

**ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS DE BARRAGENS DE
ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO COM OBJETIVO DE
OTIMIZAR OS CRITÉRIOS DE PROJETO**

ADRIANO FRUTUOSO DA SILVA

ORIENTADOR: André Pacheco de Assis, Ph.D.

CO-ORIENTADOR: Márcio Muniz de Farias, Ph.D.

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS DE BARRAGENS DE
ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO COM
OBJETIVO DE OTIMIZAR OS CRITÉRIOS DE PROJETO**

ADRIANO FRUTUOSO DA SILVA

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS
CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-050/07**

BRASÍLIA/DF, AGOSTO/2007


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

**ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS DE BARRAGENS DE
ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO COM OBJETIVO DE
OTIMIZAR OS CRITÉRIOS DE PROJETO**

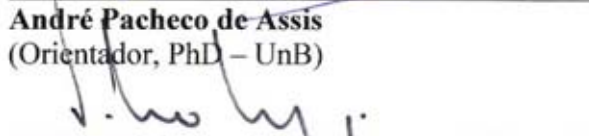
ADRIANO FRUTUOSO DA SILVA

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Doutor.

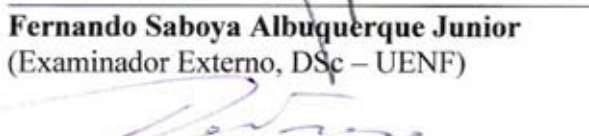
Aprovada por:



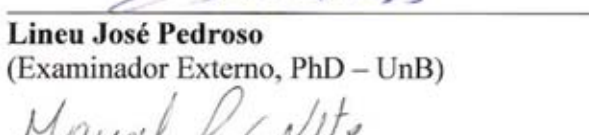
André Pacheco de Assis
(Orientador, PhD – UnB)



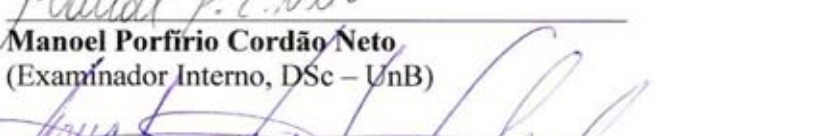
Fernando Saboya Albuquerque Junior
(Examinador Externo, DSc – UENF)



Lineu José Pedroso
(Examinador Externo, PhD – UnB)



Manoel Porfirio Cordão Neto
(Examinador Interno, DSc – UnB)



Renato Pinto da Cunha
(Examinador Interno, PhD – UnB)

Data: Brasília/DF, 16 de Agosto de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

FRUTUOSO, ADRIANO

Análises Tridimensionais de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto com Objetivo de Otimizar os Critérios de Projeto [Distrito Federal] 2007

xxiii, 145 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|-------------------------------|------------------------|
| 1. Barragem | 2. Enrocamento |
| 3. Análise tridimensional | 4. Face de concreto |
| 5. Modelo Cam-clay Modificado | 6. Critério de Projeto |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FRUTUOSO, A. (2007). Análises Tridimensionais de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto com Objetivo de Otimizar os Critérios de Projeto. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-050/2007, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Adriano Frutuoso da Silva

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análises Tridimensionais de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto com Objetivo de Otimizar os Critérios de Projeto.

GRAU / ANO: Doutor / 2007

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

Adriano Frutuoso da Silva

CLN 407, Bloco C, Ap. 218, Asa Norte
70855-530 – Brasília – DF – Brasil
(adrianofrutuoso@bol.com.br)

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho a minha mãe Maria Célia
à minha irmã Adriana
aos meus sobrinhos Yanna e Yann
aos meus avôs José e Noêmia
e aos tios e tias.*

HOMENAGEM PÓSTUMA

*Gostaria neste trabalho de prestar uma
homenagem ao professor
José Henrique Feitosa Pereira
e a Suzana Dellabianca
que pela vontade de Deus
não se encontram mais entre nós.
Porém sempre estaram em minhas lembranças
como grandes amigos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por todas as graças concedidas em minha vida.

A minha família, em particular a minha mãe Célia, minha irmã Adriana, meus sobrinhos Yanna e Yann, meu avô José Frutuoso, minha avó Noemia, minhas tias Elza e Suely, minha afilhada Michele, meus tios José, Luiz, Geraldo e Antônio.

Aos meus orientadores, professor André Pacheco de Assis e professor Márcio Muniz de Farias, que além de orientar contribuí também com a amizade e paciência.

Ao professor Manoel Porfírio Cordão Neto, pela amizade e por ter sido tão prestativo ao longo de toda a elaboração desta tese.

Aos professores do programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB.

Aos professores da UFCG e UEPB pelo apoio inicial.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Aos amigos da UnB em especial ao Petrucio, Aline, Márcia Mascarenha, Carlos Calda, Luiz Guilherme, Janaína, Silvrano, Paula, Elidiane, Carolina, Paulo Falcão, Joaquim Neto, Juliano, Allan, Carla, João Carlos, Newton Jr., Rideci, Hector, Íris, Joseleide, Elza, Luciana, Suzana, Alessandro, Jonathan, Neres, Nelvio dentre outros tantos.

Aos amigos Janailton, Normando, Cristina, Cristiane, Raniere, André Luiz, Carla, Carlos André, Elisangela, Clovis, Adriana, Walszon, Carol, Isabela, Arthemísio, Assis, João Bosco, João Marques, Silvia, Cesar, Roberto Sabino.

A todos muito obrigado!

ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO COM OBJETIVO DE OTIMIZAR OS CRITÉRIOS DE PROJETO

RESUMO

As barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) têm sido construídas com frequência crescente em todo mundo. Apesar disso, os critérios de projeto são ainda predominantemente empíricos baseados na experiência prática obtida de obras já construídas. A utilização da análise numérica ainda não é uma ferramenta usual para o desenvolvimento e dimensionamento desse tipo de barragem. Visando reduzir o empirismo dos projetos, a presente pesquisa propõe uma metodologia para análise do comportamento de BEFC e dimensionamento estrutural da laje, baseada nos seguintes aspectos: análise numérica tridimensional de todas as fases de projeto da barragem (construção, enchimento e rebaixamento); comportamento conjunto do maciço e face de concreto; elemento de interface para representar o contato entre essas estruturas; simulação separada da laje com elementos de placas sobre base elástica, usando coeficientes de recalque calibrados a partir das análises numéricas para fase de enchimento. Para validação dessa metodologia foi feita uma análise da barragem Barra Grande. Nessas análises, o enrocamento foi modelado com modelo elastoplástico Cam-Clay modificado, a laje com o modelo elástico linear e a interface foi representada por um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager. Os resultados permitiram observar a influência do processo construtivo, das condições de contorno impostas na interface maciço-ombreira e da mudança de inclinação do talude da ombreira no comportamento da barragem e da laje, resultando em um dimensionamento da laje mais otimizado em termo de taxa de armadura. Portanto, este trabalho apresenta-se como mais um avanço no sentido de propiciar projetos de BEFC mais elaborados, baseados em fundamentos técnicos racionais.

THREE-DIMENSIONAL ANALYSES OF CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS TO OPTIMIZE THE DESIGN CRITERIA.

ABSTRACT

Concrete Face Rockfill Dams (CFRD) have been constructed with increasing frequency all around the world. However, design criteria still are mostly empirical and based on practical experience obtained during the construction of this type of dam. The use of numerical analyses is not yet a usual tool in the development and design of CFRD. Aiming to reduce the design empiricism, this research proposes a methodology to analyze the CFRD behavior and to design the structural concrete face, based on the following aspects: three-dimensional numerical analysis of all design phases (construction, reservoir filling and rapid drawdown); associated analysis of the concrete face and the rockfill dam mass; interface element to represent the contact between these structures; separated analysis of concrete face with plate elements over an elastic bases, using settlement coefficients calibrated from the numerical analysis during reservoir filling phase. The methodology was validated using Barra Grande Dam as a case study. In these analyses, the rockfill was simulated with the Modified Cam-Clay elastoplastic model, the concrete face with a linear elastic model and the interface represented by an elastic-perfectly plastic model with the Drucker-Prager failure criterion. The results highlight the influence of the construction process, imposed boundary conditions on the shoulders interface and the changes in shoulder slope on the whole dam behavior, resulting in an optimized concrete face design regarding the rate of steel reinforcement. Therefore, this research represents a contribution to CFRD design, based on a rational technical framework.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	2
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 OBJETIVOS	4
1.4 ESTRUTURA DA TESE	5
CAPÍTULO 2 – ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE BEFC	7
2.1 BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO	8
2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO DAS BEFC	9
2.2.1. Maciço de Enrocamento	10
2.2.2. Plinto	10
2.2.3. Face de Concreto	11
2.3 COMPORTAMENTO DAS BEFC	12
2.3.1 Comportamento do Maciço de Enrocamento	12
2.3.1.1. Infiltrações	16
2.3.1.2 Trincas no Maciço de Enrocamento	16
2.3.2 Comportamento da Laje de Concreto	20
2.3.2.1 Trincas nas Lajes de Concreto	22
2.3.3 Comportamento das Juntas	27
2.4 CRITÉRIOS DE PROJETO DE BEFC ATUAIS	29
2.4.1 Maciço de Enrocamento	29
2.4.1.1. Zoneamento	29
2.4.1.2. Enrocamento	30
2.4.2 Face de Concreto	32
2.4.3 Plinto	34
2.4.4. Juntas	36
2.4.5 Fundação	37
2.4.5.1 Fundação do Plinto	37
2.4.5.2 Fundação do Maciço de Enrocamento	38
2.4.6 Instrumentação	39
2.4.7 Determinação de Parâmetros de Enrocamento	40

CAPÍTULO 3 – ANÁLISE NUMÉRICA DE BEFC	43
3.1 ANÁLISES DE BARRAGENS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	44
3.2 ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS DE BARRAGENS POR ELEMENTOS FINITOS	44
3.3 ANÁLISES DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO POR ELEMENTOS FINITOS	46
3.4 ESTUDOS DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA LAJE DE CONCRETO	52
CAPÍTULO 4 – EMBASAMENTO TEÓRICO	60
4.1 CONCEITOS BÁSICOS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	61
4.1.1 Discretização do Domínio	61
4.1.2 Cálculo das Variáveis do Problema	62
4.1.3 Visualização dos Resultados	62
4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS	63
4.2.1 Modelo Elástico Linear	63
4.2.2 Modelo Elastoplástico	64
4.2.2.1 Modelo Elástico Perfeitamente Plástico Drucker-Prager	66
4.2.2.2 Modelo Cam-Clay Modificado	68
4.3 ANÁLISE NUMÉRICA DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE BARRAGENS	70
4.3.1 Simulação do Carregamento	70
4.3.2 Quantidade de Camadas	71
4.3.3 Interpretação dos Deslocamentos	71
4.4 PROGRAMAS UTILIZADOS	72
4.4.1 ALLFINE	72
4.4.2 SAP2000	74
CAPÍTULO 5 – METODOLOGIA PROPOSTA	75
5.1 METODOLOGIA PROPOSTA	76
5.1.1 Dimensionamento da Laje	80
5.1.1.1 Estado Limite Último (ELU)	80
5.1.1.2 Hipóteses Básicas de Cálculo	81
5.1.1.3 Domínios de deformação das Seções no Estado Limite Último (ELU)	82
5.1.1.4 Cálculo das Armaduras	83

5.2 ANÁLISE PRELIMINAR	84
CAPÍTULO 6 – CASO ESTUDO DA BEFC BASA GRANDE	92
6.1 LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA BARRAGEM	93
6.1.1 Localização da Barragem	93
6.1.2 Descrição da Barragem	94
6.1.2.1 Zoneamento do Maciço	95
6.1.2.2 Face de Concreto	95
6.1.2.3 Juntas	96
6.2 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES	97
6.2.1 Discretização da Barragem	98
6.2.2 Simulação da Barragem	100
6.2.3 Simulação da Laje	102
6.2.4 Parâmetros dos Materiais	102
CAPÍTULO 7 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	104
7.1 ANÁLISE DA FASE DE CONSTRUÇÃO	105
7.1.1 Comportamento das Tensões	105
7.1.1.1 Tensões Calculadas para a Etapa Final de Construção	105
7.1.1.2. Comparação Entre as Tensões Obtidas pelas Simulações 2D e 3D	108
7.1.2 Comportamento das Deformações	108
7.1.3 Comportamento dos Deslocamentos	111
7.2 ANÁLISE DA FASE DE ENCHIMENTO	112
7.2.1 Comportamento das Tensões	112
7.2.1.1 Tensões Calculadas para a Fase Final de Enchimento	112
7.2.1.2 Comparação Entre as Tensões Obtidas pelas Simulações 2D e 3D	116
7.2.2 Comportamento das Deformações	116
7.2.3 Comportamento dos Deslocamentos	118
7.3 DESLOCAMENTOS NA FACE DE MONTANTE	118
7.4 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES	121
7.5 ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO DA LAJE	124
CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES	132
8.1 CONCLUSÕES GERAIS	133
8.1.2 Conclusões Sobre a Simulação da Barragem Hipotética	134

8.1.3 Comportamento da Barragem Barra Grande	134
8.1.3.1 Fase Final de Construção	134
8.1.3.2 Fase de Enchimento	136
8.1.4 Comportamento da Laje	137
8.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	138
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA	139

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Distribuição de barragens de enrocamento com face de concreto no mundo ($H \geq 50,00$ m)	2
Figura 2.1 – Barragem de Enrocamento com Face de Concreto.	8
Figura 2.2 – Execução do plinto e do maciço de enrocamento, antes do desvio do rio (UHE Barra Grande – Materón, 2006)	9
Figura 2.3 – Execução do maciço em duas fases (UHE Barra Grande – Materón, 2006)	9
Figura 2.4 – Guia de Concreto Extrusado: (a) esquema da guia adotada na barragem de Itá; (b) execução da guia (Resende, 1999 e Materón, 2006)	10
Figura 2.5 – Execução do plinto (Resende et al., 2001)	11
Figura 2.6 – Seqüência construtiva da laje de concreto da face de montante: a) lajes de arranque; b) disposição da armadura; c) lançamento do concreto; d) adensamento do concreto; e) elevação da fôrma deslizante; f) laje acabada	12
Figura 2.7 – Deformação sofrida por uma seção transversal de uma BEFC: a) final de construção; b) após o enchimento (Mori, 1999)	12
Figura 2.8 – Relação, em percentagem, dos recalques medidos antes e depois do enchimento do reservatório da barragem Foz do Areia (Marques Filho, 1990)	13
Figura 2.9 – Deflexão da laje no Leito do rio – L-17 (Sobrinho et al., 2007)	14
Figura 2.10 – Barragem de Tianshegquiao I (178 m): a) Seção típica; b) vista da trinca desenvolvida no maciço antes da construção da face de concreto (Mori, 1999)	17
Figura 2.11 – Barragem de Xingó: (a) Fissuras observadas na zona I; (b) Seção transversal (Souza et al., 1999)	18
Figura 2.12 – Barragem de Xingó: (a) Vista geral da área afetada pelas trincas; (b) Instalação de pinos de referência para acompanhar a evolução das trincas; (c) Aspecto da trinca ao longo do maciço; (d) Poço de inspeção aberto na trinca; (e) Detalhe da abertura das trincas; (f) Aspecto da trinca ao longo das paredes do poço; (g) Colocação do mastique; (h) Compactação da superfície (Hidroservice, 1993)	19
Figura 2.13 – Deslocamentos perpendiculares à laje (Pacheco et al., 2003)	20
Figura 2.14 – Aspectos das ondulações da laje provocada pelos recalques do maciço (Hidroservice, 1993)	21
Figura 2.15 – Curvas de iso deformação específica deduzida de medidores instalados	21

na laje de concreto ($\times 10^{-6}$): a) Deformações na direção do talude; b) Deformações horizontais (Marques Filho, 1990)	
Figura 2.16 – Curvas de iso deformação específica na laje ($\times 10^{-6}$): a) Deformações na direção do talude; b) Deformações horizontais (Alberro, 1998)	22
Figura 2.17 – Barragem Tianshengquiao I: Trincas Tipo B tratadas com mata de borracha (Mori, 1999)	23
Figura 2.18 – Barragem Aguamilpa (187 m): trincas observadas nas lajes de concreto (Mori, 1999)	24
Figura 2.19 – Mapeamento das lajes das trincadas na barragem Campos Novos (Sobrinho et al., 2007)	25
Figura 2.20 – Vista geral das trincas na barragem de Campos Novos	26
Figura 2.21 – Recuperação da face de concreto da barragem de Campos Novos: (a) rompimento do concreto; (b) rompimento das armaduras; (c) substituição das armaduras; (d) recomposição das juntas; (e) armadura complementar na face superior; (f) concretagem; (g) aplicação de mastic; (h) aplicação de manta <i>EPDM</i> ; (i) execução de aterro	27
Figura 2.22 – Padrão de movimentação da junta perimetral (Marques Filho, 1999)	28
Figura 2.23 – Zoneamento típico de BEFC (Materón, 1999)	29
Figura 2.24 – Características granulométricas dos enrocamento (Maranha das Neves, 1993 - traço contínuo; Dapena, 1994 - traço interrompido)	30
Figura 2.25 – Granulometria dos materiais utilizados no maciço (Albertoni et al., 2002)	31
Figura 2.26 – (a) Planta da face; (b) Disposição das armaduras (Goulart et al., 2003)	34
Figura 2.27 – Dimensões do plinto e da laje de jusante (Albertoni et al., 2002)	35
Figura 2.28 – Disposição das armaduras no plinto	36
Figura 2.29 – Juntas verticais: (a), (b) de tração; (c) de compressão (Albertoni et al., 2002)	37
Figura 2.30 – Sistema de vedação da junta perimetral (Albertoni et al., 2002)	37
Figura 2.31 – Tratamento da região da fundação do plinto (Albertoni et al., 2002)	38
Figura 2.32 – Critério de tratamento (Albertoni et al., 2002)	39
Figura 2.33 – Procedimento para determinação do módulo de construção	42
Figura 2.34 – Procedimento para determinação do módulo de enchimento	42
Figura 3.1 – Análise Numérica de BEFC: a) modelo constitutivo; b) tipo de análise	49

Figura 3.2 – Malha de elementos finitos gerada	53
Figura 3.3 – Momento fletor atuante na laje da face	53
Figura 3.4 – Região com taxa de armadura de 0,50% relacionada à distribuição de momento	54
Figura 3.5 – Critério empírico versus dimensionamento proposto	54
Figura 3.6 – modelo estrutural adotado (Goulart, 2003)	56
Figura 3.7 – Estudo 1: modelo estrutural com 4 elementos	56
Figura 3.8 – Estudo 2: modelo estrutural com 8 elementos	56
Figura 3.9 – Estudo 3: modelos estrutural com 8 elementos	56
Figura 3.10 – Diagramas de momentos fletores (Goulart, 2003)	57
Figura 3.11 – Modelo bidimensional em elementos finitos da seção estudada	57
Figura 3.12 – Momento fletor obtido com o modelo bidimensional	58
Figura 3.13 – Disposição das armaduras (Goulart, 2004)	59
Figura 4.1 – Malha de elementos finitos para um contínuo arbitrário	61
Figura 4.2 – Elementos Finitos mais utilizados	62
Figura 4.3 – Comportamento elastoplástico	64
Figura 4.4 – Comportamento elástico perfeitamente plástico	66
Figura 4.5 – Critério de ruptura Drucker-Prager no espaço de tensões principais	68
Figura 4.6 – Traço das superfícies de ruptura no plano octaédrico	68
Figura 4.7 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay modificado	69
Figura 4.8 – Simulação das cargas da camada sob construção (Pereira, 1996)	71
Figura 4.9 – Interpretação dos deslocamentos (Pereira, 1996)	72
Figura 5.1 – Metodologia de análise da interação barragem-face de concreto proposta	76
Figura 5.2 – Exemplo de uma malha tridimensional	77
Figura 5.3 – Exemplo do Processo Construtivo da barragem e da face de concreto	77
Figura 5.4 – Exemplo de aplicação da carga distribuída no talude de montante da barragem, gerada pelo reservatório	78
Figura 5.5 – Modelo Estrutural da laje	79
Figura 5.6 – (a): Malha de elementos finitos; (b): Elemento de casca quadrilateral de quatro nós	79
Figura 5.7 – Malha com as cargas aplicadas e o sistema de molas	80

Figura 5.8 – Diagrama de tensões na seção de concreto armado na ruptura por flexão	81
Figura 5.9 – Diagrama $\sigma - \varepsilon$ simplificado de cálculo para aços CA-25, CA-50 e CA-60	82
Figura 5.10 – Domínios de deformação das seções de concreto armado no estado limite último (ELU)	83
Figura 5.11 – Elemento de interface: (a) distribuição dos materiais; (b) malha 3D	85
Figura 5.12 – Curva tensão versus deformação para o elemento de interface	85
Figura 5.13 – Malha deformada (escala = 1000 vezes)	86
Figura 5.14 – Deslocamento vertical (direção y)	86
Figura 5.15 – Tensão vertical (direção y)	87
Figura 5.16 – Geometria da seção transversal da barragem simulada	87
Figura 5.17 – Malha 3D	88
Figura 5.18 – (a) Deslocamento normal na laje; (b) componentes de deslocamento	88
Figura 5.19 – Malha de elementos finitos	89
Figura 5.20 – Comparação entre a armadura calculada para as condições com e sem elemento de interface (L1: 16,40 m na direção do talude; L2: entre 16,40 e 32,80 m; L3: entre 32,80 e 49,20; L4: entre 32,80 e o topo da laje)	90
Figura 5.21 – Diferença entre a taxa de armadura obtida com e sem interface	90
Figura 6.1 – Mapa de localização da UHE Barra Grande (BAESA, 2005)	93
Figura 6.2 – Vista geral do arranjo da UHE Barra Grande (ENGEVIX, 2001)	94
Figura 6.3 – Seção típica da barragem Barra Grande (Albertoni et al., 2003)	95
Figura 6.4 – Vista superior à face de concreto (ENGEVIX, 2001)	96
Figura 6.5 – Junta vertical: (a) de tração tipo “T”; (b) de compressão tipo “C” (ENGEVIX, 2001)	97
Figura 6.6 – Detalhe do sistema de vedação da junta perimetral (BAR – DE2E – BPC01 -1003)	97
Figura 6.7 – (a) Seção longitudinal central; (b) vista superior da barragem Barra Grande	98
Figura 6.8 – Malha de elementos finitos tridimensional (vista isométrica - seção completa)	99
Figura 6.9 – Malha de elementos finitos tridimensional (vista isométrica - ombreira direita)	99

Figura 6.10 – Processo construtivo da barragem	101
Figura 6.10 – Distribuição dos materiais para a seção central transversal zonada (E3<E2<E1)	101
Figura 6.12 – Malha de elementos finitos para o painel 20	102
Figura 7.1 – Tensão na direção longitudinal (σ_x)	105
Figura 7.2 – Tensão na direção vertical (σ_y)	106
Figura 7.3 – Tensão na direção horizontal (σ_z)	106
Figura 7.4 – Tensão horizontal (σ_x) no final do período construtivo	107
Figura 7.5 – Tensão vertical (σ_y) no final do período construtivo	107
Figura 7.6 – Tensão cisalhante (τ_{xy}) no final do período construtivo	108
Figura 7.7 – Distribuição de tensões verticais ao longo da base da barragem	108
Figura 7.8 – Deformação horizontal (ϵ_x) no final do período construtivo (corte longitudinal)	109
Figura 7.9 – Deformação vertical (ϵ_y) no final do período construtivo (corte longitudinal)	109
Figura 7.10 – Deformação cisalhante (γ_{xy}) no final do período construtivo (corte longitudinal)	110
Figura 7.11 – Deformação horizontal (ϵ_z) no final do período construtivo (corte transversal)	110
Figura 7.12 – Deformação vertical (ϵ_y) no final do período construtivo (corte transversal)	111
Figura 7.13 – Deformação cisalhante (γ_{xy}) no final do período construtivo (corte transversal)	111
Figura 7.14 – Deslocamentos horizontais (eixo da máxima seção transversal – final de construção)	112
Figura 7.15 – Tensões na direção longitudinal (σ_x)	113
Figura 7.16 – Tensões na direção vertical (σ_y)	113
Figura 7.17 – Tensões na direção horizontal (σ_z)	114
Figura 7.18 – Tensão horizontal (σ_x) no final de enchimento	114
Figura 7.19 – Tensão vertical (σ_y) no final de enchimento	115
Figura 7.20 – Tensão Cisalhante (τ_{xy}) no final de enchimento	115

