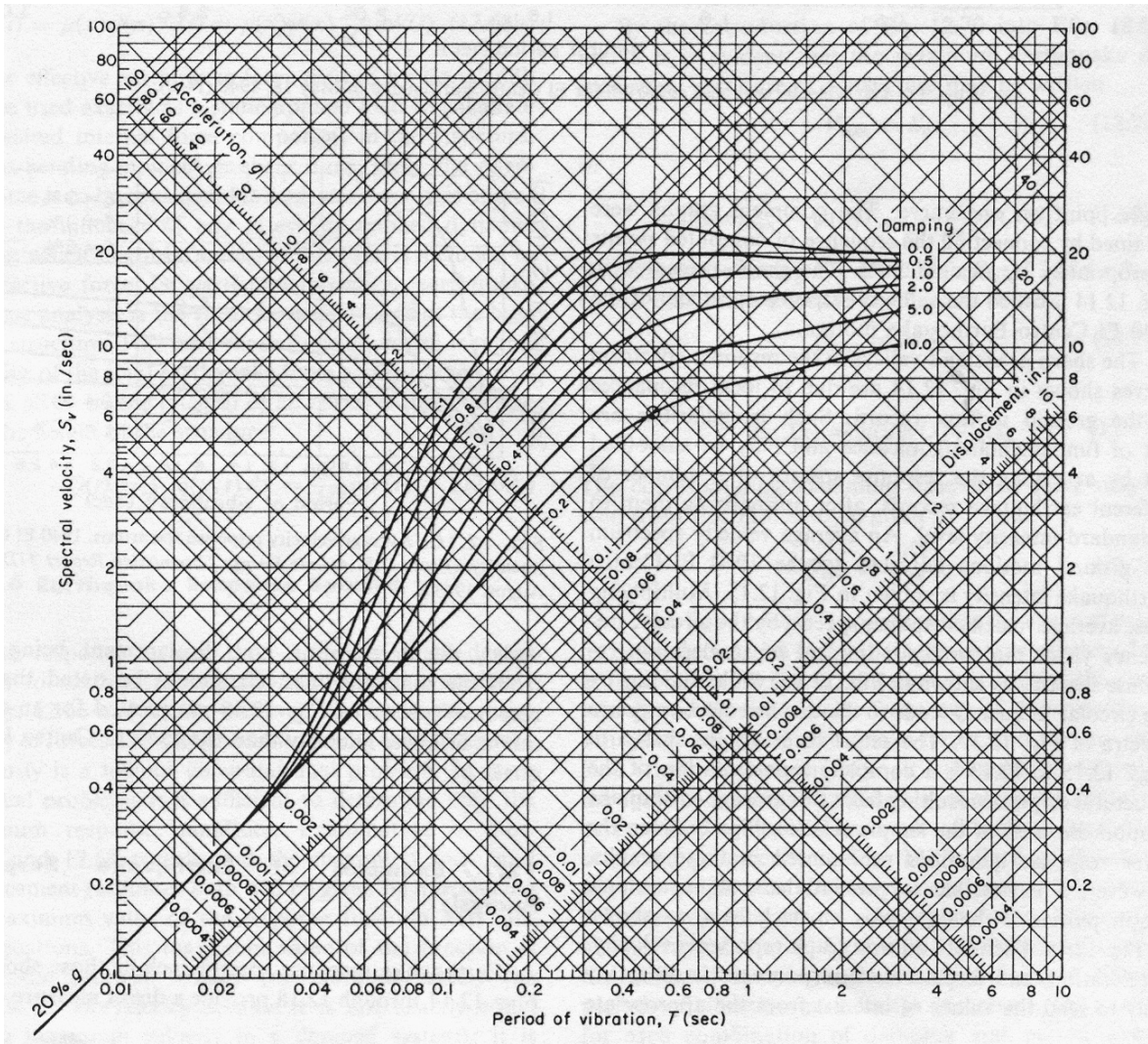


Figura A.3 – Espectro de resposta combinado para um terremoto de menor intensidade que o de El Centro (Clough, 1970)