Figura 7.21 – Distribuição das tensões verticais ao longo da base da barragem	116
Figura 7.22 – Distribuição das tensões verticais ao longo da base da barragem: (a) análise 3D; (b) análise 2D	116
Figura 7.23 – Deformações na direção longitudinais (ϵ_x) ao final do enchimento do reservatório	117
Figura 7.24 – Posicionamento das juntas verticais entre os painéis da face de concreto	117
Figura 7.25 – Deslocamentos verticais (eixo da máxima seção transversal – final de enchimento)	118
Figura 7.26 – Deslocamento normal na laje (até o 19º estágio): simulação 1 (laje na cota 540,00 m) e Simulação 2 (laje na cota 562,00 m)	119
Figura 7.27 – Deslocamento horizontal na laje (até o 19º estágio): simulação 1 (laje na cota 540,00 m) e Simulação 2 (laje na cota 562,00 m)	119
Figura 7.28 – Deslocamentos normais da laje no leito do rio (painel de laje 20)	120
Figura 7.29 – Deslocamentos horizontais da laje no leito do rio (painel de laje 20)	120
Figura 7.30 – Malha da barragem simulada – localização dos elementos selecionados	122
Figura 7.31 – Trajetória de tensões para os elementos selecionados	123
Figura 7.32 – Modelo de estrutural da laje sobre apoio elástico	124
Figura 7.33 – Diagrama de momento fletor na direção x' para o painel de Laje 20	125
Figura 7.34 – Diagrama de momento fletor na direção z' para o painel de Laje 20	126
Figura 7.35 – Diferença entre a armadura recomendadas nos critérios empíricos e a armadura calculada no ELU: (a) Laje de arranque; (b) laje principal	127
Figura 7.36 – Diferença entre a armadura existente e a armadura calculada no ELU: (a) Laje de arranque; (b) laje principal	128
Figura 7.37 – Distribuição das armaduras da laje de arranque do painel 20: (a) Seção transversal; (b) Planta	129
Figura 38 – Distribuição da armadura da laje principal do painel 20 – Seção transversal	130
Figura 7.39 – Distribuição da armadura em planta para a laje principal do painel 20	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.2 – Barragem de Enrocamento com Face de Concreto no Brasil	3
Tabela 2.1 – Recalques máximos na crista da barragem	14
Tabela 2.2 – Infiltrações medidas em algumas BEFC (Marques Filho et al., 1999 & CBGB, 2006)	16
Tabela 2.3 – Deslocamentos diferenciais máximos da junta perimetral	28
Tabela 2.4 - Classificação e especificação dos enrocamentos segundo Albertoni et al. (2002)	31
Tabela 2.5 – Critérios de projeto da laje de concreto das BEFC brasileiras	33
Tabela 2.6 – Critérios para projeto do plinto (Sierra, 1991)	34
Tabela 2.7 – Critério para dimensionamento do plinto: correlação entre RMR (Bieniawski, 1976) e o Gradiente Hidráulico	35
Tabela 2.8. Instrumentação das BEFC	40
Tabela 3.1 – Análise Numérica de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto	47
Tabela 3.2 – Comparação da armadura existente e da calculada	58
Tabela 3.3 – Comparação da armadura recomendada pelos critérios empíricos e da calculada	58
Tabela 5.1 – Parâmetros dos materiais do elemento de junta	85
Tabela 5.2 – Constante de mola calculada para as simulações com junta e sem junta	89
Tabela 5.3 – Armadura calculada versus critério empírico	90
Tabela 6.1 – Descrição das simulações realizadas	100
Tabela 6.2 – Parâmetros dos modelos para a laje de montante (elástico linear) e para interface (elástico perfeitamente plástico)	103
Tabela 6.3 – Parâmetros do modelo para o maciço de enrocamento	103
Tabela 7.1 – Deflexão normal na laje (Sobrinho et al., 2007)	121
Tabela 7.2 – Constantes de mola estimadas para o painel de laje 20	124
Tabela 7.3 – Armadura calculada versus critério empírico e armadura existente	127

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

2D	bidimensional
3D	tridimensional
A_s	área de aço
b_w	largura da seção transversal (=1 m)
B	elemento rombóide
BEFC	barragem de enrocamento com face de concreto
BENC	barragem de enrocamento com núcleo central
c	coesão
CA	concreto armado
C_c	coeficiente de compressão
C_s	coeficiente de expansão
CCR	concreto compactado a rolo
CTC	compressão triaxial convencional
d	altura útil
d_1	distância da linha neutra da seção retangular (=h-d)
$d\sigma_j$	vetor incremento de tensão
$d\varepsilon_i$	vetor incremento de deformação
$d\varepsilon^p$	Incremento de deformação plástica
D	matriz tensão-deformação
D_{ij}	matriz elástica
d	altura útil
$d_1(=h-d)$	distancia do cg da armadura de tração a fibra mais tracionada
e	índice de vazios
E	modulo de elasticidade
E_c	módulo de elasticidade para o período construtivo
E_e	módulo de elasticidade para o período do enchimento
El	elevação
E1, E2, E3	Enrocamentos
E_v	módulo construtivo
ELU	estado limite último
f	função de plástificação

f_{ck}	resistência característica do concreto
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{yd}	resistência de cálculo do aço
g	função potencial plástica
G	gradiente de carga; módulo cisalhantes
H	altura da barragem; carga hidráulica
h	altura total da seção
ICOLD	comissão internacional de grandes barragens
I_1	primeiro invariante do tensor de tensões
J_{2D}	segundo invariante do tensor de tensões desviatório
k	constante de mola
k_{md}	coeficiente do momento fletor de cálculo
K_f	módulo de compressibilidade volumétrica
L	largura da laje; largura do plinto
LEC	linha de estado crítico
M	inclinação da linha de estados críticos; momento fletor; material
MEF	método do elemento finito
M_{sd}	momento fletor de cálculo
$M_{x'}$	Momento fletor na direção x'
$M_{y'}$	Momento fletor na direção y'
N	força normal
NA	nível d'água
NBR	norma brasileira
p	tensão média
p_c	tensão de pré-adensamento
q	tensão desviatória
q_i	diferença entre pressão hidráulica e reação da barragem
Q	força cortante
R_{cc}	resultante das tensões de compressão no concreto
R_{st}	resultante das tensões de tração na armadura
RQD	rock quality designation
r	força de reação exercida pelo solo sobre a viga
RMR	rock mass rating

t	espessura da laje
T	elemento triangular
UHE	usina hidrelétrica
USA	estados unidos das americas
w_p	trabalho plástico
w	deslocamento norma da viga
x	distancia da linha neutra da seção a fibra mais comprimida
x_i	Direção do sistema de coordenada cartesiano
x, y, z	coordenadas globais
x', y', z'	coordenadas locais
$y=0,8x$	altura do diagrama retangular simplificado
z	braço de alavanca das resultantes de compressão e tração
β	relação comprimento/altura do vale
$\partial g/\partial \sigma$	gradiente da função potencial plástica
χ	parâmetro que mede a compressibilidade volumétrica plástica do material
δ	recalque na crista da barragem
δh	deslocamento horizontal
δn	deslocamento normal
δy	deslocamento vertical
δz	deslocamento horizontal
ΔS	recalque
Δf	Recalque normal a face de montante
ε	deformação
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	componentes de deformação normais aos eixos x, y e z
ε_{cd}	encurtamento
ε_{st}	alongamento
ϕ	ângulo de atrito
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
γ	peso específico
γ_w	peso específico da água
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$	componentes de deformação angular
σ	tensão

σ_{ij}	tensor de tensão total
σ_{cd}	tensão de compressão máxima no concreto
σ_{sd}	tensão de tração máxima do aço na ruptura da peça
σ_1	tensão principal maior
σ_2	tensão principal intermediária
σ_3	tensão principal menor
$\sigma :$ \sim	vetor que define o estado de tensão
ρ	taxa de armadura
ν	coeficiente de poisson
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	componentes de tensões normais aos eixos x, y, z
$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$	componentes de tensão cisalhante
κ	parâmetro de endurecimento; coeficiente de compressibilidade no trecho carga-recarga em um gráfico Ln p x e
λ	coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico Ln p x e
ψ	multiplicador plástico

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se as motivações que levaram ao desenvolvimento desta tese, os objetivos pretendidos e uma breve descrição do conteúdo dos demais capítulos.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As barragens podem ser constituídas por diferentes tipos de materiais. De acordo com os materiais constituintes, podem ser classificadas em barragens de concreto e barragens geotécnicas. As barragens de concreto são constituídas de concreto convencional ou concreto compactado a rolo (CCR). As barragens geotécnicas são constituídas de materiais menos resistentes quando comparados ao concreto e os tipos mais comuns são as barragens de terra e as barragens de enrocamento. As Barragens de Enrocamento são classificadas em Barragens de Enrocamento com Núcleo Central (BENC) e Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC).

As barragens de enrocamento vêm sendo construídas desde o final do século XIX e nos últimos anos têm sido frequentemente adotadas, principalmente, quando se necessita de estruturas de grande altura. Por ser um material de elevada resistência ao cisalhamento, os taludes podem ser mais íngremes e a construção é relativamente rápida quando comparada a das barragens de terra por não exigir um controle de compactação tão restrito em termos de umidade, o que possibilita sua construção também em períodos chuvosos.

Quanto às BEFC, segundo a *International Water Power & Dam Construction* (2005) existem cerca de 383 BEFC construídas no mundo, com altura superior a 50 m. A Figura 1.1 apresenta uma distribuição mundial das BEFC.

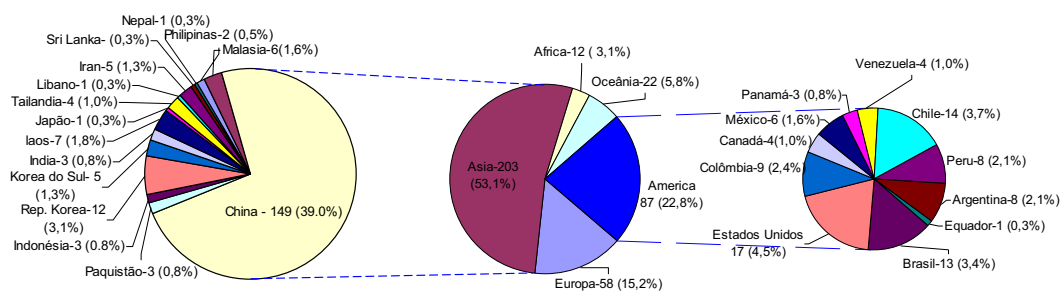


Figura 1.1 – Distribuição de barragens de enrocamento com face de concreto no mundo ($H \geq 50,00$ m).

De acordo a distribuição apresentada na Figura 1.1 o continente asiático apresenta-se com maior quantidade de BEFC. Neste continente, a China destaca-se com 149 BEFC construídas e em construção, o que equivale a 73% em relação a este continente e 39% a todo mundo. Também é válido destacar que a barragem Shuibuya na China é a mais alta do gênero no mundo, com 233 m de altura.

No Brasil esta técnica tem sido aplicada com sucesso a barragens de grandes alturas. A Tabela 1.2 apresenta as BEFC no Brasil.

Tabela 1.2 – Barragem de Enrocamento com Face de Concreto no Brasil.

Barragem	Altura (m)	Ano de Conclusão	Potência Instalada (MW)
Foz do Areia	160	1980	1.674
Segredo	145	1992	1200
Xingó	140	1994	3000
Itá	125	1999	1450
Machadinho	126	2002	1140
Itapebi	112	2003	1350
Barra Grande	185	2005	690
Campos Novos	202	2006	880
Monjolinho ⁽¹⁾	125	2006	-
Quebra Queixo	75	2008	120
Pai Quere ⁽²⁾	150	2008	-
Santa Rita ⁽²⁾	85	-	-
Bocaina ⁽²⁾	80	-	-

Nota: ⁽¹⁾ em fase de construção; ⁽²⁾ em fase de licitação.

Estas barragens, que estão em operação, são responsáveis pela produção de 16,2% da energia elétrica de fonte hidráulica gerada no Brasil, que apresenta atualmente uma potência total de 71 GW.

1.2 JUSTIFICATIVA

Apesar desse tipo de barragem ter sido construída em diferentes partes do mundo e estarem operando satisfatoriamente, os critérios de projeto são ainda predominantemente empíricos, baseados na experiência obtida de obras similares já construídas. A utilização da análise numérica ainda não é uma ferramenta usual para o desenvolvimento e dimensionamento deste tipo de barragem, principalmente pela dificuldade de obtenção de parâmetros dos enrocamentos (Pacheco, 2003).

Tem sido observado em alguns casos, principalmente em barragens de grandes alturas, o aparecimento de trincas e fissuras na laje da face de montante oriundas das deformações do maciço após o enchimento do reservatório.

A presença de fissuras nas lajes pode aumentar a vazão através do corpo da barragem, o que pode levar a um aumento considerável dos deslocamentos do corpo da barragem, gerando assim uma preocupação adicional com a estabilidade da estrutura.

Segundo alguns autores, entre eles Veiga Pinto (1979), Frassoni et al. (1982), Materon (1983)

e Saboya Jr. (1993), as deformações sofridas pelo maciço de enrocamento são condicionada por diversos fatores como a mineralogia, granulometria, índice de vazios, forma, dimensão e textura das partículas, grau de alteração e resistência da rocha e compactação com ou sem molhagem.

A geometria do vale também é um fator que tem forte influência na deformabilidade devido à redistribuição de cargas por arqueamento, nas seções próximas a estas extremidades. Contudo, a avaliação da extensão da influência deste fator ainda é um assunto pouco explorado, necessitando de aprofundamento das investigações.

Os critérios de dimensionamento da laje também são empíricos, tanto no que se refere à espessura, quanto às taxas de armadura. Isso decorre das lajes não serem consideradas como um elemento estrutural e sim como um elemento de vedação.

Também se considera que a laje funciona como uma membrana, e que não vai estar submetida a esforços de flexão. Como o maciço de enrocamento se deforma com o enchimento do reservatório, a laje tende a se adaptar a esses deslocamentos e a afirmação anterior só é válida se a laje for bastante flexível, ou seja, com pequena espessura.

Os esforços que aparecem na laje também dependem da ligação entre a laje e o maciço de enrocamento. Acredita-se que se a laje tiver possibilidade de escorregar ao longo da ligação, isto deve diminuir os esforços normais aos quais ela vai estar submetida.

Finalmente, o posicionamento da armadura no centro da seção transversal da laje não respeita os critérios usuais de dimensionamento de detalhamento de peças estruturais de concreto armado.

Portanto, novos critérios para o projeto de BEFC são necessários. Eles devem considerar que as lajes devem se adaptar aos deslocamentos apresentados pelo enrocamento, e resistir aos esforços normais aos quais elas estarão submetidas. Esses deslocamentos e os respectivos esforços solicitantes devem ser obtidos por meio de análise numérica tridimensional que inclua o comportamento conjunto da laje, do enrocamento e da fundação.

1.3 OBJETIVOS

A presente pesquisa tem por objetivo principal definir critérios de projeto de barragens de enrocamento com face de concreto baseando-se em simulações numéricas, e assim reduzir o empirismo dos projetos.

Adicionalmente, procurar-se-á avaliar os seguintes pontos:

- Influência da interface entre a laje de concreto e o maciço de enrocamento nos esforços desenvolvidos na laje;
- Efeito do processo construtivo nos movimentos desenvolvidos no maciço e na laje;
- Efeito do enchimento e esvaziamento do reservatório no comportamento da barragem;
- Determinar os deslocamentos na laje da face de montante para conseqüente dimensionamento da laje;
- Otimizar os critérios de dimensionamento da laje, em termos de espessura e taxa de armadura.

1.4 ESTRUTURA DA TESE

Este trabalho foi dividido em sete capítulos, os quais são descritos sucintamente a seguir:

Capítulo 1 – Introdução: o presente capítulo faz as considerações iniciais sobre o tema, apresenta a justificativa, os objetivos e a estrutura da tese.

Capítulo 2 – Aspectos de Projeto e Construção de BEFC: faz uma descrição sobre as BEFC, abordando os elementos constituintes das BEFC, processo construtivo, comportamento mecânico e critérios de projeto atuais.

Capítulo 3 – Análise Numérica de BEFC: apresenta algumas considerações sobre o estudo de barragens pelo método dos elementos finitos e alguns trabalhos da literatura que utilizam análise numérica para o estudo de BEFC, destacando algumas características das simulações realizadas.

Capítulo 4 – Embasamento teórico: neste capítulo o método dos elementos finitos é abordado a fim de revisar de forma simples os conceitos gerais relativos à formulação do problema de equilíbrio estático. Alguns modelos constitutivos são descritos brevemente. Por fim, é apresentada uma descrição dos programas utilizados.

Capítulo 5 – Metodologia Proposta: apresenta uma descrição da metodologia proposta por este trabalho para análise do comportamento de barragens de enrocamento com face de

concreto e dimensionamento da estrutural da laje.

Capítulo 6 – Caso Estudo da BEFC Barra Grande: apresenta uma breve descrição da barragem dessa barragem e em seguida uma descrição das análises realizadas.

Capítulo 7 – Apresentação e Análise dos Resultados: neste capítulo os resultados são apresentados e discutidos.

Capítulo 8 – Conclusões: apresenta as conclusões sobre o trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

ASPECTOS DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE BEFC

Este capítulo, apresenta uma descrição sobre as BEFC, onde é abordado alguns temas relevantes para pesquisa; define-se barragem de enrocamento com face de concreto, faz uma descrição de seus elementos constituintes, comenta-se sobre o processo construtivo, comportamento mecânico e critérios de projeto atuais e são citados alguns instrumentos importantes para o monitoramento destas estruturas.

2.1 BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

As barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) são constituídas por uma face de concreto a montante, simplesmente apoiada sobre o maciço de enrocamento e ancorada na base ao longo de uma estrutura de concreto, denominada plinto. A junção entre a laje e o plinto é feita por meio da junta perimetral. O plinto e a face de concreto, conforme descreve Goddle & Droste (2001), são os principais elementos do sistema de impermeabilização. A Figura 2.1 apresenta uma seção típica e um detalhe dos principais elementos constituintes das BEFC.

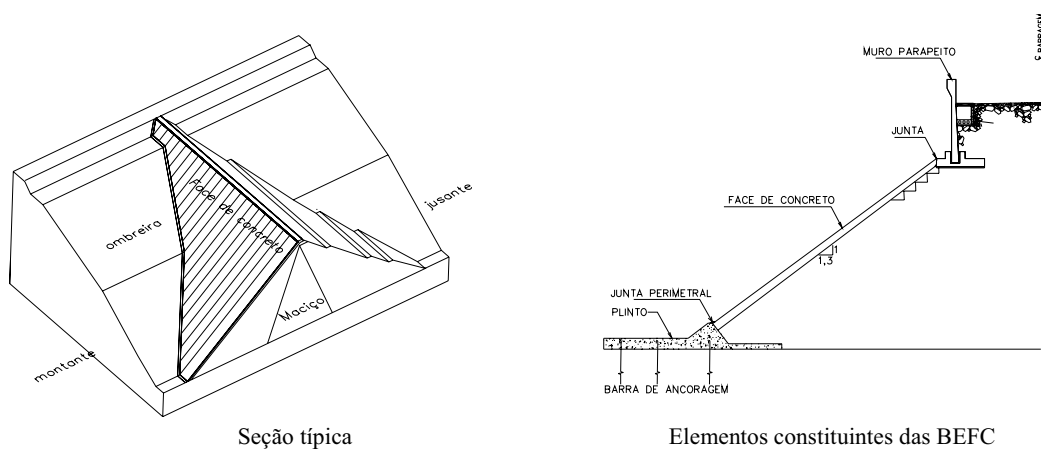


Figura 2.1 – Barragem de Enrocamento com Face de Concreto.

Face de concreto – é uma estrutura de concreto armado com alta resistência e baixa permeabilidade, construída sobre o talude de montante, de modo a não permitir a percolação de água e suportar certa deformação induzida pelo enrocamento.

Plinto – é uma estrutura de concreto ancorada na rocha de fundação, executada no pé de montante da barragem, destinada a propiciar a ligação da laje com a fundação, garantindo assim, a estabilidade da mesma. Além disso, o plinto serve como área de trabalho para injeções de impermeabilização na fundação. Sua conexão com a fundação rochosa é executada por meio de ancoragens.

Juntas – são de dois tipos: juntas verticais que ligam os painéis da laje da face entre si; e a junta perimetral situada entre o plinto e as lajes da face.

2.2. PROCESSO CONSTRUTIVO DAS BEFC

O processo construtivo deste tipo de barragem em geral não possui grandes variações de obra para obra. Primeiramente é executado o plinto, nas margens, antes do desvio do rio. Simultaneamente, o enrocamento é lançado nas margens, para otimização do cronograma (Figura 2.2). Após o desvio do rio, ensecamento e limpeza da área, o plinto é concluído no leito ensecado e lança-se o enrocamento restante. Caso a barragem seja lançada em duas fases, terminada a primeira, executa a laje de concreto da primeira fase e posteriormente, continua-se com o lançamento do enrocamento até a cota da crista, conforme ilustrado na Figura 2.3. Finalmente, concretiza-se a segunda fase da laje.

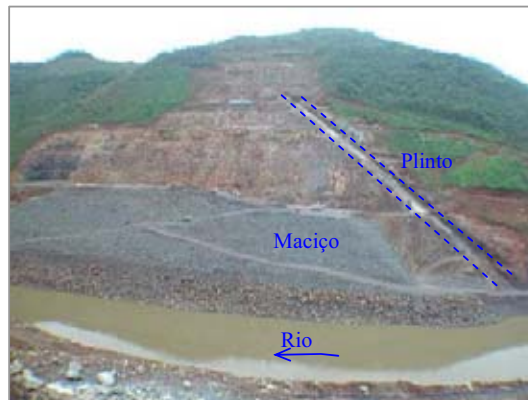


Figura 2.2 – Execução do plinto e do maciço de enrocamento, antes do desvio do rio (UHE Barra Grande – Materón, 2006).



(a) 1ª Etapa da Barragem – El. 570
Lajes até El. 568



(b) 2ª Etapa da Barragem – El. 660
Lajes até El. 568

Figura 2.3 – Execução do maciço em duas fases (UHE Barra Grande – Materón, 2006).

2.2.1. Maciço de Enrocamento

O enrocamento é lançado em camadas de espessura limitada e em seguida compactado com rolo vibratório pesado liso com molhagem. O maciço de enrocamento é dividido em diferentes zonas, variando a granulometria e a energia de compactação. Na região de montante da barragem as camadas de lançamento são mais delgadas, com o objetivo de reduzir as deformações na fase construtiva e, principalmente, na fase de enchimento do reservatório. Na região de jusante, as camadas de lançamento podem ser ampliadas.

Após a elevação do maciço de enrocamento executa-se uma pequena guia trapezoidal em concreto pobre extrusado (curb wall), com altura de 0,40 m, como ilustrado na Figura 2.4. Essa guia forma uma barreira resistente à erosão em todo talude de montante, minimiza as irregularidades superficiais e permite reduzir as perdas de concreto na posterior etapa de concretagem da laje.

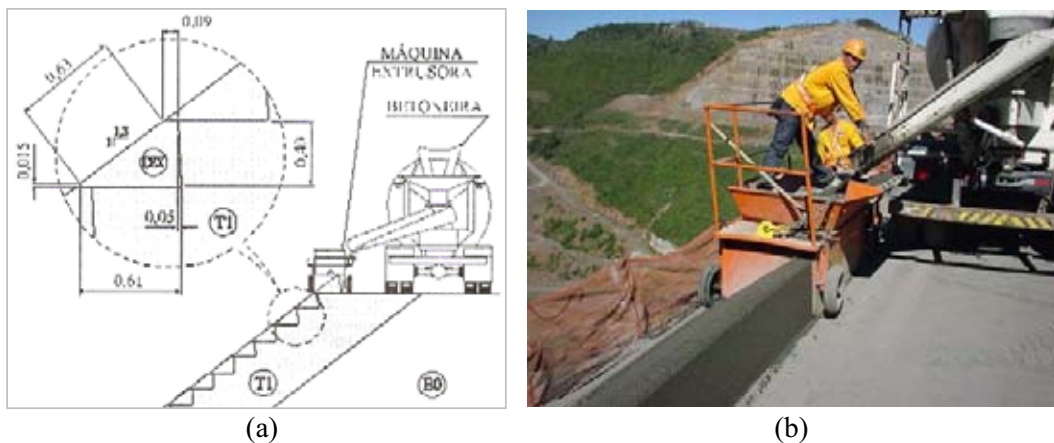


Figura 2.4 – Guia de Concreto Extrusado: (a) esquema da guia adotada na barragem de Itá; (b) execução da guia (Resende, 1999 e Materón, 2006).

2.2.2. Plinto

A construção do plinto é feita geralmente com formas fixas ou temporariamente fixas, com comprimentos variáveis. Em vales amplos, a execução do plinto pode ser realizada com formas deslizantes como solução mais rápida e econômica. A Figura 2.5 apresenta a execução do plinto da BEFC de Itapebi por meio de formas deslizantes. As formas foram implantadas sobre um chassi com rodas, tracionado ao longo de trilhos mediante macacos e barrões, de uso corrente em formas deslizantes convencionais.



Figura 2.5 – Execução do plinto (Resende et al., 2001).

2.2.3. Face de Concreto

Nas obras antigas, as lajes da face eram executadas em painéis, os quais eram interligados por juntas horizontais e verticais. O peso das lajes mais altas provocava movimentação dos painéis, causando distorções e concentrações de esforços no encontro dos mesmos, às vezes provocando esmagamento e ruptura de cantos. Contudo, nas barragens mais recentes, os problemas foram praticamente eliminados pela concretagem contínua das lajes, através de um sistema de formas deslizante, que distribui melhor os esforços compressivos, sem a ocorrência de pontos de concentração. Uma junta de construção horizontal com reforço é usada quando é necessário interromper o lançamento do concreto ou quando a laje é executada em duas ou mais fases.

A execução da laje da face é iniciada pelas chamadas lajes de arranque que são lajes triangulares destinadas a fazer a transição entre a geometria do plinto e uma superfície horizontal, que passa ser o ponto de partida para a forma deslizante, para execução dos painéis das lajes (laje principal), cujas larguras variam de 12 a 16 m, separado por juntas verticais. Um meio prático de construir lajes de arranque é por meio do uso de fôrmas provisórias fixas, como as usadas nas barragens Foz do Areia, Segredo, Aguamilpa, Salvagina etc. Eventualmente, quando a geometria do plinto permitir, a laje principal pode ser executada diretamente, conectando-se ao plinto. A Figura 2.6 apresenta a seqüência construtiva da execução da laje de concreto da face de montante.

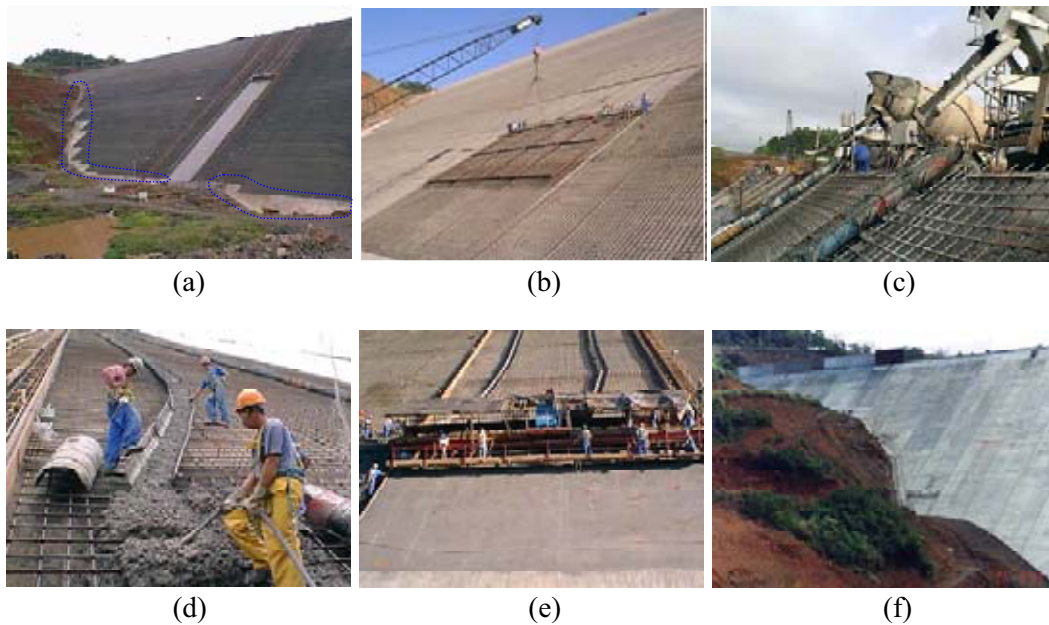


Figura 2.6 – Seqüência construtiva da laje de concreto da face de montante: a) lajes de arranque; b) disposição da armadura; c) lançamento do concreto; d) adensamento do concreto; e) elevação da fôrma deslizante; f) laje acabada.

2.3 COMPORTAMENTO DAS BEFC

2.3.1 Comportamento do Maciço de Enrocamento

Uma barragem de enrocamento com face de concreto apresenta duas fases distintas de solicitação: inicialmente ela é submetida apenas ao peso próprio das camadas à medida que sobe o maciço; depois com o enchimento do reservatório, é submetida à pressão hidráulica. As conseqüentes deformações são indicadas esquematicamente na Figura 2.7.

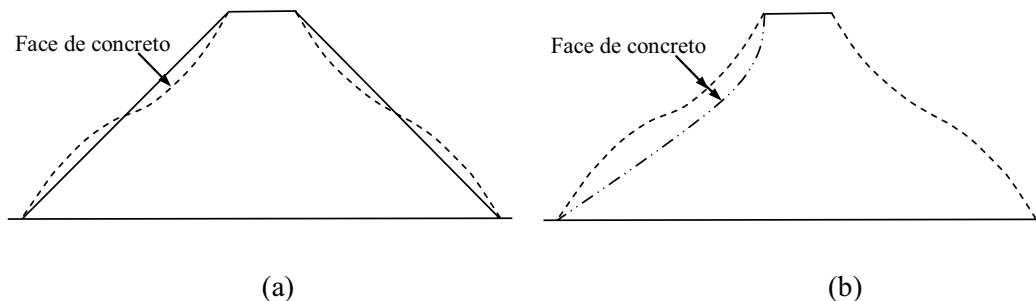


Figura 2.7 – Deformação sofrida por uma seção transversal de uma BEFC: a) final de construção; b) após o enchimento (Mori, 1999).

Durante o período construtivo ocorrem deformações e recalques significativos (Mori, 1999). Os deslocamentos horizontais caracterizam-se por apresentarem uma movimentação dos espaldares para o centro na metade superior da barragem, provocando um estreitamento, enquanto que a metade inferior se movimenta em sentido oposto, provocando uma abertura da base conforme apresentado na Figura 2.7a. Já na fase de enchimento a pressão hidráulica influencia no deslocamento da barragem, principalmente no talude de montante, onde o sentido do deslocamento na parte inferior deste é modificado como apresentado na Figura 2.7b.

Marques Filho (1990) mostra para a barragem Foz do Areia que a maior parte dos movimentos causados pelo enchimento concentra-se nas proximidades da laje e no terço de montante do enrocamento, enquanto que na maior parte da porção de jusante, cerca de 90% da deformação já havia ocorrido antes do início do enchimento. Nota-se também, que o recalque ocasionado pelo enchimento junto à face representa mais de 60% do recalque total no terço inferior, e 40% na metade superior (Figura 2.8).

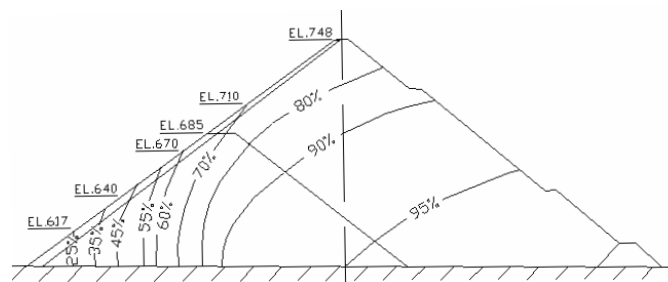


Figura 2.8 – Relação, em porcentagem, dos recalques medidos antes e depois do enchimento do reservatório da barragem Foz do Areia (Marques Filho, 1990).

Na direção longitudinal (eixo do vale) os movimentos na barragem ocorrem na direção das ombreiras para o centro do vale. Isto foi observado por Sobrinho et al. (2007) para a barragem Campos Novos após o primeiro enchimento do reservatório, onde fora registrado valores máximos de 0,14 m.

Essa tendência de movimentação, apesar da pequena magnitude, teve influência direta sobre o comportamento da laje, uma vez que neste sentido não há espaços para a laje absorver estas movimentações (Sobrinho et al., 2007).

As deflexões máximas da laje de concreto L-17, posicionada no leito do rio, foram da ordem

de 0,86 m a cerca de 1/3 de altura em relação à linha de fundação e cerca de 0,33 m próximo à crista, conforme indicado na Figura 2.9.



Figura 2.9 – Deflexão da laje no Leito do rio – L-17 (Sobrinho et al., 2007).

Alguns estudos têm sido desenvolvidos visando a compreensão do comportamento de maciços de enrocamento e a previsão desses movimentos.

Sowers et al. (1965) analisando o comportamento de quatorze barragens de enrocamento concluíram que os recalques alcançam entre 0,25 e 1,0% da altura da barragem em 10 anos.

Lawton & Lestor (1964) propõem que os recalques na crista podem ser expressos pela relação empírica $\delta = 0,01H^{3/2}$, onde δ é o recalque e H é a altura da barragem, ambos em metros.

Kjaernsli (1962) sugere a seguinte relação para estimar o recalque: $\delta = K.H^{2,1}$, onde K pode estar entre $0,5 \times 10^{-4}$ e $1,1 \times 10^{-4}$, com δ e H medidos em metros.

A Tabela 2.1 apresenta os recalques máximos na crista para 39 barragens de enrocamento com face de concreto.

Tabela 2.1 – Recalques máximos na crista da barragem.

Barragem	País	Tipo de Rocha	Deslocamento vertical (m)	Deslocamento vertical (% da altura)
Aguamilpa (H=187m)	México	Cascalho	0,34	0,18
Tianshengqiao (H=178m)	China	Calcário e siltito	1,06	0,6
Foz do Areia (H=160m)	Brasil	Basalto	0,21	0,13

Tabela 2.1 – Recalques máximos na crista da barragem (continuação).

Barragem	País	Tipo de Rocha	Deslocamento vertical (m)	Deslocamento vertical (% da altura)
Segredo (H=145m)	Brasil	Basalto	0,16	0,11
Alto Anchicaya (H=140m)	Colômbia	Cornubianito - diorito	0,17	0,12
Xingó (H=140m)	Brasil	Granito	0,05	0,33
Gollilas (H=130m)	Colômbia	Cascalho	0,05	0,04
Khao Laem (H=130m)	Tailândia	Calcário e siltito	0,15	0,16
Itá (H=125m)	Brasil	Basalto	0,45	0,36
Turimiquire (H=115)		Calcário	0,27	0,23
R.D. Bailey (H=96m)		Arenito e xisto argiloso	0,42	0,44
Sugarloaf (H=85m)		Arenito	0,04	0,04
Chengbing (H=75m)	China	Tufo	0,10	0,13
Minase (H=76m)		Liparite	0,40	0,6
Cabib Creek (H=64m)	USA	Gnaisse	0,11	0,22
Kangaroo Creek (H=60m)	Austrália	Xisto	0,18	0,3
Bastyan (H=75m)	Austrália	Riólito	0,05	0,07
Cethana (H=110m)	Austrália	Quartzito	0,14	0,124
Cogswell (H=85m)	USA	Granito	0,27	0,317
Courtright (H=98m)	USA	Granito	1,24	1,282
Crotty (H=82m)	Austrália	Cascalho quartzito	0,06	0,066
Dix River (H=84m)	USA	Calcário	1,28	1,525
Kangaroo Creek (H=59m)	Austrália	Xisto	0,12	0,193
Kotmale (H=97m)	Sri Lanka	Gnaisses Carcamonito	0,26	0,283
Little Para (H=54m)	Austrália	Dolomita	0,15	0,288
Lower Bear No,1 (H=71m)	USA	Cascalho	0,38	0,56
Lower Bear No,2 (H=50m)	USA	Cascalho	0,12	0,271
Mackintosh (H=75m)	Austrália	Grauvaca	0,33	0,444
Mangrove Creek (H=105m)	Austrália	Siltito	0,29	0,359
Murchison (H=89m)	Austrália	Riolito	0,10	0,111
Reece (H=122m)	Austrália	Dolerito	0,22	0,181
Salt Springs (H=100m)	USA	Granito	1,28	1,276
Salvajina (H=148m)	Colômbia	grauvaca	0,09	0,061
Shiroro (H=130m)	Nigéria	Granito	0,17	0,133
Tullabardine (H=25m)		grauvaca	0,02	0,076
Serpentine (H=38m)		Quartzito e xisto	0,08	0,203
White Spur (H=45m)	Austrália	Tufo	0,06	0,135
Winneke (H=85m)	Austrália	Arenito	0,21	0,244
Wishon (H=82m)	USA	Granito	0,95	1,136
Campos Novos (H=202m)	Brasil	Basalto	0.40	0.198

Segundo Veiga Pinto (1979), Frassoni et al. (1982), Materon (1983) e Saboya Jr. (1993), os movimentos sofridos pelo maciço de enrocamento dependem de vários fatores intervenientes, como: fatores geométricos; particularidades construtivas, como zoneamento e compactação; e

os relacionados com as características dos materiais empregados.

2.3.1.1. Infiltrações

Em barragens de enrocamento com face de concreto, é normal procurar medir as infiltrações pela barragem, as quais em geral, são utilizadas como um dos parâmetros básicos para avaliar o seu desempenho. Esta prática resultou de algumas vazões relativamente elevadas encontradas em barragens antigas ou em algumas recentes que mostram defeitos de projeto e construção.

As análises realizadas apontaram que as infiltrações nas BEFC resultaram principalmente de dois mecanismos: ruptura ou outros tipos de danos com os sistemas de vedação de junta perimetral; e fissuras na face de concreto, localizadas nas proximidades do plinto e relacionadas com deformações do enrocamento nestes pontos e as características do concreto. A Tabela 2.2 apresenta vazões de infiltração medidas em algumas BEFC.

Tabela 2.2 – Infiltrações medidas em algumas BEFC (Marques Filho et al., 1999 & Sobrinho et al., 2007).

Barragem	País	Ano de Conclusão	Vazão de Infiltração (l/s)
Cethana (H = 110 m)	Austrália	1971	7
Alto Anchicaya (H=140m)	Colômbia	1974	1800
Foz do Areia (H = 160 m)	Brasil	1980	236
Mackintosh (H = 75 m)	Austrália	1981	14
Tullabardine (H=26 m)	Austrália	1982	4
Bastyan (H=75 m)	Austrália	1983	7
Shirro (H=125m)	Nigéria	1984	1800
Salvajina (H = 148 m)	Colômbia	1984	60
Golillas (H=125 m)	Colômbia	1984	1000
Segredo (H = 145 m)	Brasil	1992	400
Aguamilpa (H = 187 m)	México	1993	260
Xíngó (H = 150 m)	Brasil	1994	200
Campos Novos (H=202 m)	Brasil	2006	1400

2.3.1.2 Trincas no Maciço de Enrocamento

Segundo Mori (1999) existem duas situações propícias para a formação de trincas em um maciço de enrocamento: quando o zoneamento do maciço é formado por materiais de módulos muito distintos com interface vertical ou quase vertical, e quando construídos em várias etapas.

A primeira situação pode ser ilustrada com o caso ocorrido de trincas horizontais observadas

nas lajes de concreto da Barragem de Aguamilpa, no México, após o enchimento do reservatório, conforme descrito por Cooke (1999). As trincas somente foram descobertas quando ocorreu um rebaixamento do nível do reservatório em 30 m. A seção transversal típica dessa barragem apresenta a montante do eixo, cascalho aluvionar compactado, e a jusante enrocamento de escavações em rocha além de uma transição intermediária em enrocamento fino.

O segundo caso pode ser ilustrado pela BEFC de Tianshengqiao I, na China, conforme descrito por Freitas Jr. et al. (1999) onde trincas verticais com até 10 cm de abertura e 3 m de profundidade foram observadas alinhadas na superfície de montante da Zona IIIB. A Figura 2.10 apresenta a seção transversal típica da barragem e uma vista da trinca desenvolvida no maciço.

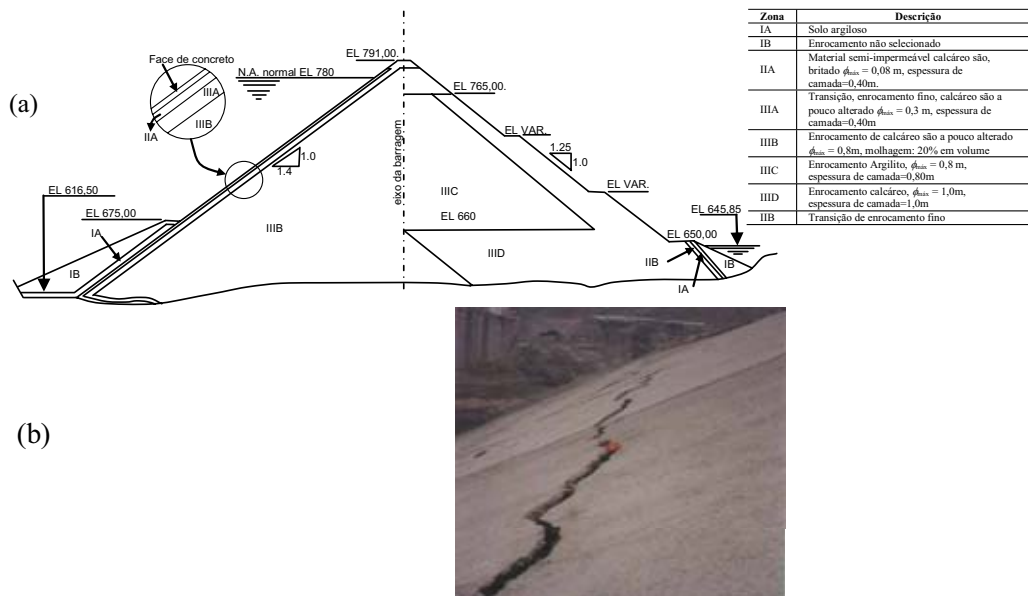


Figura 2.10 – Barragem de Tianshegquiao I (178 m): a) Seção típica; b) vista da trinca desenvolvida no maciço antes da construção da face de concreto (Mori, 1999).

Em maio de 1993 foram observadas algumas fissuras na superfície da zona I do maciço da BEFC de Xingó, na região da ombreira esquerda, entre El. 103 (Est. 65) e 127 m (Est. 67), conforme ilustrado na Figura 2.11. Segundo o relatório técnico da Hidroservice (1993), as fissuras observadas foram oriundas do recalque diferencial no maciço como resultado do efeito combinado de três fatores: diferença de nível de fundação, a montante e a jusante do eixo da barragem; diferença de rigidez entre as zonas do maciço e; velocidade e seqüência construtiva.

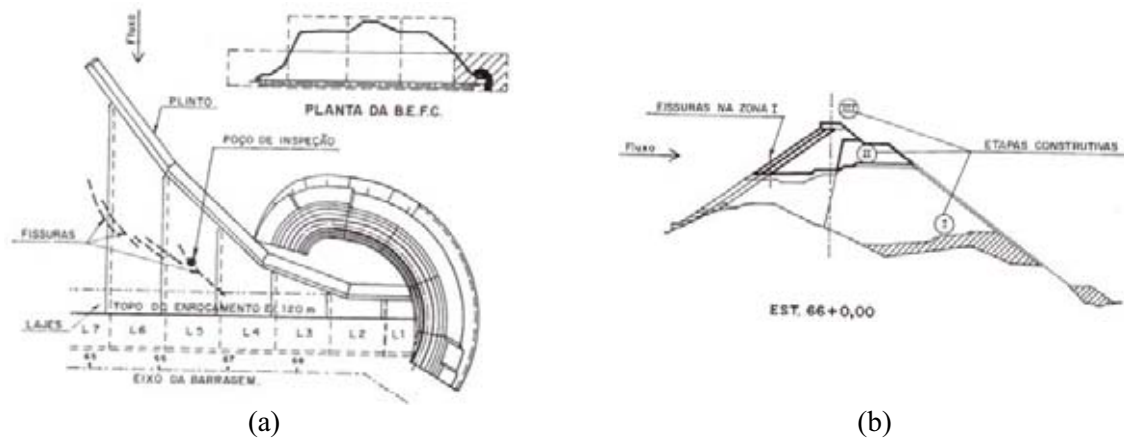


Figura 2.11 – Barragem de Xingó: (a) Fissuras observadas na zona I; (b) Seção transversal (Souza et al., 1999).

Dentre as providências tomadas na época de detecção dessas fissuras relacionam-se as seguintes (Figura 2.12):

- Paralisação da construção do aterro na região;
- Pintura com cal e mapeamento das fissuras por meio de 31 pontos, determinando a estaca, a distância do eixo e a elevação dos mesmos;
- Instalação de vários pinos ao longo das fissuras mais expressivas, para possibilitar o acompanhamento de suas aberturas;
- Execução de um poço de prospecção por meio das fissuras de maior expressão, até cerca de 2 m de profundidade.

Inicialmente as fissuras foram seladas superficialmente com mastique, para evitar a entrada de águas pluviais. As fissuras apresentaram abertura média 20 mm, tendo algumas delas com até 56 mm. As inspeções em poço de prospecção indicaram que a fissura se propagava abaixo da base do poço, com abertura decrescente com a profundidade, a saber, 31 mm na borda e 12 mm no fundo do poço, com desenvolvimento essencialmente vertical. Após a análise das causas, inspeções de campo e previsão das conseqüências das fissuras, foram adotadas as seguintes medidas de tratamento:

- Preenchimento das fissuras com areia, colocada com água, após o aterro atingir a crista da barragem;
- Recomposição do topo da fissura com material da zona I;

- Compactação da superfície com rolo vibratório.

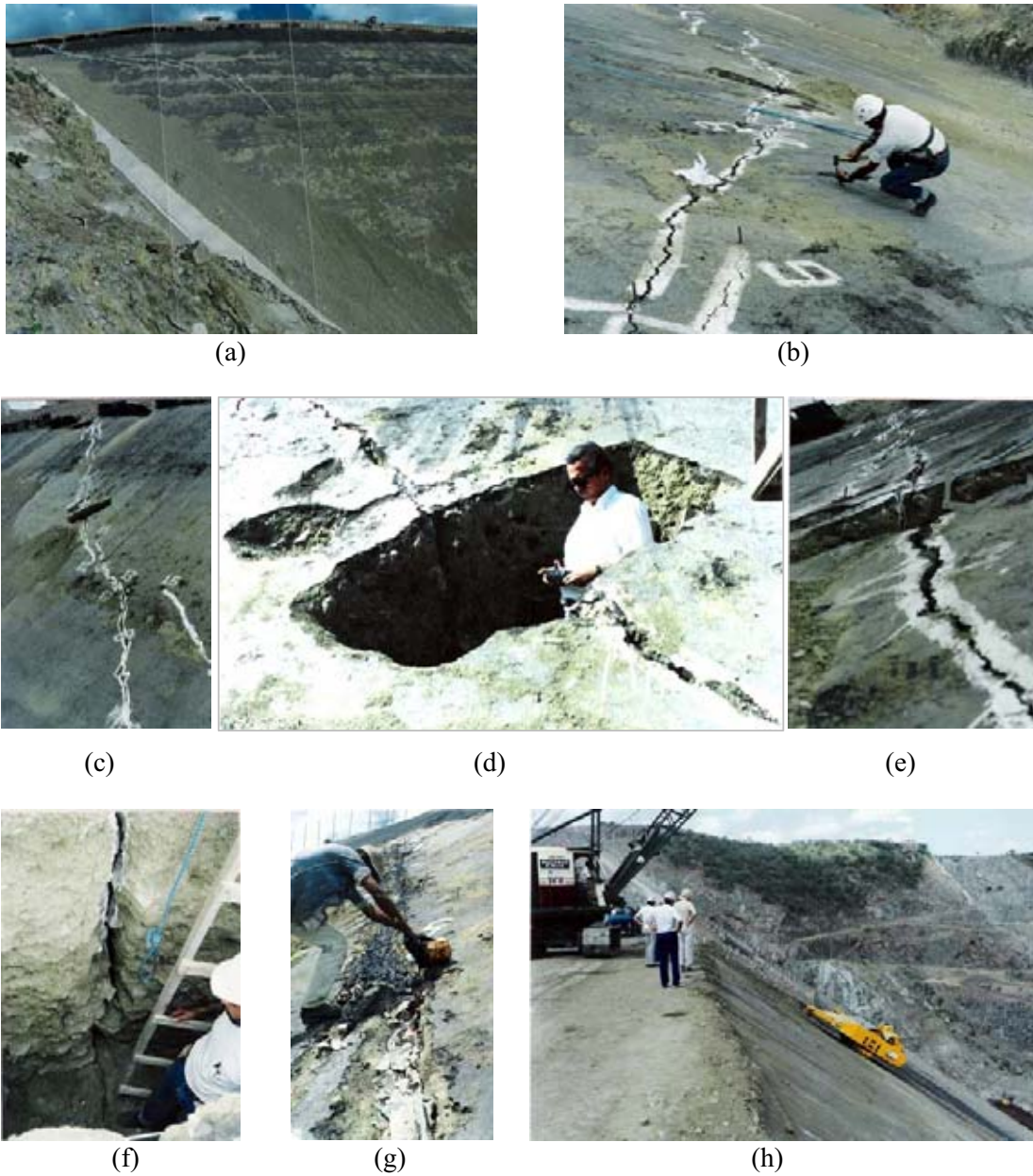


Figura 2.12 – Barragem de Xingó: (a) Vista geral da área afetada pelas trincas; (b) Instalação de pinos de referência para acompanhar a evolução das trincas; (c) Aspecto da trinca ao longo do maciço; (d) Poço de inspeção aberto na trinca; (e) Detalhe da abertura das trincas; (f) Aspecto da trinca ao longo das paredes do poço; (g) Colocação do mastique; (h) Compactação da superfície (Hidroservice, 1993).

2.3.2 Comportamento da Laje de Concreto

Observando os deslocamentos das lajes de barragens com face de concreto, nota-se que a face se desloca, na seção transversal, aproximadamente na direção perpendicular à mesma ou ligeiramente inclinada para baixo, ou seja, praticamente na direção do empuxo d'água.

A Figura 2.13 apresenta um exemplo dos deslocamentos, em centímetros, perpendiculares à face da laje de concreto de montante durante o período de enchimento de uma barragem de enrocamento com face de concreto de 126 m de altura.

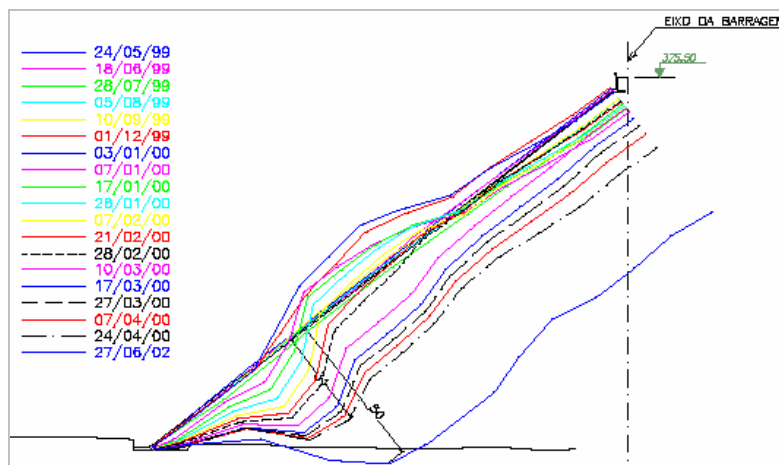


Figura 2.13 – Deslocamentos perpendiculares à laje (Pacheco et al., 2003).

O deslocamento máximo da laje é um parâmetro que sempre se procura prever, seja utilizando programas de elementos finitos, devidamente ajustados em função das deformações observados durante a construção, seja por meio de comparações com barragens de características similares em termos de altura, tipo de rocha, espessura de camadas, compactação, zoneamento etc.

Segundo Schumann (1987) o deslocamento normal máximo da laje pode ser estimado por meio da relação empírica: $\delta n = \gamma_w H^2 / E_v$, em que δn é a deslocamento em cm, H é a altura da barragem, em metros, e E_v é o módulo construtivo (em kg/cm²).

Sherard & Cooke (1987) propõem uma relação de 2 a 5 vezes o recalque da crista para o deslocamento normal máximo da laje.

Peixoto et al. (1999) observaram, a partir da análise de uma seção da barragem de Xingó, que a laje acompanha os deslocamentos horizontais do maciço para montante. A Figura 2.14 mostra claramente este efeito ocorrido em campo. Com relação aos deslocamentos verticais,

o mesmo não acontece. A elevada rigidez da laje não permite que os deslocamentos verticais sejam iguais entre a laje e o enrocamento, criando vazios entre os materiais. Os autores notaram que os deslocamentos verticais são os responsáveis pelo deslocamento da face quando esta é construída ainda durante a fase construtiva do aterro.



Figura 2.14 – Aspectos das ondulações da laje provocada pelos recalques do maciço (Hidroservice, 1993).

No que se refere às deformações, a tendência de comportamento é de compressão na região central da laje principal, onde as juntas tendem a se manter fechadas, e de tração no trecho superior e nas regiões próximas às ombreiras, onde as juntas podem se abrir. Em Foz do Areia, os resultados medidos de deformação na laje confirmam esse comportamento, conforme se observa na Figura 2.15.

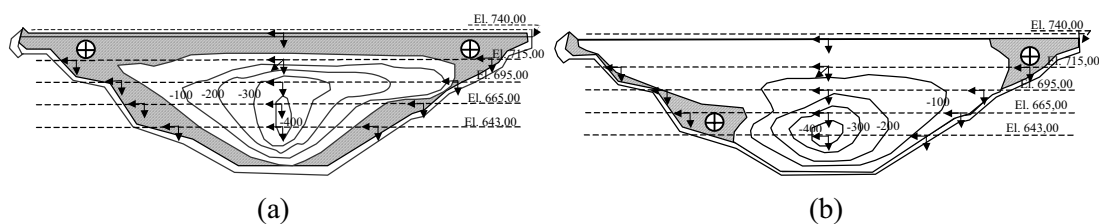


Figura 2.15 – Curvas de iso deformação específica deduzida de medidores instalados na laje de concreto ($\times 10^{-6}$): a) Deformações na direção do talude; b) Deformações horizontais (Marques Filho, 1990).

Essa tendência de comportamento da laje, também foi observada em outras barragens como: Golillas, Shiroro e Cethana. A Figura 2.16 apresenta as curvas de iso deformação específica para a barragem de Cethana.

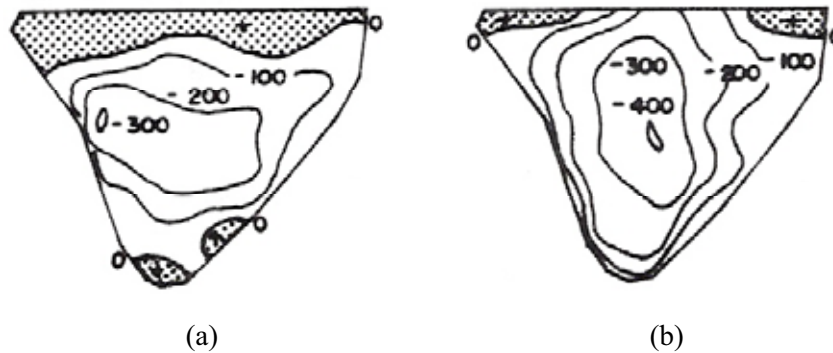


Figura 2.16 – Curvas de iso deformação específica na laje ($\times 10^{-6}$): a) Deformações na direção do talude; b) Deformações horizontais (Alberro, 1998).

As deformações na laje são condicionadas não só pela pressão hidráulica imposta à laje devido ao enchimento do reservatório, como também pelos recalques construtivos. Atualmente, as lajes têm sido executadas antes de se atingir a altura final do maciço, o que tem gerado deformações adicionais nas mesmas devido à movimentação do maciço de enrocamento.

2.3.2.1 Trincas nas Lajes de Concreto

Segundo Mori (1999) as trincas nas lajes de concreto podem ser de três tipos, quais sejam:

Tipo A: são trincas de retração e cura do concreto. São praticamente horizontais de pequena espessura, geralmente de poucos décimos de milímetros, e são de pequena extensão, sempre limitadas à largura da laje. Ocorrem principalmente nas lajes confinadas por duas outras previamente executadas, por causa da restrição imposta lateralmente. Devem ser tratadas previamente com uma dosagem apropriada de *fly ash*^(*), e com cuidadosa molhagem da superfície concretada. Não são preocupantes, mas têm merecido tratamento com mantas de borracha colada sobre as fissuras. Elas tendem a se colmatar com nata de cimento ou finos que rolam sobre a superfície exposta, e não influenciam na quantidade de vazamento.

Tipo B: são trincas causadas pelo abaulamento ou inchamento da parte inferior do maciço, onde a diferença de rigidez das lajes com o maciço deformável provoca o balanço da parte superior das lajes. São trincas espaçadas uniformemente a cada 0,50 a 1,00 m e com pequena

^(*) *fly-ash* – material pozolânico, também conhecido como cinza volante, proveniente da queima do carvão mineral em usinas termelétricas

abertura, geralmente da ordem de poucos décimos de milímetro. Com o enchimento do reservatório e conseqüente inversão dos movimentos, as fissuras fecham-se. O tratamento usualmente feito de preenchimento com argamassa após picoteamento da trinca tende a provocar a abertura de outras trincas na face interna com o enchimento, o que é pior do que simplesmente deixar sem tratamento. Outro tratamento usual é a colocação de manta de borracha colada sobre as fissuras. Em Tianshengquiao I foi feito um levantamento, mapeando cerca de 1200 fissuras, a maioria delas com espessura menor que 0,2 mm. Uma estimativa de vazamento por todas essas trincas, considerando um coeficiente de permeabilidade de 10^{-2} cm/s mostrou que as infiltrações adicionais pelas trincas não era maiores que 24 l/s, valor perfeitamente aceitável. A Figura 2.17 apresenta um exemplo de trincas tipo B tratadas com manta de borracha.

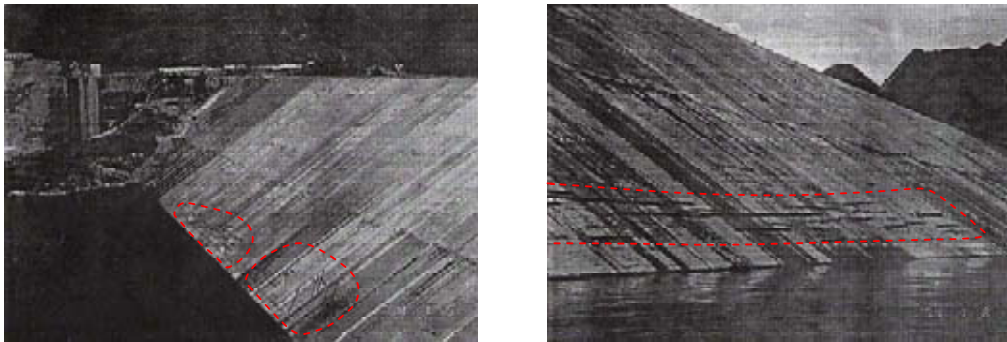


Figura 2.17 – Barragem Tianshengquiao I: Trincas Tipo B tratadas com mata de borracha (Mori, 1999).

Tipo C: são trincas causadas por deformações diferenciais do maciço, seja pela construção em etapas como em Tianshengquiao I, seja pelo zoneamento com materiais de módulos muito diferentes em interface vertical, como em Aguamilpa. A Figura 2.18 apresenta a localização das trincas em planta e em corte transversal pela seção de máxima altura, além do zoneamento da barragem.

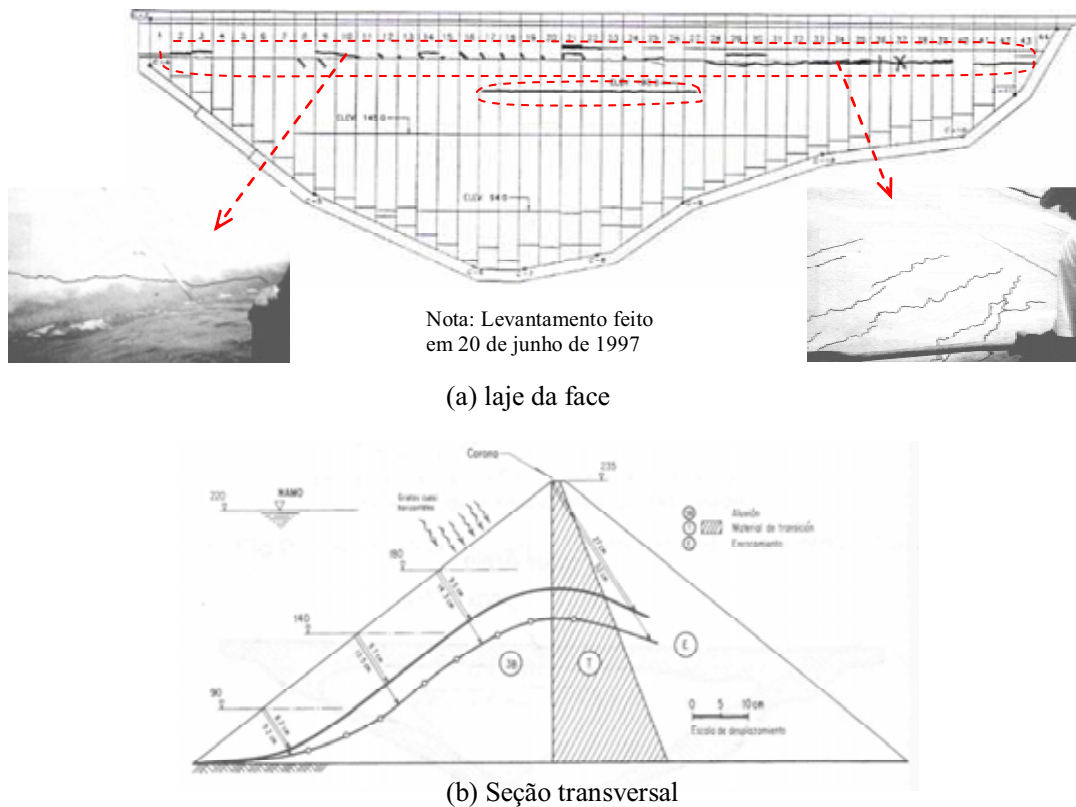


Figura 2.18 – Barragem Aguamilpa (187 m): trincas observadas nas lajes de concreto (Mori, 1999).

As trincas ocorridas na face de concreto da Barragem de Xingó podem ser classificadas como Tipo C, cujas causas principais estão associadas a deformação diferencial como resultado do desnível entre as zonas III e IV da barragem, conforme apresentado no Item 2.2.1.2.

As inspeções realizadas nas lajes da ombreira esquerda em agosto de 1996, após o enchimento do reservatório, registraram as seguintes imperfeições:

- quebra de um fragmento na extremidade inferior da laje L5, na interseção da junta perimetral com a junta L4/L5, com aproximadamente 0,07 m (faltava pedaço de concreto);
- trincas inclinadas na laje L5 com cerca de 0,9 m de comprimento e 0,01 m de abertura;
- na laje L6, em torno da El. 110 m, foram observadas trincas horizontais com cerca de 9 m de comprimento e 0,015 m de abertura;

- desnivelamento entre as lajes L4/L5 com cerca de 0,3 m na extremidade inferior (próximo a junta perimetral);
- sucção na extremidade inferior da laje L5;
- sucção na junta L4/L5 a cerca de 15 e 18 m de profundidade e na junta L6/L7 a cerca de 38 m de profundidade.

Em decorrência da ocorrência de sucção e das trincas na laje, o tratamento adotado foi a colmatação com o lançamento de areia siltosa. Este material foi lançado com o auxílio de mergulhadores e de sacos plásticos com cerca de 30 kg, de modo a lançar a areia sobre os pontos de sucção. Este tratamento mostrou-se com boa eficiência em termos de redução das vazões de infiltração, tendo conseguido uma redução da ordem de 195 l/s para 135 l/s após o tratamento.

As trincas observadas na barragem de Campos Novos (H=202 m) podem ser enquadradas nos tipos B e C, as quais têm como principais causas o abaulamento da parte inferior do maciço e a deformação diferencial fundação-macício-face de concreto. A Figura 2.19 apresenta um mapeamento das lajes trincadas e a Figura 2.20 mostra uma vista geral das trincas após o rebaixamento no nível d'água.

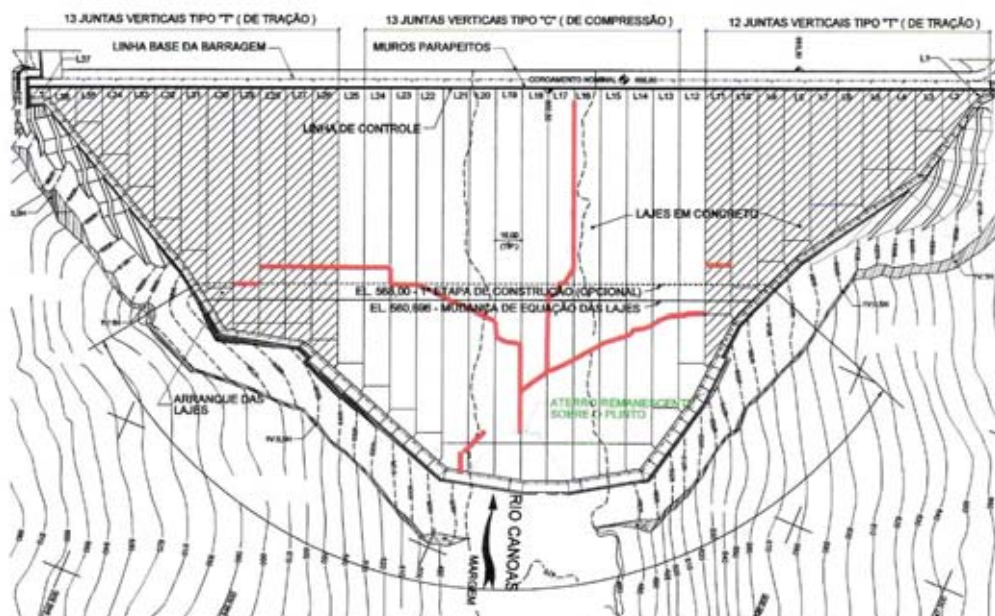


Figura 2.19 – Mapeamento das lajes das trincadas na barragem Campos Novos (Sobrinho et al., 2007).

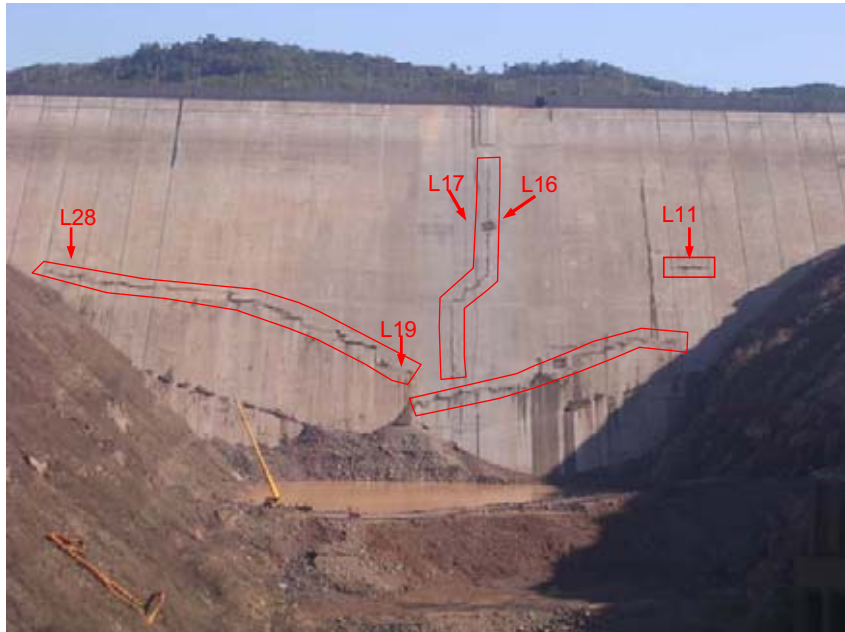


Figura 2.20 – Vista geral das trincas na barragem de Campos Novos.

Segundo Sobrinho et al (2007) foi realizada inspeção em 100% das trincas e adotada as seguintes medidas corretivas (Figura 2.21):

- Rompimento das trincas;
- Substituição das armaduras e das juntas danificadas;
- Adição de uma armadura complementar na face superior da laje;
- Inserção de quatro juntas verticais abertas, na região central de compressão da barragem, buscando permitir deslocamentos horizontais entre as lajes de forma a prever a geração de níveis de tensão elevados entre as lajes;
- O concreto entre as lajes 16 a 20 foi cortado, deixando uma abertura de 5 cm preenchida com *mastique* e recoberto com manta de elastômetro *EPDM*;
- Elevação do aterro com material impermeável existente sobre o plinto e a face de concreto da El. 490,00 para El. 545,00.

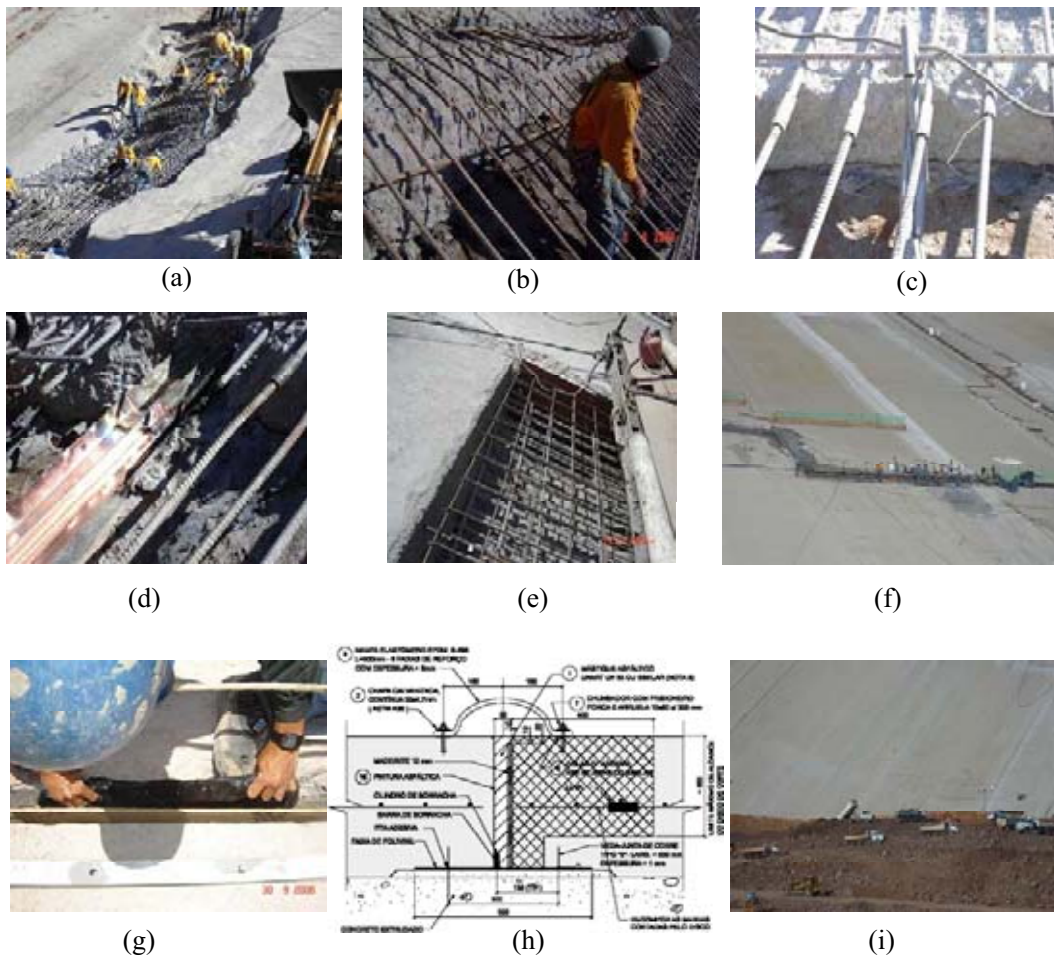


Figura 2.21 – Recuperação da face de concreto da barragem de Campos Novos: (a) rompimento do concreto; (b) rompimento das armaduras; (c) substituição das armaduras; (d) recomposição das juntas; (e) armadura complementar na face superior; (f) concretagem; (g) aplicação de mastique; (h) aplicação de manta EPDM; (i) execução de aterro.

2.3.3 Comportamento das Juntas

As deformações sofridas pelo maciço de enrocamento induzem movimento ao sistema de juntas: as juntas verticais centrais tendem a permanecer fechadas, enquanto que as de ombreira se abrem, em função da maior área final do talude deformado; a junta perimetral está submetida a três tipos de movimentos possíveis: recalque normal à face de concreto, a abertura normal à junta e o cisalhamento. Estes três movimentos combinados causam ruptura de vedajuntas. O padrão usual destes movimentos pode ser visto na Figura 2.22. A Tabela 2.3 apresenta os deslocamentos diferenciais máximos da junta perimetral observados em algumas Barragens de Enrocamento com Face de Concreto.

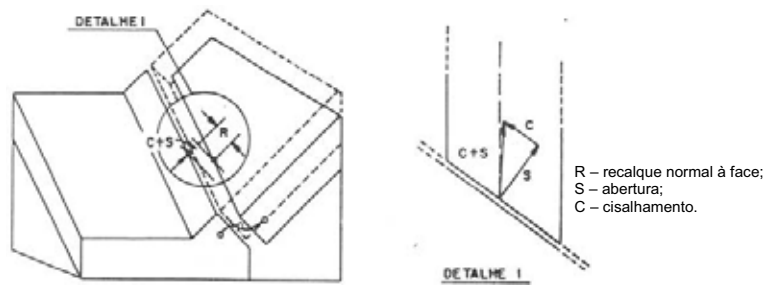


Figura 2.22 – Padrão de movimentação da junta perimetral (Marques Filho, 1999).

Tabela 2.3 – Deslocamentos diferenciais máximos da junta perimetral.

Barragem	País	Tipo de Rocha	Deslocamento diferencial (mm)			Referência
			Normal à junta (abertura)	Paralelo à junta (Tangencial)	Recalque diferencial	
Cethana (H=110m)	Austrália	Quartzito	11	7	-	Marques Filho et al. (1999)
Alto Anchicaya (H=140m)	Colômbia	Cornubianito - Diorito	125	15	106	
Foz do Areia (H=160m)	Brasil	Basalto	23	25	55	
Shiroro (H=125m)	Nigéria	Granito	30	21	60	
Golillas (H=125m)	Colômbia	Cascalho	100	0	36	Eigenheer (1999)
Aguamilpa (H=187m)	México	Cascalho	19	5,5	16	
Salvajina (H=148m)	Colômbia	Cascalho	9	15	22	
Xingó (H=150m)	Brasil	Granito	30	46	34	
Tianshengqiao (H=178m)	China	Calcário e Siltito	16	7	23	SANCOLD/US (2005)
Khao Laem (H=130m)	Tailândia	Calcário e Siltito	5	0	8	SANCOLD/US (2005)
Lower Piemont (H=122m)		Dolerito	7	0	70	
Reece (H=122m)	Austrália	Dolerito	7	0	70	
Kotmale (H=97m)	Sri Lanka	Carcamonito	2	5	20	
Xibeikou (H=95m)	China	Dolomita	14	5	25	
Murchison (H=89m)	Austrália	Riólito	12	7	10	
Sugarloaf (H=85m)		Arenito	9	24	19	
MacIntosh (H=75m)	Austrália	Grauvaca	5	3	20	
Bastyan (H=75m)	Austrália	Grauvaca	5	0	25	
Chengbing (H=75m)	China	Tufo	13	20	23	
Pichi-Picun Leufu (H=50m)	Argentina	Cascalho	2	1	12	

2.4 CRITÉRIOS DE PROJETO DE BEFC ATUAIS

2.4.1 Maciço de enrocamento

2.4.1.1. Zoneamento

O maciço de enrocamento é dividido em diferentes zonas, variando a granulometria e a energia de compactação: uma zona de montante, onde os materiais mais nobres são lançados em camadas de pequena espessura; uma zona central confinada, onde são admitidos materiais mais alterados em camadas de espessura maiores; e uma zona de jusante, onde enrocamentos com propriedades medianas são lançados em camadas de até 2 m de espessura.

Na maior parte das barragens, o zoneamento do maciço de enrocamento segue a nomenclatura internacional apresentada nos Simpósios de Detroit em 1985 e Beijing em 1993. A Figura 2.23 mostra o zoneamento como foi proposto. Embora alguns projetistas utilizem nomenclatura diferente para denominar as zonas, a filosofia para zonear o maciço é a seguinte:

- Zona 2 – enrocamento fino processado, largura de 3 a 4 m, diâmetro máximo de 0,075 m, compactado em camadas 0,4 m, normalmente com suficiente percentagem de areia para agir como filtro no controle de percolações através das juntas ou fissuras da laje;
- Zona 3A – transição, formada por enrocamento fino ou processado, com 3 a 4 m de largura, diâmetro máximo de 0,4 m, compactada em camadas de 0,4 m;
- Zona 3B – enrocamento principal de montante, compactado em camadas de 0,8 a 1,0 m com quatro a seis passadas com rolo de 10 t;
- Zona 3C – enrocamento de jusante, compactado igual ao 3B, porém em camadas de 1,6 a 2,0 m.

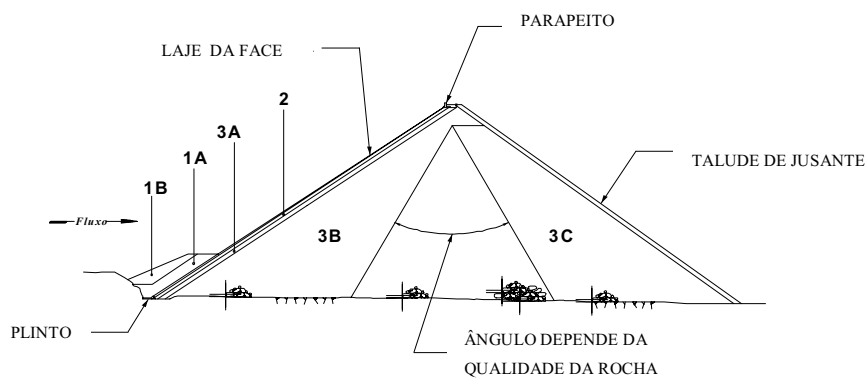


Figura 2.23 – Zoneamento típico de BEFC (Materón, 1999).

2.4.1.2. Enrocamento

Uma grande variedade de materiais com propriedades e características físicas diferentes tem sido utilizada nas BEFC. O enrocamento é composto por rocha sã, apresentando granulometria bem uniforme. Os materiais provenientes de rochas brandas são aproveitados a jusante do eixo da barragem.

Com relação à granulometria, tem sido especificado que os enrocamentos não devem conter mais que 30% (ou 40%) de fragmentos menores que 2,5 cm; entretanto, desmante de rocha com até 50% dos fragmentos menores que 2,5 cm têm produzido enrocamentos excelentes. Na barragem de Salvajina (Colômbia) foi aceito até 80%, com camadas mais finas e compactação mais enérgica.

As propriedades mais importantes dos maciços das BEFC são a baixa compressibilidade e a alta resistência ao cisalhamento. Como regra geral, qualquer desmante de rocha dura com distribuição granulométrica média, tendo 20% ou menos partículas que passam na peneira n° 4 (4,76 mm), e 10% ou menos que passam na peneira n° 200 (0,074 mm), terá alta resistência ao cisalhamento e a baixa compressibilidade necessária para o enrocamento. A Figura 2.24 apresenta a distribuição granulométrica, a qual deve encaixar os enrocamentos, segundo Maranha das Neves (2002) e Dapena (1994).

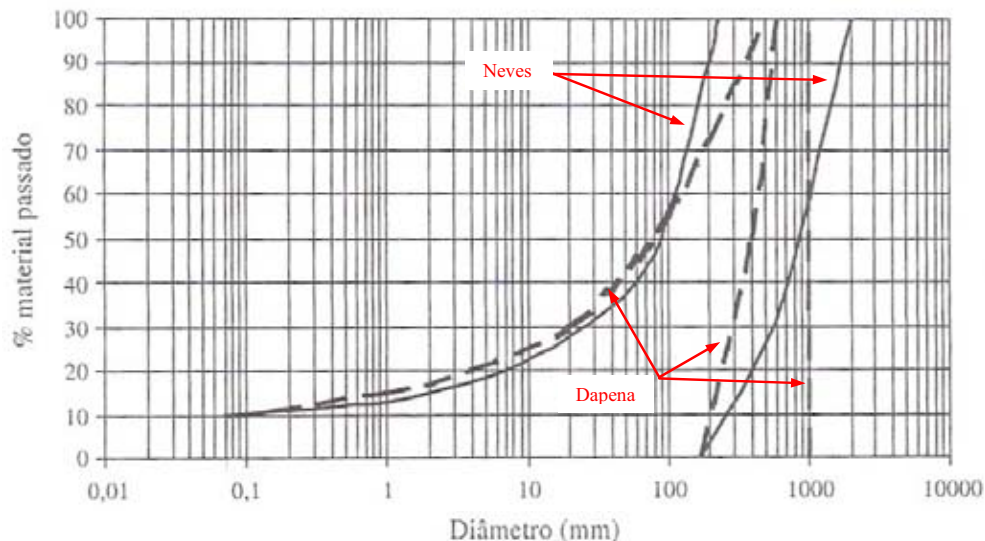


Figura 2.24 – Características granulométricas dos enrocamento (Maranha das Neves, 2002 - traço contínuo; Dapena, 1994 - traço interrompido).

Na Tabela 2.4 são apresentados, a classificação dos enrocamentos, bem como o critério de compactação para cada zona do maciço de enrocamento, adotado nas barragens brasileiras de Itá, Campos Novos, Barra Grande e Quebra Queixo. A Figura 2.25 apresenta a granulometria de cada um dos materiais utilizados nos enrocamentos das barragens citadas.

Tabela 2.4 - Classificação e especificação dos enrocamentos segundo Albertoni et al. (2002).

Zona	Material	Classificação	Método de lançamento e compactação
3A/E0	Enrocamento	Mínimo de 70% de material de resistência à compressão simples $\geq 50\text{MPa}$, $\phi 400\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 4 passadas, compactado em camadas de 0,40m
3B/E1	Enrocamento	Mínimo de 70% de material de resistência à compressão simples $\geq 50\text{MPa}$, $\phi 800\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 6 passadas, compactado em camadas de 0,80m, molhado com 200l/m^3 .
3C/E2	Enrocamento	Mínimo de 70% de material de resistência à compressão simples $\geq 40\text{MPa}$, $\phi 1600\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 4 passadas, compactado em camadas de 1,60m
3D/E3	Enrocamento	Enrocamento composto por material com resistência à compressão simples $\geq 25\text{MPa}$, $\phi 1600\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 4 passadas, compactado em camadas de 1,60m
2B/T2	Transição	Transição de basalto denso $\phi < 100\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 4 passadas, compactado em camadas de 0,50m
2A/T1	Transição	Transição de basalto denso $\phi < 25\text{mm}$	Rolo liso vibratório de 90KN, min. de 4 passadas, compactado em camadas de 0,50m
2C/T	Transição	Transição não processada de saprólito duro / rocha alterada $\phi < 200\text{mm}$	Na enscadeira, compactado com tráfego de equipamento, em camadas de 0,40 m, e lançada, abaixo do N.A. da barragem, compactado com 4 passadas do rolo vibratório de 90KN em camadas de 0,40m.
SC	Solos	Solo superficial / saprolítico	Compactado com tráfego de equipamento em camadas de 0,30m.

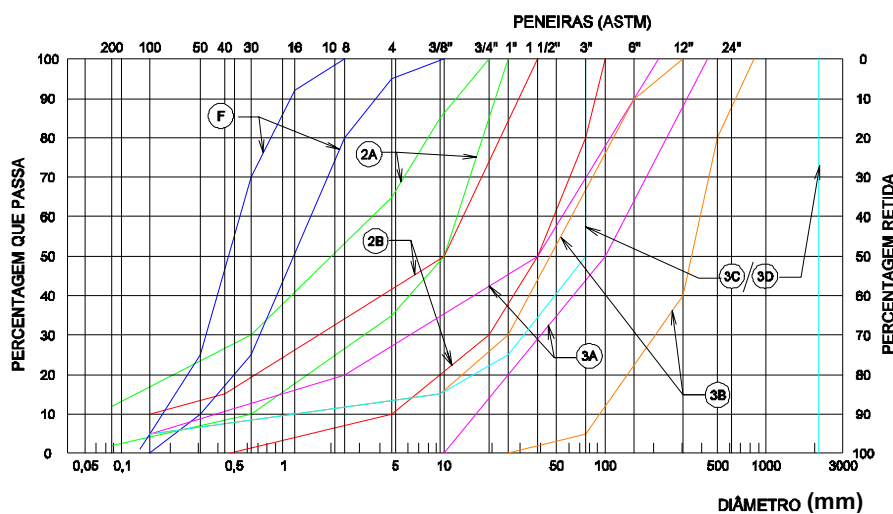


Figura 2.25 – Granulometria dos materiais utilizados no maciço (Albertoni et al., 2002).

2.4.2 Face de Concreto

O projeto da face de concreto é baseado, atualmente, nas seguintes considerações (Loriggio & Senem, 2004):

- flexão pode ser ignorada pelo fato de que a laje é uniformemente apoiada em um enrocamento compactado e carregada hidrostaticamente;
- existem deformações de tração e compressão no plano da face, causada por mudanças de temperatura no concreto e deformações do enrocamento subjacente sob carga; estas deformações são independentes da espessura da laje;
- a espessura da laje deve ser suficiente para permitir compactação completa e uniforme do concreto, de modo a apresentar resistência e impermeabilidade, acomodar reforços e garantir durabilidade;
- a junta perimetral deve ser capaz de permitir movimentos significativos durante o enchimento do reservatório.

Baseados nessas considerações, os critérios de projeto atuais podem ser descritos da seguinte maneira:

Espessura da laje

A maioria dos projetistas utiliza a seguinte expressão para determinar a espessura t da laje:

$t = 0,30 + 0,002H$ (m), onde H -altura da barragem, em metro, medido a partir do topo.

Armadura da seção transversal

Para armadura da laje de concreto, utiliza-se uma malha de aço com seção correspondente a 0,4% da seção de concreto. Esta malha é colocada no centro da laje e distribuída na direção horizontal e paralela à declividade do talude. Cooke (1999) mostra uma tendência à redução da porcentagem de armadura para algo em torno de 0,3% na direção horizontal e 0,35% na direção vertical.

As barragens recentes têm sido projetadas considerando armadura dupla nas lajes. Nos locais onde os esforços solicitantes apresentam maiores valores, normalmente até a metade inferior da laje, tem sido adotada uma disposição de armaduras com duas malhas, uma na face inferior e outra na face superior.

A Tabela 2.5 apresenta os critérios de projeto da laje de concreto adotados para as BEFC

brasileiras, destacando dimensões (espessura e largura) da laje, taxa de armadura, distribuição das armaduras e a resistência do concreto.

Tabela 2.5 – Critérios de projeto da laje de concreto das BEFC brasileiras.

Barragem	t (m)	L (m)	Armadura da seção transversal		Distribuição da armadura	fck (MPa)	Referência
			Dir. Hor.	Dir. Ver			
Foz do Areia	$t=0,30+0,0034H$	16,00	0,4%	0,4%	simples na seção média	21 aos 28 dias	Cooke (1987)
Segredo	$t=0,30+0,0035H$	16,00	0,3%	0,4%	simples na seção média	16 aos 90 dias	Yearbook (2005)
Xingó	$t=0,30+0,003H$	16,00	0,4%	0,4%	simples na seção média		Yearbook (2005); Vasconcelos et al. (1991)
Itá	$t=0,30+0,002H$	16,00	0,3%	0,4%	simples na seção média	21 aos 90 dias	Albertoni et al.(2002)
Machadinho	$t=0,30+0,002H$	16,20	0,3% p/ a metade inferior; 0,4 % p/ metade superior	0,4%	dupla até a metade inferior e simples (na seção média) p/ metade superior	-	Mauro et al. (2002).
Itapebi	$t=0,30+0,002H$	16,00	0,4% p/laje de arranque e 0,3% p/ laje principal	0,4% p/laje de arranque e 0,4% p/laje principal	dupla para as lajes de arranque e simples na seção média p/ laje principal	15 aos 28 dias	Resende et al. (2001); Graças et al (2003)
Barra Grande ⁽¹⁾	$t=0,30+0,002H$ (H<100); $t=0,0050H$ (H>100)	16,00	Trecho 1– 0,5% e trecho 2 – 0,3%	Trecho 1– 0,5% e trecho 2 – 0,4%	dupla (40% na face inferior e 60% na superior)	21 aos 90 dias	Albertoni et al. (2002)
Campos Novos ⁽¹⁾	$t=0,30+0,002H$ (H<100); $t=0,0050H$ (H>100)	16,00	Trecho 1– 0,5% e trecho 2 – 0,3%	Trecho 1 – 0,5% e trecho 2 – 0,4%	dupla (40% na face inferior e 60% nas superior)	21 aos 90 dias	Albertoni et al. (2002)
Monjolinho ⁽¹⁾	$t=0,30+0,002H$		0,4%	0,5%	-	-	Yearbook (2005)
Quebra Queixo ⁽¹⁾	$t=0,30+0,002H$	16,00	0,4% p/ laje de arranque e 0,3% para laje principal	0,5% p/ laje de arranque e 0,3% para laje principal	simples na seção média p/ laje principal e dupla nas lajes de arranques (40% na face inferior e 60% na superior)	15 aos 90 dias	Albertoni et al.(2002)
Pai Querê ⁽²⁾	$t=0,30+0,002H$ (H<100); $t=0,0050H$ (H>100)	-	0,4%	0,5%	-	-	Yearbook (2005)

Nota: (1) - em construção; (2) - em fase de licitação; H - altura da barragem, em metros; t – espessura da laje; L - largura da laje; fck - resistência do concreto; trecho 1- 20 m perpendicular ao plinto; trecho 2 - 15 m perpendicular ao plinto; direção vertical = paralela a declividade do talude.

Na Figura 2.26 são apresentados uma planta da face e um exemplo da disposição das armaduras na seção transversal da face.

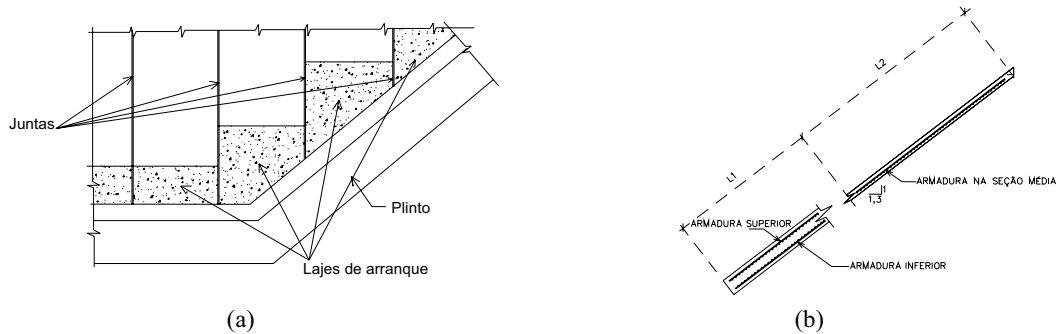


Figura 2.26 – (a) Planta da face; (b) Disposição das armaduras (Goulart et al., 2003).

2.4.3 Plinto

Dimensões

Para fundação em rocha dura e injetável a largura mínima do plinto tem sido da ordem de 1/20 a 1/25 da carga hidráulica do reservatório sobre o plinto, ou de 0,10 (1/10) da mesma altura para fundação em rocha de qualidade inferior, garantindo uma largura mínima de 3 m (Cooke & Sherard, 1987).

Outro critério para a determinação da largura do plinto é proposto por Sierra (1991) e Machado et al. (1993). Este critério é apresentado resumidamente na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Critérios para projeto do plinto (Sierra, 1991).

A	B	C	D	E	F	G	H
I	Não erodível	1/18	>70	I a II	1 a 2	<1	1
II	Pouco erodível	1/12	50-70	II a III	2 a 3	1-2	2
III	Medianamente erodível	1/6	30-50	III a IV	3 a 4	2-4	3
IV	Muito erodível	1/3	0-30	IV a V	4 a 5	>4	4

Nota: A – Tipo de fundação; B – Classe de fundação; C – Relação Mínima: Largura do plinto (L)/Coluna da água (H); D – RQD (%); E – Grau de alteração: I (rocha sã) a VI (rocha decomposta); F – Grau de consistência: 1 (rocha muito dura) a 6 (rocha friável); G – Numero de macro-descontinuidades alteradas por 10 m de comprimento; H – Classes de escavação: 1 – Requer escavação a fogo; 2 – Requer uso de escarificador pesado e escavação a fogo; 3 – Pode ser escavada com escarificador leve; 4 – Pode ser escavada com lâmina de trator pesado.

Nas barragens mais recentes, os critérios de dimensionamento do plinto vêm sofrendo algumas mudanças quanto a sua concepção, ou seja, a largura do plinto continua relacionada com o gradiente hidráulico, no entanto, tem sido executada uma laje a jusante que completa a largura necessária ao plinto. Esta mudança propicia menor escavação, menor volume de

concreto e maior flexibilidade na construção (Materón, 1999). Na Figura 2.27, apresenta-se este novo conceito de plinto, adotado principalmente para barragens altas.

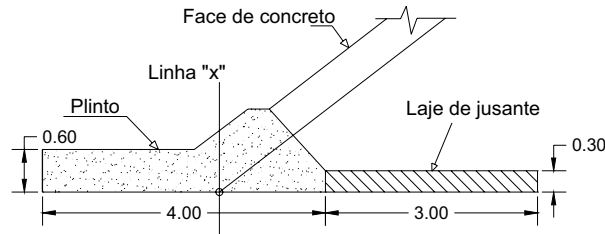


Figura 2.27 – Dimensões do plinto e da laje de jusante (Albertoni et al., 2002).

Segundo Materon (2006) a largura do plinto pode ser estimada com base na correlação do RMR da rocha e o gradiente hidráulico, conforme apresentado na Tabela 2.7. As Barragens brasileiras Itá, Machadinho, Monjolino, Barra Grande e Campos Novos adotaram essa metodologia em seus projetos.

Tabela 2.7 – Critério para dimensionamento do plinto: correlação entre RMR (Bieniawski, 1973) e o Gradiente Hidráulico.

RMR	Gradiente
80 – 100	18 – 20
60 – 80	13 – 18
40 – 60	10 – 13
20 – 40	4 – 10
< 20	Fundação Profunda ou <i>Cut - off</i>

Nota: $L = H/G$ (L – largura do plinto, H – carga hidráulica e G – gradiente).

A espessura do plinto de projeto tem sido freqüentemente igual à espessura da laje de arranque da face. As sobre-escavações e a topografia irregular, usualmente ocasionam maiores espessuras e, então, uma espessura mínima de projeto de 0,3 a 0,4 m é geralmente razoável para a maioria dos plintos.

Armadura e ancoragem

A armadura do plinto tem a mesma finalidade que a da face; isto é, funciona como ferragem de temperatura, espalha as fissuras e minimiza a largura de qualquer fissura que tenda a se desenvolver com as pequenas deformações de flexão. No passado usavam-se duas camadas de aço longitudinais, mas agora é geralmente aceito que uma única camada deva ser usada. A armadura é colocada de 0,10 a 0,15 m distantes da superfície superior, como ferragem de

temperatura, onde é enganchado pela ancoragem: 0,3% em cada direção é considerado adequado.

A ancoragem tem por finalidade prender a estrutura do plinto na rocha de fundação. As ancoragens utilizadas na prática corrente geralmente são barras de 25 a 35 mm, espaçadas cerca de 1,0 a 1,5 m em cada direção, com comprimentos usuais de 3 a 5m. A Figura 2.28 apresenta um detalhe da disposição das armaduras no plinto.

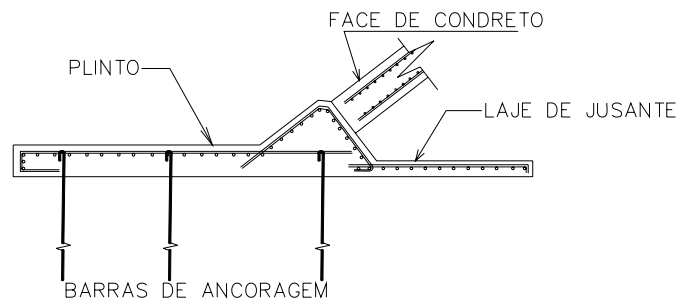


Figura 2.28 – Disposição das armaduras no plinto.

2.4.4. Juntas

As juntas verticais são subdivididas em juntas de tração e juntas de compressão. As primeiras são colocadas na região da face submetida à tração (próxima às ombreiras e ao muro-parapeito) e as outras na região da face submetida à compressão (região central).

O sistema de juntas adotado para as lajes da face é um ponto relevante neste tipo de barragens, pois o mau desempenho destas pode levar a vazões consideráveis, comprometendo assim, a segurança da obra, e por isto é necessário um sistema de vedação adequado.

O sistema de vedação das juntas compõe-se de múltiplas defesas: para as juntas verticais de tração são usadas veda-juntas de cobre na base da laje e uma manta de borracha ou PVC preenchida com mastique no topo (Figura 2.29a), ou um perfil de neoprene, denominado Jeene JJ350 (Figura 2.29b). Para a vedação da junta de compressão tem sido usado apenas um veda junta do tipo Jeene perfil ômega no topo da laje (Figura 2.29c).

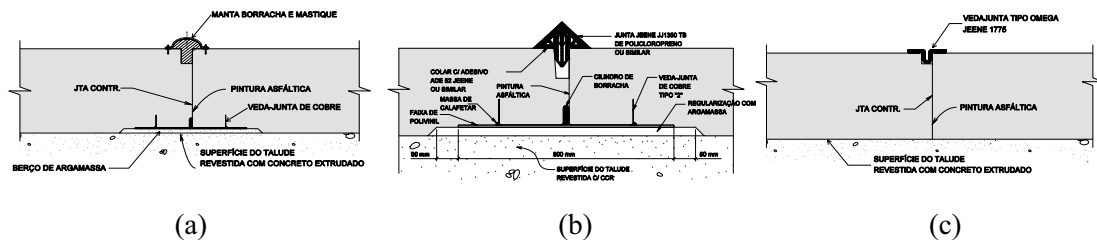


Figura 2.29 – Juntas verticais: (a), (b) de tração; (c) de compressão (Albertoni et al., 2002).

Para a junta perimetral o sistema de veda-junta previsto é, em geral, composto de por várias linhas de defesa. A proteção da junta perimetral consiste de um sistema duplo de vedação, sendo um veda-junta de chapa de cobre, entre a face inferior das lajes e o plinto, e o outro na face externa da junta, por meio da fixação de uma manta de PVC, com uma extremidade nas lajes e outra no plinto, e o preenchimento do espaço entre ela e a estrutura com mástique Igas. A Figura 2.30 ilustra esse tratamento.

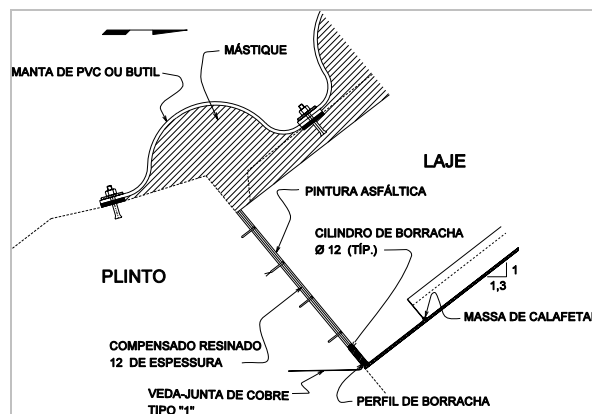


Figura 2.30 – Sistema de vedação da junta perimetral (Albertoni et al., 2002).

2.4.5 Fundação

A fundação das BEFC é geralmente dividida em duas partes: fundação do plinto e do maciço de enrocamento. Mafra (1994) apresentou de forma detalhada esta divisão, bem como os condicionantes geotécnicos envolvidos.

2.4.5.1. Fundação do Plinto

A fundação do plinto deve ser preferencialmente em rocha sã, dura e não erodível (Fitzpatrick et al., 1985). Caso não se tenha um maciço rochoso de boa qualidade para a execução da fundação, deve-se estudar a viabilidade de tratar a mesma, de modo a atender satisfatoriamente aos fatores de segurança e econômicos.

O tratamento da fundação do plinto se compõe, em geral, dos seguintes trabalhos: escavações e preenchimento de discontinuidades; execução de paredes diafragmas e “cut-offs”; e injeções. Obviamente, poderão existir outros itens de tratamento da fundação que dependerão das condições geológicas de cada sítio. Na Figura 2.31 é apresentado um esquema típico do tratamento da fundação do plinto.

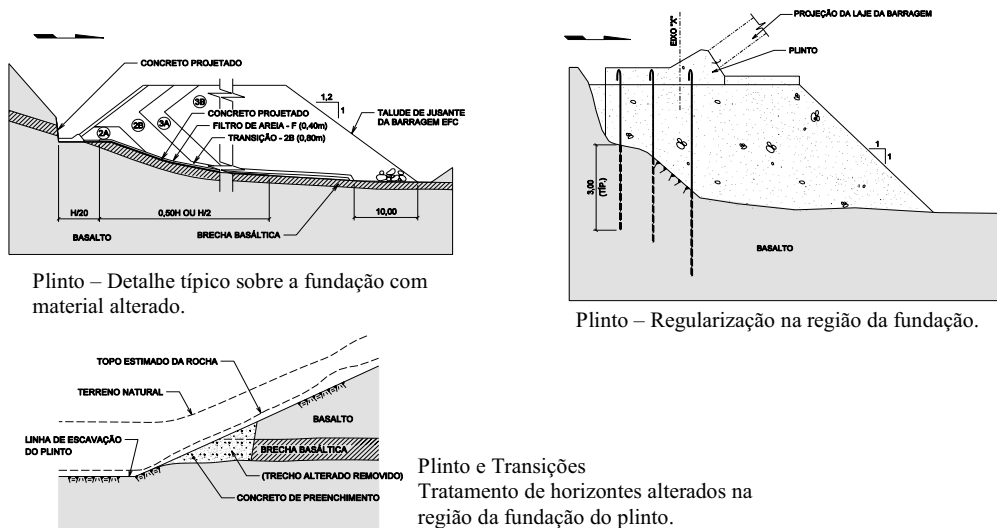


Figura 2.31 – Tratamento da região da fundação do plinto (Albertoni et al., 2002).

2.4.5.2 Fundação do Maciço de Enrocamento

O maciço das BEFC está situado à jusante do plano de ação da carga hidrostática. Medições realizadas neste tipo de barragem mostram que o enchimento do reservatório causa pequenos movimentos na zona de jusante do maciço (Mafra, 1994). Desta forma, a região de montante do eixo do maciço, que é a região realmente solicitada pela carga hidrostática do reservatório, deve ter seu módulo de compressibilidade compatível com o da fundação sobre a qual está assente.

Em razão dessas diferenças, os tratamentos da fundação para as regiões de montante e jusante do eixo do maciço devem ser diferenciados, sendo para região de montante o tratamento mais rigoroso. Essa diferenciação de tratamentos ao longo da seção transversal da barragem é apresentada por Albertoni et al. (2002) da seguinte maneira: Zona 1 é geralmente definida como aquela que servirá de apoio para a estrutura do plinto e para as transições. Nesta região a escavação deve ser levada até a rocha sã; Zona 2 é limitada entre a Zona 1 e o terço de montante da barragem. Nesta região admite-se a presença de rocha alterada ou saprólito duro; Zona 3 refere-se aos dois terços de jusante da projeção da base da barragem e é admitida a

presença de saprólitos e solos saprolíticos com $N_{SPT} > 15$ golpes em função da compatibilidade desses materiais com enrocamentos. A Figura 2.32 apresenta uma seção típica ilustrando o critério adotado.

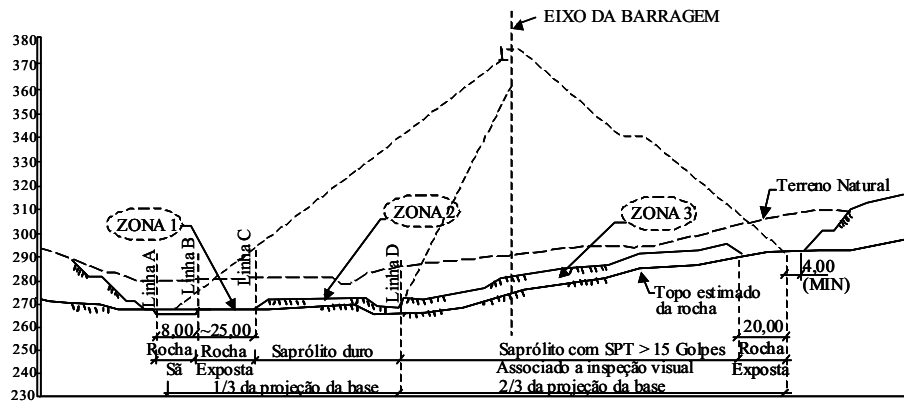


Figura 2.32 – Critério de tratamento (Albertoni et al., 2002).

Na literatura, existem outras recomendações de tratamentos, conforme relatado por Sierra (1991) e Mafra (1994), as quais dependem das condições geológicas de cada local de implantação do barramento e das práticas correntes no país.

2.4.6 Instrumentação

Para um acompanhamento e análise do comportamento das condições de segurança de barragens de enrocamento com face de concreto, é necessária uma instrumentação de auscultação para o maciço de enrocamento e para a laje de concreto.

O monitoramento da estrutura deverá ser iniciado durante o período construtivo de maneira que os dados obtidos a partir dessas leituras sejam utilizados nos modelos matemáticos a fim de verificar o comportamento da barragem como um todo, durante as fases de enchimento do reservatório e operação, fornecendo subsídios para ações e visando garantir à segurança da barragem.

A Tabela 2.8 apresenta um resumo dos principais instrumentos utilizados para monitoramento das BEFC, destacando grandeza medida e localização. Cada tipo de instrumento, geralmente tem sua indicação, localização, finalidade e requisitos básicos explicitados no projeto executivo.

Tabela 2.8. Instrumentação das BEFC.

Instrumento	Grandezas medidas	Local de instalação
Marco Superficial (MS)	Deslocamento Horiz./Vert.	Talude de Jusante e Crista
Marco de Referência (MR)	Deslocamento Horiz./Vert.	Ombreiras Esquerda e Direita
Cabine de Leitura (CL)	Deslocamento Horiz./Vert.	Talude de Jusante
Central de Leitura de Montante	-	Muro Parapeito de Montante
Medidor de Vazão (MV)	Vazão	Talude de Jusante
Célula de Recalque (CR)	Deslocamento Vert.	Maciço de Enrocamento
Extensômetro Múltiplo (EM)	Deslocamento Horiz.	Maciço de Enrocamento
Medidor Magnético de Recalque (MM)	Deslocamento Vert.	Maciço de Enrocamento
Medidor de Deslocamento Horizontal (HPG – Horizontal plate gauge)	Deslocamento Hor.	Maciço de Enrocamento
Medidor Elétrico de Junta (MJ)	Abertura / Fechamento	Juntas Verticais
Medidor Triortogonal de Junta (MTJ)	Deslocamento	Junta Perimetral
Eletronível (EN)	Varição Angular	Laje de Concreto

A localização exata da instrumentação é de importância fundamental para que as medidas do mesmo cumpram o objetivo. A experiência profissional é certamente de grande valia para a localização correta dos pontos a serem instrumentados. Soluções da teoria da elasticidade e métodos numéricos podem também ser ferramentas importantes para a definição de regiões do maciço que sejam interessantes de instrumentar.

3.4.7 Determinação de Parâmetros de Enrocamento

Segundo Naylor (1981) a obtenção de parâmetros dos materiais deve ser pesquisada a partir de:

- dados observados de obras semelhantes;
- ensaios de laboratório;
- retroanálises de protótipos instrumentados incluindo aterros experimentais;
- retroanálises baseadas nos primeiros estágios da construção da obra, quando análises são feitas concomitantes com a construção.

As opções 3 e 4 devem resultar nos parâmetros mais realistas. A opção 1 pode ficar prejudicada porque raramente duas barragens são iguais, ou executadas com os mesmos materiais, e por isso recorre-se a opção 2, ou seja, obter dados de ensaios em laboratório.

Um dos requisitos é que os ensaios reproduzam a trajetória de tensões de campo, ainda que

de forma aproximada. O uso de ensaios edométrico para a obtenção dos parâmetros de rigidez para as etapas de construção é acertado, porque a tensão radial que se desenvolve é semelhante à trajetória de campo.

Resultados de ensaios e de instrumentação de aterros mostram que o enrocamento apresenta uma curva tensão-deformação não linear e dependente do nível de tensão. Dados da literatura mostram que a compressibilidade de um enrocamento é fortemente relacionada com suas características físicas tais como coeficiente de uniformidade, forma dos grãos, porosidade bem como a resistência individual do bloco de rocha.

Rammanurthy & Gupta (1980) mostram que a compressibilidade de um material essencialmente granular é extremamente dependente das dimensões das partículas. Como é prática comum remover as partículas maiores em ensaios de laboratório devido às limitações de equipamentos, torna-se necessário corrigir os parâmetros obtidos em laboratório para levar em consideração as dimensões reais do enrocamento. Para isto utiliza-se um fator de correção que depende da relação entre o diâmetro máximo ensaiado e de campo.

O fator que parece mais se refletir na qualidade das análises efetuadas é o método de determinação dos parâmetros das leis constitutivas.

Lambe (1967) e Lamber & Marr (1979) destacam a importância das trajetórias de tensão e conseqüentemente da modalidade de ensaio na determinação das características mecânicas dos solos. Charles (1976), por sua vez, observou que nos aterros de enrocamentos é muito variado o tipo de trajetória de tensão embora, em termos médios, se caracterizem para a fase de construção, por um apreciável acréscimo de tensão média com ligeiros desvios da relação entre as tensões principais.

Eisenstein & Law (1979) reforçaram também a importância da modalidade de ensaios na determinação dos parâmetros de análise tensão-deformação de barragens de aterro.

Perman & Charles (1985) sugerem dividir a seção transversal da barragem em fatias e usar um módulo de deformação unidimensional correspondente à altura de cada fatia. Com isso pode-se traçar uma curva módulo unidimensional versus altura de cada fatia. Essa técnica fornece valores razoáveis somente para a fase de construção em locais próximos ao eixo de simetria.

A análise de BEFC durante o período de enchimento mostra que resultados obtidos para esta

fase são bem superiores aos esperados, quando utilizados parâmetros obtidos durante a fase de construção. Fitzpatrick et al. (1985) mencionam que este fato está ligado a maneira como é determinado o módulo de elasticidade do maciço de enrocamento. Durante a fase de construção, o módulo de elasticidade é determinado como apresenta a Figura 2.33, com o módulo obtido pela expressão:

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H \cdot d}{\Delta S} \quad (2.1)$$

onde: γ o peso específico do enrocamento compactado.

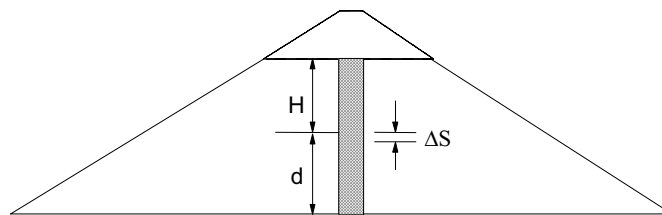


Figura 2.33 – Procedimento para determinação do módulo de construção.

No entanto, durante o enchimento, os movimentos observados em diversas barragens mostram que estas se tornam mais rígidas, fazendo com que os módulos obtidos durante o período de construção não representem o comportamento do material durante esta fase. Fitzpatrick (1985) baseado na deflexão apresentada por uma laje da face, observou que o módulo para o período de enchimento poderia ser de até 3 a 4 vezes superiores ao módulo da fase de construção e é estimado pode ser estimado pela seguinte fórmula:

$$E_e = \frac{\gamma_w \cdot h \cdot d}{\Delta f} \quad (2.2)$$

onde: γ_w o peso específico da água.

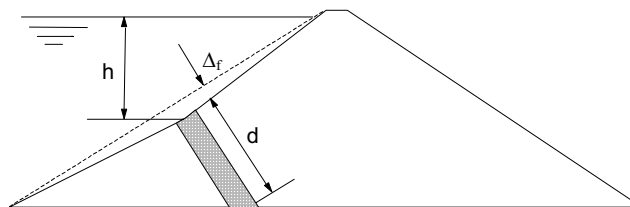


Figura 2.34 – Procedimento para determinação do módulo de enchimento.

Saboya Jr. (1999) apresentou uma metodologia para determinar indiretamente parâmetros da curva tensão-deformação baseada nas características físicas e mecânicas de materiais de enrocamento, usando a experiência para estabelecimento de faixas de variação.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE NUMÉRICA DE BEFC

Neste capítulo são apresentados alguns temas considerados relevantes para um melhor entendimento deste trabalho. Inicialmente, são feitas algumas considerações sobre o estudo de barragens pelo método dos elementos finitos, e apresentados alguns resultados e conclusões de estudos relacionados à análise de barragens sob condição tridimensional. Logo em seguida, estudos de barragens de enrocamento com face de concreto são abordados, mostrando os principais resultados obtidos. Por fim, são apresentados três estudos de dimensionamento estrutural da laje de concreto.

3.1. ANÁLISES DE BARRAGENS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF), no atual estágio de desenvolvimento, é uma ferramenta poderosa nas mãos dos projetistas de barragens. Ele possibilita o cálculo das tensões e deformações que se desenvolvem no interior do maciço da barragem, levando em conta as das propriedades dos materiais devido ao zoneamento do maciço e o efeito do processo construtivo.

A análise de barragens por elementos finitos pode ser utilizada para a identificação de zonas potenciais de deformação de tração, ou de baixa tensão de compressão susceptíveis ao fraturamento hidráulico, e levar a modificação do projeto com tensões e deformações dentro de limites aceitáveis.

A provável localização de trincas transversais e longitudinais pode ser identificada pelo uso do método dos elementos finitos. A partir daí, modificações no projeto podem ser adotadas de modo a minimizar as chances de aparecimento de trincas.

Usualmente, são feitas análises bidimensionais da seção transversal sob condição de deformação plana. Entretanto, para barragens altas assente em vales encaixados a análise tridimensional, embora um tanto onerosa se mostra mais adequada, visto que na análise bidimensional o efeito tridimensional do vale, que pode ocasionar arqueamento de tensões e movimentações do maciço ao longo do eixo longitudinal da barragem, não é considerado.

3.2 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE BARRAGENS POR ELEMENTOS FINITOS

Análises tridimensionais de barragens de terra e/ou enrocamento, são justificadas quando algum problema particular da própria barragem ou do sítio de implantação se faz presente. Dentre os problemas inerentes à própria barragem, que tendem a justificar uma análise tão complexa, pode-se citar a utilização de diferentes materiais no sentido longitudinal e a presença de estruturas enterradas. Com relação ao sítio de implantação, a sua geometria é um fator condicionante do tipo de análise e ser estudada, isto é, em vales estreitos a condição de deformação plana não se faz justificada quando a relação entre o comprimento da crista e a altura do vale for menor que 5 (Saboya Jr., 1993).

A seguir, resultados e conclusões de alguns estudos de barragens por elementos finitos sob condições tridimensionais são apresentados.

Palmerton (1972) abordou a análise tridimensional pelo método dos elementos finitos na

análise da performance de uma barragem de enrocamento com núcleo com 122 m de altura, localizada em vale trapezoidal simétrico com inclinação 1V:1H. Análise bidimensional foi realizada para a seção máxima da barragem. Os resultados mostraram que houve uma redução das tensões obtidas na análise tridimensional com relação a análise bidimensional, esta redução foi de 40 e 59% no núcleo e 7 e 22% nos espaldares para as tensões principais maior e menor (σ_1 e σ_3), respectivamente.

Eisenstein et al. (1972) utilizaram análise tridimensional por elementos finitos para o estudo das fissuras desenvolvidas na barragem Duncan (Canadá). Os resultados das análises foram consistentes com relação a localização e propagação das fissuras observadas na barragem.

Celestino & Wattanabe (1973) também realizaram comparações entre análises bidimensionais e tridimensionais de tensões e de deslocamentos em barragens de terra, utilizando a Usina de Ilha Solteira como caso histórico. As análises bidimensionais foram realizadas em uma seção transversal e em outra longitudinal. A análise tridimensional foi realizada em um trecho da barragem que contém as seções consideradas na análise bidimensional. As conclusões decorrentes das comparações realizadas foram as seguintes:

- A diferença de rigidez entre os materiais alterou a magnitude das tensões, caracterizando uma transferência de tensões;
- A análise tridimensional deve ser realizada com o intuito de refinar os resultados, principalmente no caso de transferência de tensões. Para estes casos, as análises bidimensionais podem ser utilizadas apenas em ante-projetos, principalmente para diminuir o volume de trabalho.

Singh et al. (1990) analisaram a influência da forma do vale no comportamento de barragens de enrocamento com núcleo por meio de análise tridimensional. Foram realizadas análises variando a relação comprimento/altura do vale (β). Os valores considerados nas análises foram 1,12; 2,25; 4,5 e 9. As principais conclusões obtidas desse estudo foram as seguintes:

- As deformações foram pequenas para os vales estreitos e aumentaram para os vales abertos, com valores muito próximos entre a análise bidimensional e tridimensional para $\beta=9$;
- Os deslocamentos horizontais obtidos nas análises tridimensionais para $\beta = 1,12; 2,25; 4,5;$ e 9 corresponderam a 25-30, 30-50, 60-75 e 70-100% dos valores obtidos nas análises

bidimensionais, respectivamente. Os recalques corresponderam a 35-50, 50-65, 65-85 e 85-100%, respectivamente;

- As tensões horizontais obtidas na análise tridimensional com $\beta = 1,12; 2,25; 4,5$ e 9 foram 50, 70, 93 e 95% dos valores obtidos nas análises bidimensionais. As tensões verticais corresponderam a 50-60, 70-80 e 90-100% para as análises com 1,12; 2,25 e 4,5 ou mais.

Pereira (1996) estudou a transferência de tensões em barragens na interface solo-concreto através de análise tridimensional, na região do abraço entre a barragem e um muro de transição em concreto, na Barragem de Tucuruí. Através deste estudo, a autora chegou-se às seguintes conclusões:

- Há a ocorrência de uma forte transferência de tensões no núcleo próximo à interface solo-concreto, diminuindo à medida que se afasta do muro de transição;
- As análises bidimensionais e tridimensionais coincidem à medida que se afasta da interface solo-concreto, a uma distância de aproximadamente 1,5 H (onde H é a altura da barragem).
- Próximo à interface solo-concreto, a análise bidimensional superestimou as tensões verticais devido ao fato de não considerar a transferência de tensões para o muro mais rígido.

3.3 ANÁLISES DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO POR ELEMENTOS FINITOS

Embora a utilização de análises numéricas tenha ocorrida no desenvolvimento e dimensionamento de barragem de enrocamento com face de concreto, os estudos mais usuais feitos pelos projetistas se limitam à análises elástico-lineares sob condição bidimensional. Por outro lado, alguns trabalhos mais elaborados, considerando modelos não-lineares, têm sido desenvolvidos, mas restritos ao meio acadêmico e de pesquisa. A Tabela 3.1 reúne 30 trabalhos que usam a análise numérica por elementos finitos para BEFC, destacando o tipo de análise, modelo constitutivo utilizado, método de determinação de parâmetros e programas utilizados nas análises.

Tabela 3.1 – Análise Numérica de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto.

N.	Barragem	País	Anal.	Modelo Constitutivo	Parâmetros	Programa	Referências
1	Tianshengqiao (H=180m)	China	2D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	NR	-	Zhang et al. (2004)
2	Machadinho (H=125m)	Brasil	2D	Elástico Linear	L	SAP 2000	Costa et al. (2004)
3	Barra Grande (H=185m)	Brasil	3D	Elástico Linear	I	SAP 2000	Memória de Cálculo No BGR-MC2E-BPC02-0004 (ENGEVIX, 2003)
4	Itapebi (H=112m)	Brasil	2D	Elastoplástico - Hardening Soil (Brinkegreve & Vermeer, 1998)	CU&CD	PLAXIS 2D	Frutuoso & Assis (2004)
5	Campos Novos (H= 202m)	Brasil	3D	Elástico Linear	I	SAP 2000	Albertoni et al. (2003)
6	Barra Grande (H=185m)			Elástico Linear			
7	Segredo (H=145m)	Brasil	2D	Elastoplástico (Matsuoka-Nakai, 1973)	T	-	Saboya Jr. (2003)
8	Itá (H= 140m)	Brasil	2D	Elástico Linear	L	GEFDYN (1994); SAP 2000	Pacheco et al. (2003)
9	Itá (H= 140m)	Brasil	2D	Elástico Linear	L	GEFDYN (1994)	Pacheco et al. (2003)
10	Seção típica	Brasil	2D	Elástico Linear	L	PLAXIS 2D	Cantarino et al. (2003)
11	Itapebi (H=112m)	Brasil	2D	Elastoplástico - Hardening Soil (Brinkegreve & Vermeer, 1998)	CU & CD	PLAXIS 2D	Frutuoso & Assis (2003)
12	Barra Grande (H=185m)	Brasil	3D	Elástico Linear	I	SAP 2000	Memória de Cálculo No BGR-MC2E-BPC02-0003(ENGEVIX, 2003)
13	Yutiao (H=110m)	China	3D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	T	-	Xia et al. (2001)
14	Segredo (H=145m)	Brasil	2D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	CF & I	FEADAM84 (Saboya Jr., 1993)	Saboya Jr. (1999)
15	Xingó (H=150m)						
16	Seção típica (H=100m)	USA	2D	Elástico Linear	L	ADINA	Uddin (1999)
17	Xingó H=150m)	Brasil	3D	Elástico Linear	NR	-	Souza et al. (1999)
18	Xingó (H=150m)	Brasil	2D	Hiperbólico (Kondener & Zelasko, 1970)	L	GESSDA (Murrugara, 1996, Murrugara et al., 1997)	Peixoto et al. (1999)

Nota: L – Literatura; CU&CD - Compressão Unidimensional e Cisalhamento Direto; T - Triaxial; NR - Não Referenciados; R - Retro-análises; I - Instrumentação; CF - Características Físicas do Enrocamento.

Tabela 3.1 – Análise Numérica de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto
(Continuação).

N.	Barragem	País	Anal.	Modelo Constitutivo	Parâmetros	Programa	Referências
19	Puclaro (H=83m)	Chile	2D	Hiperbólico	NR	FEADAM	Nogueira & Vidal (1999)
20	Xingó (H=150m)	Brasil	2D e 3D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	L	FEADAM 90 (Saboya & Byrne, 1990)	Fraiha Neto (1996)
21	Xingó(H=150m)	Brasil	3D	Elástico Linear	R	SAP 90	Casarin et al. (1994)
22	Segredo (H=145m)	Brasil	2D e 3D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	I	FEADAM 84 (Duncan et al., 1984)	Saboya Jr. et al. (1994)
23	Foz do Areia (H=160m)	Brasil	2D	Elástico Linear (Penman et al. (1971))	I	FEADAM 84 (Duncan et al., 1984)	Saboya Jr. (1993)
24			2D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	L	FEADAM 84 (Duncan et al., 1984)	
25	Segredo (H=145m)		2D e 3D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	L	2DSDL e 3DSDL (Salgado, 1990)	Saboya Jr. (1993)
26			2D	Elastoplástico (Matsuoka-Nakai, 1973)	L	2DSDL (Salgado, 1990)	
27	Xingó (H=150m)	Brasil	2D e 3D	Elástico Linear	R	SAP 2000 e ANSYS	Eigenheer et al. (1991)
28	Veneno (H=64m)	Noruega	3D	Elástico Linear	I	-	Justo & Saura (1981)
29	Sshoenbrunn (H=67m)	Alemanha	2D	Elástico Linear	I	-	Kinze (1979)
30	Wilmont (H=36m)	Austrália	2D	Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970)	T	-	Boughton (1970)

Nota: L – Literatura; CU&CD - Compressão Unidimensional e Cisalhamento Direto; T - Triaxial; NR - Não Referenciados; R - Retro-análises; I - Instrumentação; CF - Características Físicas do Enrocamento.

A Figura 3.1(a) mostra que dos 30 trabalhos citados, 50% (15) usam os modelos elásticos lineares, seguidos pelos modelos elástico não-lineares com 37% (11) e elastoplásticos com 14% (4). Os modelos elástico lineares, por sua simplicidade, são os mais utilizados pelos projetistas. Segundo Saboya Junior (1993) este modelo deve ser restrito à fase construtiva, pela impossibilidade de previsão de trajetórias de descarregamento, e também pela adoção de diversas etapas construtivas que causam plastificação em alguns pontos da barragem. Além das limitações apresentadas, por este autor, o modelo elástico linear não considera a não linearidade da curva tensão-deformação, não prevê deformações plásticas e dilatância, e, portanto, não é adequado mesmo para fase construtiva.

Os modelos elásticos não-lineares têm sido também, bastante utilizados e apresentam resultados mais precisos que os elásticos lineares, dentre estes se destaca o modelo Hiperbólico de Duncan & Chang (1970), que tem a capacidade de incorporar trajetórias de descarregamento (fundamental na análise de enchimento) e modela o comportamento não linear da curva tensão-deformação. As desvantagens desse modelo é que ele não prevê deformação plástica, não simula dilatância, não simula comportamento frágil (amolecimento com deformação após a ruptura), não considera a influência da tensão principal intermediária σ_2 . Além disso, é necessário sete ou mais parâmetros para defini-lo.

Quanto aos modelos Elastoplásticos, seu uso tem sido limitado pelo tempo de processamento. Além disso, de acordo com Saboya Junior (1993) a utilização desses modelos deve ser considerada quando ensaios de laboratório estejam disponíveis.

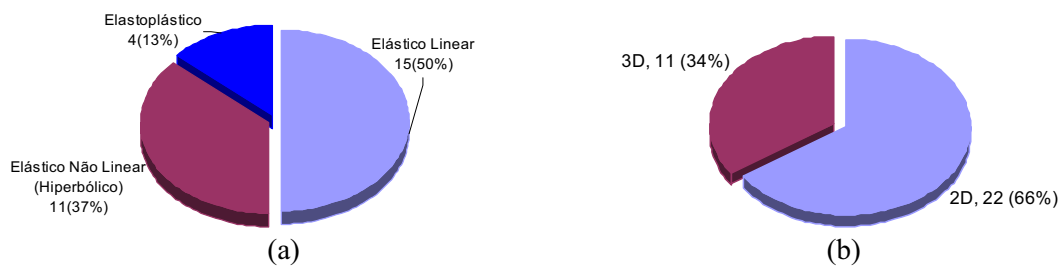


Figura 3.1 – Análise Numérica de BEFC: a) modelo constitutivo; b) tipo de análise.

A Figura 3.1(b) mostra que 66% das análises apresentadas foram bi-dimensionais (deformação plana). Este tipo de análise é aplicável para o caso de uma barragem situada em vales abertos com elevado coeficiente de comprimento/altura (Saboya Jr., 1993). Este método se mostra conservativo para situações de vales estreitos em função da transferência de carga nas ombreiras. As análises tridimensionais, que representam 34% dos trabalhos apresentados, são, portanto indicadas para representar esse fenômeno, e a magnitude das tensões verticais para assegurar um contato adequado nas ombreiras para diferentes formas de vale e altura de aterro. No caso de barragens de enrocamento com face de concreto, a maioria dos empreendimentos está localizada em vales estreitos, de geometria complexa, portanto a simples abordagem do problema por meio de análises bidimensionais, não se mostra totalmente adequada visto que os deslocamentos mais relevantes, que podem condicionar o desempenho da estrutura, podem ocorrer na direção longitudinal e/ou nas regiões próximas às ombreiras.

A seguir são apresentadas as principais conclusões de alguns trabalhos da Tabela 3.1 que utilizam análise numérica tridimensional.

Saura (1979) indicou que, para o estudo da face de concreto, era necessária a aplicação de um método tridimensional, visto que as deformações máximas por tração se manifestam nas ombreiras. Justo & Saura (1981) aplicaram o método dos elementos finitos, em uma análise tridimensional de uma barragem com face de concreto asfáltico e obtiveram boa concordância entre valores de deslocamento medidos e calculados.

Eigenheer et al. (1991) realizaram análises tridimensionais da barragem de enrocamento com face de concreto de Xingó. Nas análises foram considerados elementos de junta para simular o contato entre a laje e o enrocamento. Os resultados da análise numérica foram comparados com resultados de instrumentação. Os valores de recalques apresentaram bom ajuste, porém os deslocamentos horizontais obtidos foram inferiores aos valores medidos.

Saboya Jr. (1993) estudou o comportamento da barragem de enrocamento com face de concreto de Segredo sob condições tridimensionais. Neste trabalho, analisou-se a influência da geometria do vale, o qual apresenta uma queda bastante brusca da elevação do leito do rio e uma acentuada assimetria. Um resumo dos resultados destas análises é apresentado a seguir:

- Os deslocamentos verticais e horizontais apresentam uma distribuição assimétrica considerável, sendo que os valores máximos se encontram em dois pontos da face: um ponto no leito do rio e outro próximo à ombreira direita. Esses pontos correspondem às zonas mais afetadas pela geometria do vale;
- Os deslocamentos longitudinais são os mais influenciados pela geometria do vale. Dessa maneira a previsão desses deslocamentos se torna importante para a avaliação da tendência de movimento dos painéis que compõem as lajes de concreto de montante;
- As deformações longitudinais são de compressão no centro da seção e de tração nas ombreiras e no terço inferior do vale.

Casarin et al. (1994) apresentaram um estudo tridimensional da barragem de Xingó, cujo objetivo principal foi à previsão do comportamento da laje de montante durante a fase de enchimento. Os principais resultados são apresentados a seguir:

- A laje tende a se curvar formando uma bacia com concavidade para cima, e com deslocamento máximo normal à face de 1,10 m;

- As deformações na direção do eixo da barragem são de tração nas ombreiras e de compressão no centro da laje. Na direção longitudinal, a porção central inferior da laje está sujeita a tração, com um valor de deformação específica de 200×10^{-6} m/m, o que corresponde a uma tensão de aproximadamente 5,4 MPa. Observações de outras obras indicam um nível de tensão muito inferior aos resultados obtidos nesse estudo.

Frahia Neto (1995) também estudou o comportamento da BEFC de Xingó. Nesse estudo destacam-se os seguintes pontos:

- Os deslocamentos mais relevantes, que podem condicionar o desempenho da estrutura, ocorrem na direção longitudinal;
- A geometria irregular da fundação e a diferença de rigidez entre as camadas construtivas induzem o desenvolvimento de zonas de tração nas ombreiras e próximo à crista na face de montante;
- Há a tendência de arqueamento no eixo da barragem, gerando um alívio de tensões longitudinais no talude de montante.

Xia et al. (2001) fizeram um estudo tridimensional da barragem de enrocamento com face de concreto de Yutiao na China para avaliar o desempenho da laje, do maciço e da junta perimetral. As principais conclusões obtidas deste estudo para a fase de enchimento foram as seguintes:

- A carga hidráulica tem forte influência nos deslocamentos horizontais do talude de montante e pouca influência para o talude de jusante;
- O deslocamento horizontal máximo da laje ocorre entre 0,7 e 0,8H, onde H é a altura da barragem;
- O deslocamento vertical máximo da laje ocorre no centro e diminui à medida que caminha para as ombreiras;
- As tensões na direção longitudinal são de compressão no centro da laje na metade inferior. Na direção axial a distribuição de tensões indica compressão na região central da face, na metade inferior da barragem, e tensões de tração nas ombreiras;
- A distribuição dos deslocamentos da junta perimetral entre a laje e o plinto deve ser

obtida por meio de análises tridimensionais, não podendo ser avaliada, então, por análises bidimensionais.

Albertoni et al. (2003) fizeram um estudo paramétrico tridimensional das BEFC Campos Novos e Barra Grande, obtendo valores de deslocamentos coerentes com valores observados na prática, no entanto, os autores afirmam que somente dados de instrumentação possibilitarão a confirmação dos resultados.

Os trabalhos apresentados, com exceção de Eigenheer et al. (1991), desprezam a laje de concreto nas simulações. Alguns autores assumem que a deformação da laje é a mesma do enrocamento a ela subjacente. Essa prática é seguida pelos projetistas e os critérios de dimensionamento têm sido predominantemente empíricos. Entretanto, a ocorrência de infiltrações por fissuras nas lajes de várias barragens indica que o dimensionamento dessas lajes é um estudo a ser desenvolvido.

3.4 ESTUDOS DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA LAJE DE CONCRETO

O dimensionamento da laje da face de montante, como apresentado no Capítulo 2, baseia-se no gradiente hidráulico e por conseqüência na altura da coluna d'água. As fórmulas de dimensionamento não consideram os esforços atuantes na seção, nem os deslocamentos ocorridos na laje, apresentando assim, um grau de empirismo elevado. Em função disso, alguns estudos têm sido desenvolvidos no sentido de diminuir o caráter empírico deste dimensionamento.

Cantarino & Marques (2003) apresentam uma nova metodologia para o dimensionamento estrutural, a qual expressa a espessura da laje em função dos esforços na mesma.

Neste trabalho, os esforços na laje foram obtidos a partir da simulação numérica bidimensional de uma seção típica, baseada em características da seção da barragem de Campos Novos (H=202 m). O Programa utilizado foi o programa de elementos finitos PLAXIS 2D versão 7.2. Para o enrocamento foi adotado o modelo elastoplástico hardening-soil de Schanz et al. (1999) e para a fundação o modelo elástico-linear. A Figura 3.2 mostra a malha de elementos finitos adotada nas simulações, composta por elementos isoparamétricos de seis nós. A laje foi considerada como um elemento de viga de três nós.

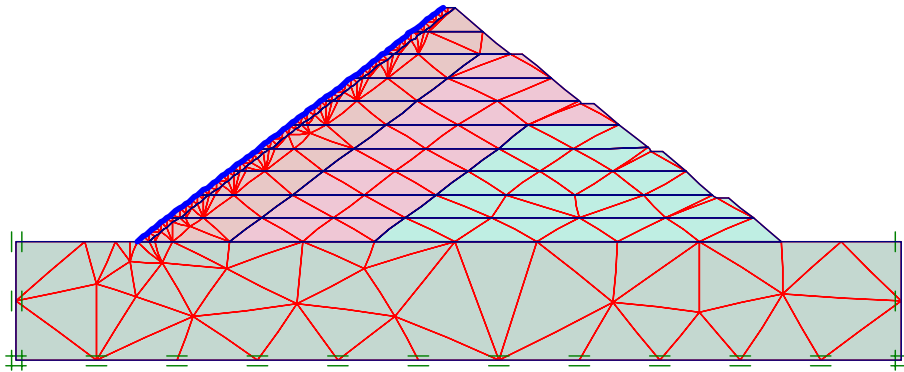


Figura 3.2 – Malha de elementos finitos gerada.

A Figura 3.3 apresenta o diagrama de momento fletor obtido para o caso mais extremo de solicitações, reservatório em seu nível máximo.

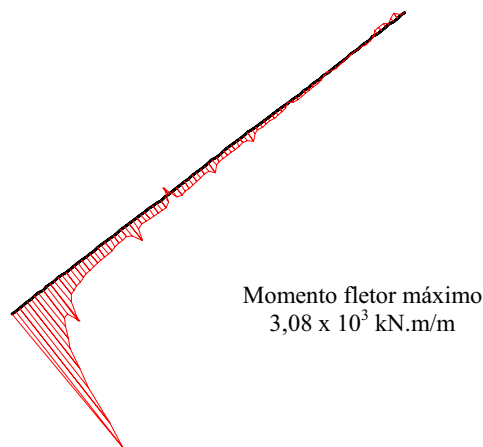


Figura 3.3 – Momento fletor atuante na laje da face.

O dimensionamento da laje foi realizado no Estádio I, o que limita a fissuração pelo fato das tensões de tração no concreto serem inferiores aos limites de tração resistentes. O f_{ck} adotado para o concreto foi igual a 21MPa e o aço, usado na armadura da laje foi o CA50.

As fórmulas de dimensionamento são as de Resistência dos Materiais e admitida a hipótese de Bernouilli (as seções planas permanecem planas após as deformações), bem como a leis de Hooke (tensões proporcionais às deformações relativas), Navier (tensões proporcionais às tensões à linha neutra) e a lei de homogeneização.

A partir dos dados obtidos no dimensionamento, os autores sugerem as seguintes relações para estimar a espessura da laje: $t = 0,0015M^{0,5}$ e $t = 0,0016M^{0,5}$, onde t é a espessura da laje

em metros e M o momento fletor atuante (N.m/m), para as taxa de armadura de 0,5% e 1,0%, respectivamente.

Os autores determinaram, também, a partir da distribuição de momentos na laje da face, determinou-se a faixa da laje que poderia ser armada com área de aço de 0,50% da seção de concreto, conforme ilustrado na Figura 3.4.

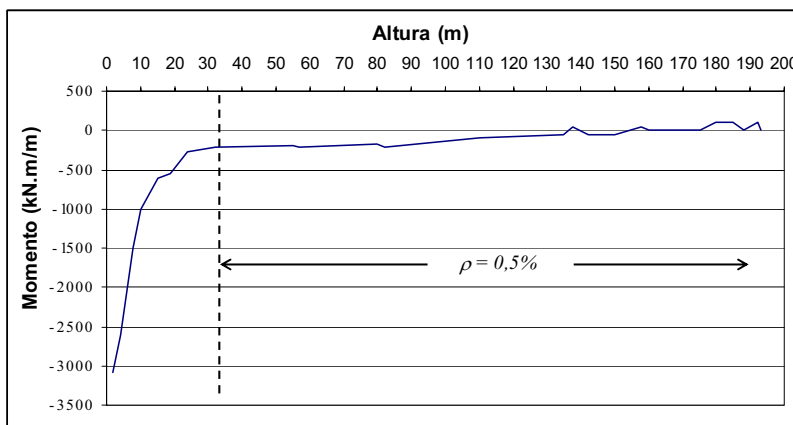


Figura 3.4 – Região com taxa de armadura de 0,50% relacionada à distribuição de momento.

A Figura 3.5 apresenta a comparação entre os valores da espessura da laje determinada pelas equações empíricas utilizadas em Campos Novos e a espessura necessária a ser dimensionada com os esforços atuantes na seção.

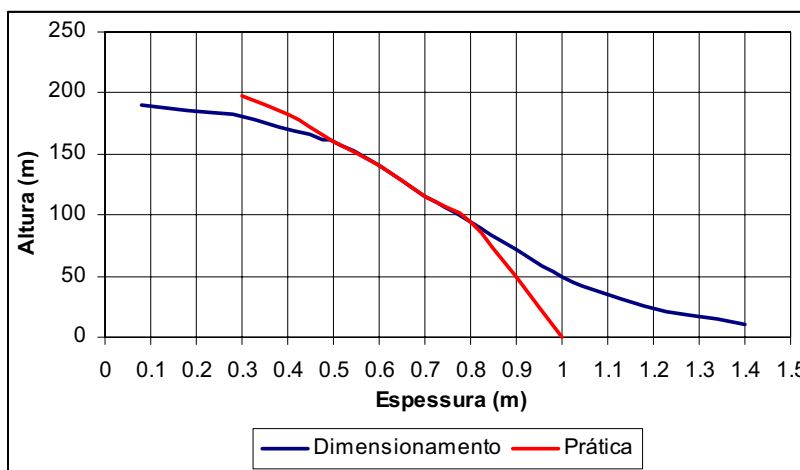


Figura 3.5 – Critério empírico versus dimensionamento proposto.

As principais conclusões obtidas pelos autores foram:

- Comparação entre valores de espessura adotados na prática das barragens e gerados no dimensionamento desenvolvido pode-se afirmar que houve convergência parcial dos resultados na faixa intermediária da face, apesar das duas metodologias adotarem parâmetros distintos. Porém na região próxima ao plinto e no topo da barragem, a modelagem matemática não apresentou resultados satisfatórios quando comparado com os critérios empíricos;
- Próximo ao plinto, onde os momentos gerados apresentaram-se muito elevados, a laje tornou-se muito espessa, assumindo valores da ordem de 1,40 m. Vale ressaltar que o valor de momento obtido na simulação numérica da laje não considerou a presença do plinto, elemento este que pode influenciar na rigidez desta região;
- A espessura determinada pelo dimensionamento na região do topo apresentou valores muito pequenos quando comparados aos gerados em função da altura, porém condizentes com os valores de momento atuantes nesta região. A preocupação nesta região é referente ao processo construtivo.

Goulart et al. (2003) apresentam um estudo da laje de vedação da barragem da UHE Machadinho ($H = 125$ m), a partir de dados obtidos dos eletrônives instalados na laje. Esses dados são tratados por prática convencional e os seus resultados são comparados com aqueles derivados dos resultados obtidos por retroanálise.

A prática convencional consiste em expressar as rotações fornecidas pelos eletrônives por uma função polinomial de quarta ou quinta ordem, ajustada pelo critério dos mínimos quadrados. O diagrama de momento fletor é obtido por derivação função das rotações. Esse procedimento é denominado método dos polinômios.

Neste trabalho, utiliza a retroanálise para determinar a reação do maciço de enrocamento sobre a face de concreto a partir das rotações fornecidas pelos eletrônives. O problema é analisado por análise matricial de estruturas (formulação em deslocamentos), determina-se o vetor das rotações em função do carregamento e iguala-se ao vetor das rotações medidas. Como se tem o mesmo número de incógnitas, os parâmetros são obtidos resolvendo-se o sistema de n equações e n incógnitas.

O modelo estrutural adotado considera a face de concreto como uma viga biengastada com altura variável, discretizada em elementos. Considera-se o material como elástico-linear, isotrópico e homogêneo com módulo de elasticidade $E=30$ GPa. Adota-se a hipótese de

carregamento linearmente distribuído nos elementos. A Figura 3.6 apresenta o modelo estrutural adotado em que as cargas q_i são os parâmetros a serem identificados. Esses Parâmetros representam a diferença entre a pressão hidráulica e a reação do maciço. Os valores dessa diferença admitidos nas extremidades esquerda, $q = -1$, e direita, $q = 0$, foram obtidos a partir de estudos preliminares. Foram desenvolvidos três estudos para a determinação dos parâmetros.

A Figura 3.7 mostra o modelo adotado no estudo 1, com viga discretizada em 4 elementos com 3 parâmetros a identificar q_1, q_2 e q_3 . O estudo 2 adota a viga discretizada em 8 elementos com 7 parâmetros a identificar $q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_6$ e q_7 , conforme apresentado na Figura 3.8. Finalmente, no estudo 3, ilustrado na Figura 3.9, a viga é discretizada em 8 elementos com apenas 3 parâmetros a identificar.

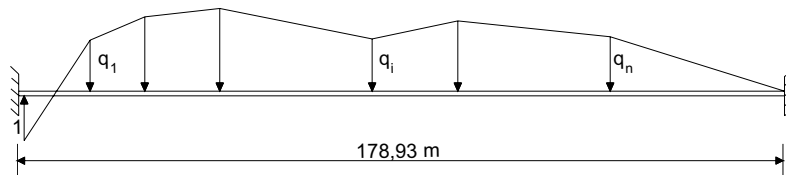


Figura 3.6 – modelo estrutural adotado (Goulart, 2003).

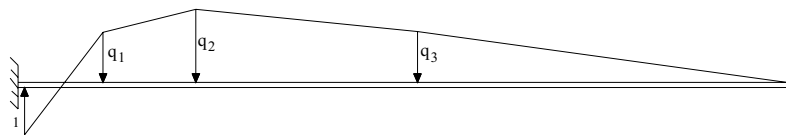


Figura 3.7 – Estudo 1: modelo estrutural com 4 elementos.

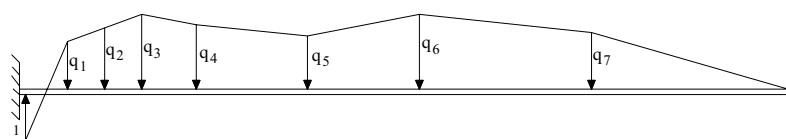


Figura 3.8 – Estudo 2: modelo estrutural com 8 elementos.

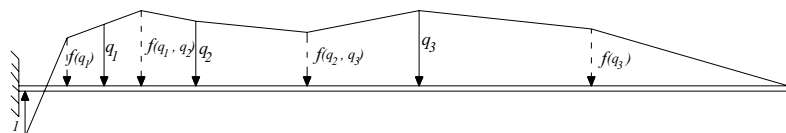


Figura 3.9 – Estudo 3: modelos estrutural com 8 elementos.

Apresenta-se na Figura 3.10 os diagramas dos momentos fletores obtidos dos três estudos e do método dos polinômios.

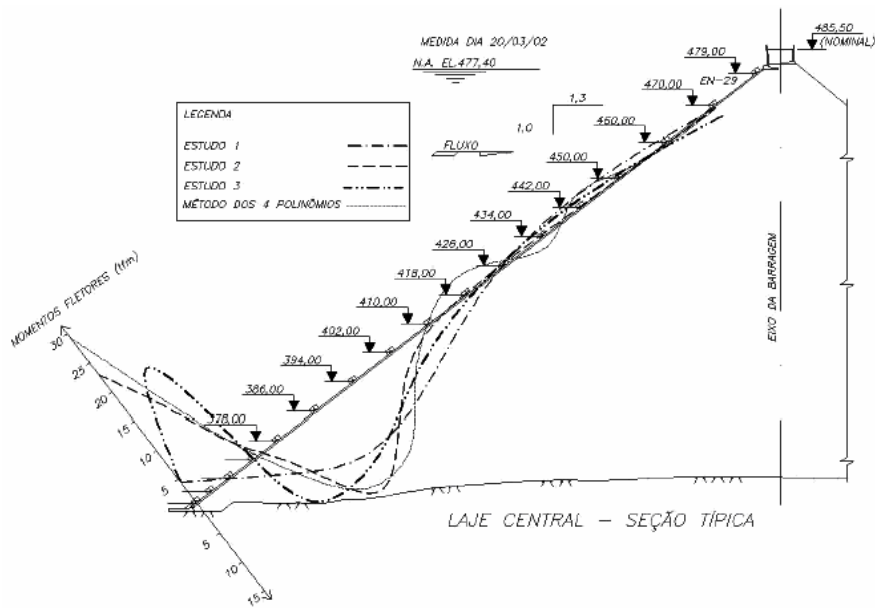


Figura 3.10 – Diagramas de momentos fletores (Goulart, 2003).

Goulart (2004) apresenta um estudo da face de concreto a partir de um modelo bidimensional em elementos finitos para representar a estrutura. São utilizados elementos de plano de deformação para discretizar o maciço do enrocamento e a fundação da barragem, e elemento de viga de Bernoulli-Euler para discretizar a face de concreto. Todos os materiais foram considerados como elásticos-lineares, isotrópicos e homogêneos. A Figura 3.11 ilustra o modelo bidimensional em elementos finitos na seção transversal da laje 24 da barragem de Machadinho, e a Figura 3.12 apresenta o diagrama de momento fletor obtido.

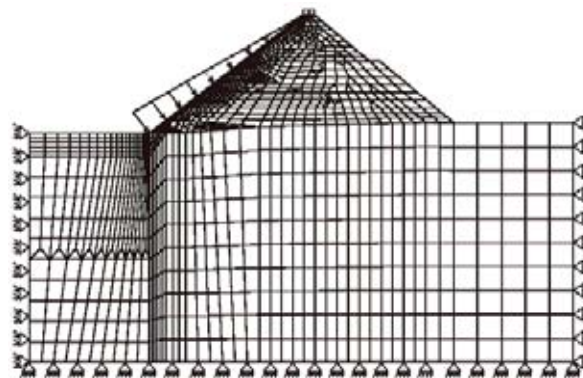


Figura 3.11 – Modelo bidimensional em elementos finitos da seção estudada (Goulart, 2004).



Figura 3.12 – Momento fletor obtido com o modelo bidimensional.

A armadura calculada com os esforços solicitantes é comparada com a recomendada pelos critérios empíricos e a armadura existente. A Tabela 3.2 apresenta a comparação entre a armadura calculada nas três seções indicadas (ver Figura 3.13) e a armadura existente. Os valores correspondem à armadura posicionada em cada face dos painéis.

Tabela 3.2 – Comparação da armadura existente e da calculada.

A_s	Seção 1	Seção 2	Seção 3
A_s (Calculada – cm^2)	25,00	10,80	15,75
A_s (existente – cm^2)	25,00	15,75	15,75

Apresenta-se na Tabela 3.3 a comparação da armadura recomendada pelos critérios empíricos com a armadura calculada (ver Figura 3.13), considerando a malha posicionada no meio da seção transversal da laje.

Tabela 3.3 – Comparação da armadura recomendada pelos critérios empíricos e da calculada.

A_s	Seção 1	Seção 2	Seção 3
A_s (Calculada – cm^2)	39,00	22,11	3,80
A_s (critério Empírico – cm^2)	20,80	19,20	15,75

Analisando os resultados percebe-se que as duas primeiras seções as armaduras determinadas pelos critérios empíricos são inferiores as armaduras calculadas. Esse fato é explicado pela recomendação da adoção dessa armadura na seção transversal média, reduzindo a capacidade de resistência da armadura. Nesse caso, a utilização de armadura dupla é recomendada. Por outro lado, a armadura no trecho L2 (ver Figura 3.13), é maior nos critérios empíricos. Esses dados permitem estudar a otimização da armadura nesse trecho, devendo estudar uma armadura mínima para resistir aos esforços decorrentes da retração da laje. Na Figura 3.13 são comparadas a armadura calculada e a existente.

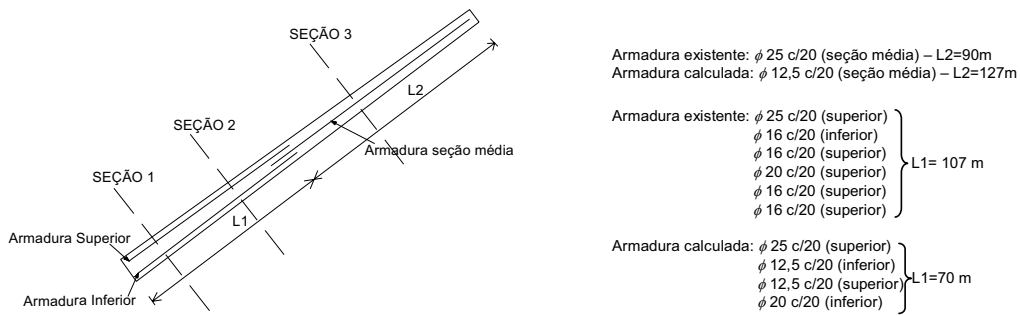


Figura 3.13 – Disposição das armaduras (Goulart, 2004).

Os autores concluíram a partir dos resultados apresentados, nos dois trabalhos, que o modelo linear de viga é o mais indicado para retroanálise dos dados. Entretanto, é importante ressaltar que este modelo estrutural não é representativo da realidade, uma vez que, ele representa um painel de laje de 178,93m de comprimento e 16,00m de largura, por uma viga biengastada. Na realidade, a laje é simplesmente apoiada sobre o talude montante.

CAPÍTULO 4

EMBASAMENTO TEÓRICO

Este capítulo apresenta alguns fundamentos teóricos necessários para um melhor embasamento dos conceitos abordados por este trabalho. Estes conceitos são tratados de forma básica, não tendo a pretensão de detalhar profundamente os assuntos em questão. Por fim, é apresentada uma descrição dos programas utilizados.

4.1 CONCEITOS BÁSICOS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O conceito básico do MEF fundamenta-se na idealização do contínuo como uma montagem de elementos discretos e interconectados em pontos nodais, como o exemplo mostrado na Figura 4.1. Escolhem-se incógnitas do problema em função das quais são expressas as grandezas a serem determinadas.

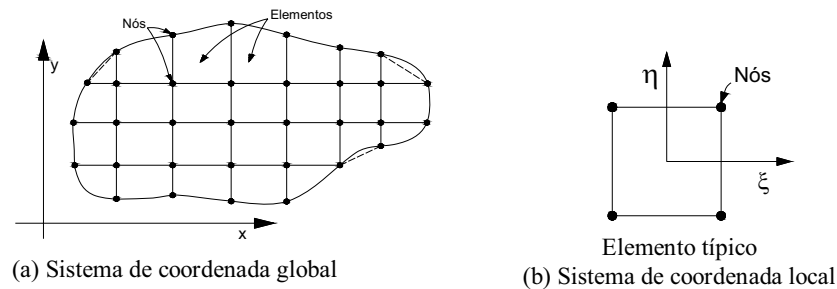


Figura 4.1 – Malha de elementos finitos para um contínuo arbitrário.

A análise de um problema qualquer pelo MEF envolve três etapas distintas: discretização do domínio (pré-processamento), cálculo das variáveis do problema, tais como, deslocamentos, deformações, tensões etc (processamento) e visualização dos resultados (pós-processamento).

4.1.1 Discretização do Domínio

O domínio do problema a ser estudado deve ser dividido em uma série de sub-regiões denominadas elementos finitos. Os elementos finitos se conectam entre si por meio de seus lados e de pontos discretos (nós), nos quais devem ser observadas as condições de compatibilidade. Os elementos podem assumir diversas formas, podendo ser unidimensional, bidimensional ou tridimensional.

Os elementos mais utilizados em análises geotécnicas bidimensionais são quadriláteros de quatro (Q4) e oito nós (Q8) e os triangulares de três (T3) e seis nós (T6). Em análises tridimensionais, geralmente utilizam-se os blocos (brick) de oito (B8) ou vinte nós (B20). A Figura 4.2 ilustra estes elementos.

A discretização do domínio em um conjunto de elementos e pontos nodais resulta em uma malha de elementos finitos para o problema.

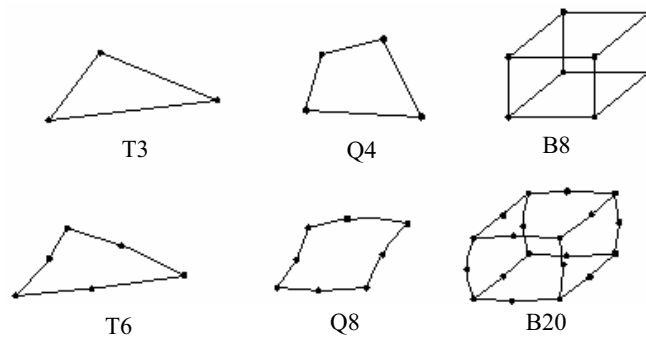


Figura 4.2 – Elementos Finitos mais utilizados.

4.1.2 Cálculo das Variáveis do Problema

Após todo o problema estar completamente identificado e devidamente caracterizado através da malha adotada, segue-se para a etapa do processamento propriamente dito. Os processadores utilizados para obtenção das variáveis do problema correspondem a códigos (programas) responsáveis pelo cálculo das respostas da estrutura para uma dada solicitação imposta. Estas solicitações podem ser relativas a problemas de equilíbrio, de fluxo permanente, ou até mesmo de uma análise acoplada entre equilíbrio e fluxo.

No problema de equilíbrio as incógnitas são os deslocamentos nodais, os quais se relacionam com as forças externas por meio de uma matriz, chamada matriz de rigidez.

O equilíbrio estático de um elemento pode ser expresso de forma condensada como:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0 \quad (4.1)$$

onde σ_{ij} é o tensor de tensão total, b_i são as forças de corpo e x_j representa as direções do sistema de coordenadas cartesianas.

4.1.3 Visualização dos Resultados

Uma análise de elementos finitos gera um enorme volume de informações, principalmente em uma análise tridimensional. No caso de problemas de equilíbrio, por exemplo, estas incluem deslocamentos (número de nós vezes três), deformações (número total de pontos de integração vezes seis) e igual número de tensões, além de vários invariantes de interesse, tais como tensões principais etc. Uma análise dos resultados numéricos é quase impraticável e deve-se recorrer a programas especiais (pós-processadores) para visualização gráfica dos resultados.

4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Das idealizações necessárias para a análise de barragens por elementos finitos, provavelmente uma das mais importantes é a escolha de um modelo constitutivo que melhor se adeque ao comportamento dos materiais de construção. Há sempre a necessidade de conciliação entre a simplicidade do modelo e a qualidade dos resultados a serem obtidos.

A princípio, o modelo ideal para uma análise de barragens deveria considerar, e incorporar, alguns dos principais aspectos do comportamento geomecânico (Naylor et al., 1981):

- não linearidade da relação tensão x deformação;
- diversas trajetórias de tensões;
- efeito do tempo: uma parcela das deformações é causada por fenômenos tais como a consolidação e fluência;
- anisotropia: carregamentos aplicados em direções diferentes resultam em deformações com magnitudes diferentes, especialmente em solos compactados;
- dilatância: tensões cisalhantes podem causar também aumento de volume;
- aumento da rigidez do material no recarregamento.

Para o material de enrocamento a adoção de um modelo que represente mais fielmente o seu comportamento, esbarra na determinação dos parâmetros do modelo, devido a grande complexidade na realização de ensaios que muitas vezes não reproduzem a realidade.

Dentre os modelos mais comuns que representam as leis constitutivas dos solos tem-se: elásticos lineares, elásticos não-lineares e os elastoplásticos. A seguir, serão apresentados os modelos utilizados neste trabalho.

4.2.1 Modelo Elástico Linear

No modelo elástico linear a relação tensão-deformação é dada pela lei de Hooke generalizada, considerando que para baixos níveis de tensão, o acréscimo de tensões varia linearmente com o acréscimo de deformações e a matriz da relação constitutiva elástica linear isotrópica apresenta a seguinte forma, para o estado tridimensional:

$$\mathbf{D} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1 - \nu} & \frac{\nu}{1 - \nu} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1 - \nu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1 - 2\nu}{2 \cdot (1 - \nu)} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1 - 2\nu}{2 \cdot (1 - \nu)} & 0 \\ & & & & & \frac{1 - 2\nu}{2 \cdot (1 - \nu)} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

simétrica

O modelo elástico linear tem sido largamente empregado devido à sua simplicidade. O material é representado por apenas dois parâmetros independentes: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Entre as limitações deste modelo está a não previsão de histerese na trajetória de descarregamento, não consideração da não-linearidade da curva tensão-deformação, a não previsão de deformação plástica, não simulação de dilatação, e precisa de informações adicionais para inclusão do critério de ruptura.

4.2.2 Modelo Elastoplástico

No comportamento elástico, após um ciclo de carregamento-descarregamento, o corpo recupera todas as deformações. Existem casos em que um corpo deformável é descarregado, as deformações não são totalmente recuperáveis, ou seja, algumas deformações são irreversíveis. Estas são chamadas de deformações plásticas e o corpo é denominado como tendo um comportamento elastoplástico. A Figura 4.3 ilustra este tipo de comportamento.

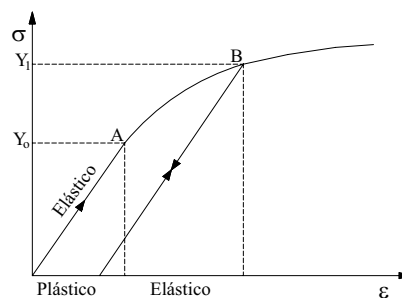


Figura 4.3 – Comportamento elastoplástico.

Segundo Wood (1990) é necessário definir quatro hipóteses básicas, para a completa

definição de um modelo elastoplástico:

- *Propriedades elásticas* – definição do comportamento do solo dentro de uma região de tensões onde as deformações são totalmente recuperáveis;
- *Superfície de Plastificação* – definição de uma fronteira no espaço de tensões onde as deformações são totalmente recuperáveis;
- *Superfície Potencial Plástica* – definição da direção das deformações plásticas quando um estado de tensão ultrapassa a Superfície de Plastificação;
- *Lei de Endurecimento* – Definição do modo como a magnitude das deformações plásticas, está ligado ao tamanho da superfície de plastificação.

Diversos autores apresentam a obtenção da formulação para um modelo elastoplástico onde a superfície de plastificação é função do estado de tensão,

$$f(\underline{\sigma}, \kappa) = 0 \quad (4.3)$$

onde:

$\underline{\sigma}$: vetor que define o estado de tensão;

κ : parâmetro de endurecimento que controla o tamanho da superfície de plastificação.

Para $f(\underline{\sigma}, \kappa) < 0$, representa a região onde ocorrem deformações elásticas, e para $f(\underline{\sigma}, \kappa) > 0$ é uma situação impossível de ocorrer.

Devido ao fluxo plástico, ocorre endurecimento por trabalho ou por deformação. No primeiro caso, assume-se que o endurecimento depende unicamente do trabalho plástico (w_p) e independe da trajetória de tensões. Isto implica que a resistência após a plastificação depende unicamente do trabalho plástico realizado pelo material. No segundo caso, assume-se que endurecimento está relacionado às deformações plásticas.

A relação entre os incrementos de tensões e os incrementos de deformações para elastoplasticidade pode ser expressa da seguinte forma:

$$d\sigma_j = \left(D_{ij} - \frac{a_m D_{mj} D_{il} b_l}{B - A} \right) d\varepsilon_i \quad (4.4)$$

onde:

D_{ij} : matriz elástica;

$$A = \frac{\partial f}{\partial \kappa} \left(\frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_v^p} \right) \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) \quad (4.5)$$

$$B = a_j D_{ij} b_i \quad (4.6)$$

$$a_j = \frac{\partial f}{\partial \sigma_j} \quad (4.7)$$

$$b_i = \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (4.8)$$

$g = g(\sigma, \kappa)$, é a função potencial plástica.

A e B são parâmetros associados ao comportamento pós-escoamento do material, ou seja, endurecimento ou ainda comportamento perfeitamente plástico.

Para alguns materiais a função potencial plástico, $g = g(\sigma, \kappa)$, coincide com a função de plastificação, superfície de plastificação, $f(\sigma, \kappa)$, dizendo-se neste caso que o fluxo é associado.

4.2.2.1 Modelo Elástico Perfeitamente Plástico Drucker-Prager

A Figura 4.4 mostra o aspecto da curva tensão-deformação segundo um modelo elástico perfeitamente plástico. O solo se deforma elasticamente até o ponto A, onde tem início o escoamento. Após o início do escoamento, as deformações aumentam indefinidamente sob resistência constante.

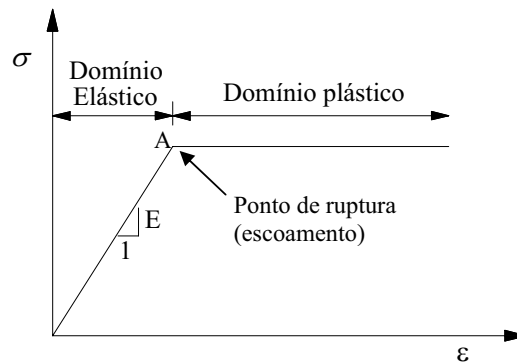


Figura 4.4 – Comportamento elástico perfeitamente plástico.

Uma generalização feita por Drucker e Prager considera os efeitos de todas as tensões principais, utilizando na sua formulação os invariantes I_1 e $\sqrt{J_{2D}}$. Esta formulação sugerida por Drucker e Prager é considerada uma extensão do critério de Mohr-Coulomb e pode ser expressa por:

$$f = \sqrt{J_{2D}} - \alpha \cdot I_1 - k \quad (4.9)$$

onde α e k são parâmetros positivos do material, I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões e J_{2D} é o segundo invariante do tensor de tensões desviatório.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (4.10)$$

$$\sqrt{J_{2D}} = \frac{\sigma_p}{\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)]}}{\sqrt{3}} \quad (4.11)$$

Para ensaios de compressão triaxial convencional (CTC):

$$\alpha = \frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)} \quad (4.12)$$

$$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)} \quad (4.13)$$

Para ensaios de deformação plana:

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \cdot \tan^2 \phi}} \quad (4.14)$$

$$k = \frac{3 \cdot c}{\sqrt{9 + 12 \cdot \tan^2 \phi}} \quad (4.15)$$

No espaço de tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), este critério plota um cilindro ao longo do eixo hidrostático, com o raio do círculo aumentando linearmente com o valor de I_1 (Figura 4.5).

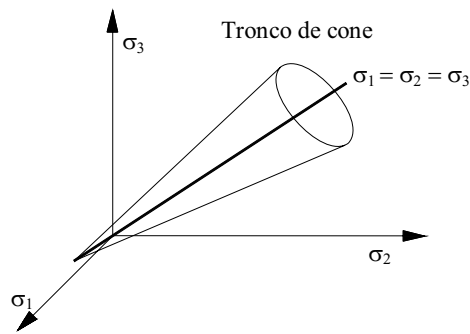


Figura 4.5 – Critério de ruptura Drucker-Prager no espaço de tensões principais.

Este critério sobreestima a ruptura em relação ao critério de Mohr-Coulomb. Porém, o critério de Drucker-Prager não apresenta problemas de singularidade, como o critério de Mohr-Coulomb apresenta nos cantos do prisma hexagonal (Figura 4.6).

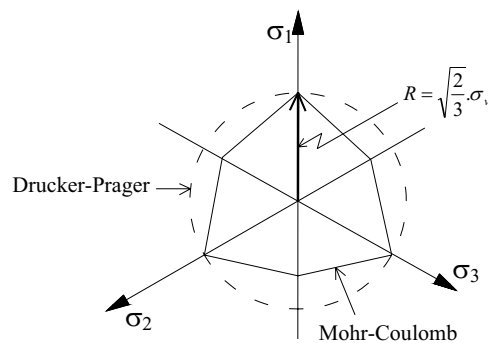


Figura 4.6 – Traço das superfícies de ruptura no plano octaédrico.

4.2.2.2 Modelo Cam-Clay Modificado

Dentre os modelos elastoplásticos o Cam-Clay tem sido bastante difundido para caracterização do comportamento tensão-deformação de solos sujeitos a estados axissimétricos de tensão. Inicialmente proposto por Roscoe & Schofield (1963) para descrever o comportamento tensão-deformação de argilas adensadas e ligeiramente pré-adensadas através da teoria da plasticidade considerando endurecimento (*strain hardening*), o modelo Cam-Clay sofreu alterações por Roscoe & Burland (1968), passando a ser denominado Cam-Clay modificado.

As principais vantagens desse modelo são: a simplicidade, uma vez que necessita apenas de quatro parâmetros para defini-lo, obtidos de ensaios convencionais de laboratório; e a capacidade de representar de modo realístico algumas características do comportamento

mecânico de solos coesivos saturados (Borja & Lee, 1990).

A superfície de plastificação proposta para o modelo Cam-Clay modificado é apresentada na Figura 4.7 e a função de plastificação é dada por:

$$f = q^2 + M^2 \cdot (p - p_c) \cdot p = 0 \quad (4.16)$$

onde p_c é a tensão de pré-adensamento e $M = (6 \cdot \text{sen} \phi') / (3 - \text{sen} \phi')$ (ϕ' - ângulo de atrito efetivo).

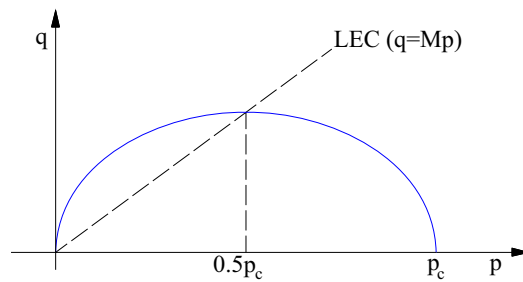


Figura 4.7 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay modificado.

O incremento de deformação plástica $d\varepsilon^p$ se dá, segundo a teoria da plastificação, na direção normal a uma superfície chamada superfície potencial plástica g . Matematicamente, isto é expresso pela lei de fluxo.

$$d\varepsilon^p = \psi \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (4.17)$$

onde $\partial g / \partial \sigma$ é o gradiente da função potencial plástica, o qual indica a direção normal a g , e ψ é um escalar chamado de multiplicador plástico.

A lei de endurecimento do modelo Cam-Clay modificado é do tipo:

$$d\varepsilon_v^p = \chi \cdot \frac{dp}{p} \quad (4.18)$$

onde χ é um parâmetro do modelo que fornece uma medida da compressibilidade volumétrica plástica do material, dado pela expressão:

$$\chi = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \quad (4.19)$$

Este parâmetro pode ser obtido de um ensaio oedométrico convencional com descarregamento e relaciona-se com os parâmetros convencionais deste ensaio através da expressão:

$$\chi = 2,3 \cdot \frac{(C_c - C_s)}{1 + e} \quad (4.20)$$

onde C_c é o coeficiente de compressão virgem na curva $\sigma' vs \log(e)$; C_s é o coeficiente de expansão virgem na curva $\sigma' vs \log(e)$.

4.3 ANÁLISE NUMÉRICA DO PROCESSO CONSTRUTIVO DE BARRAGENS

Construções de aterros, como no caso de barragens, são executadas em estágios ou etapas que devem ser apropriadamente simuladas em uma análise pelo método dos elementos finitos. Vários são os fatores importantes que influenciam nos resultados da análise numérica realizada, entre eles (Naylor & Mattar, 1988):

- Simulação das cargas provenientes da camada em construção;
- Quantidade de camadas utilizadas na análise numérica;
- Interpretação dos deslocamentos calculados e dos observados pela instrumentação de campo.

4.3.1 Simulação do Carregamento

Esta simulação pode ser feita de duas maneiras distintas: considerando a aplicação de uma sobrecarga equivalente distribuída na superfície dos elementos da camada adjacente por meio da consideração de uma força de massa aos elementos desta camada simulada.

A aplicação de uma sobrecarga equivalente apresenta grande vantagem na sua facilidade de implementação. No entanto, várias são as desvantagens: há a perda de informações sobre o estado de tensões e deformações nos elementos simulados pela camada recém construída; deve ser atribuído um estado de tensões ao final do carregamento para os elementos desta camada (geralmente adota-se o estado geostático); há a necessidade de um número maior de camadas para simulação da construção da barragem; e não há a consideração das tensões cisalhantes induzidas devido à tendência de deformação horizontal.

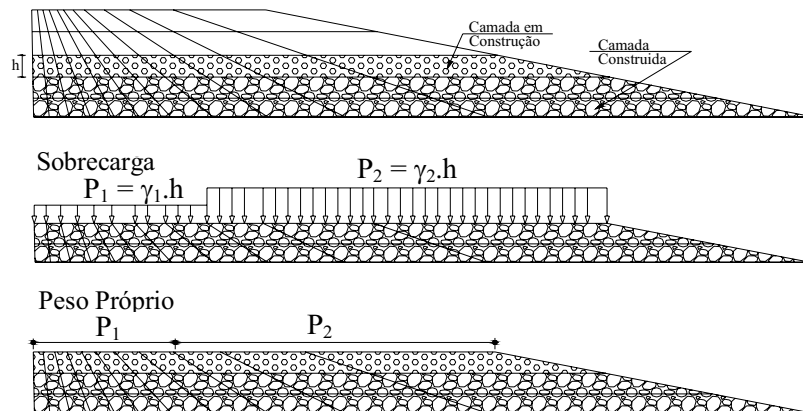


Figura 4.8 – Simulação das cargas da camada sob construção (Pereira, 1996).

A simulação considerando a aplicação da força de massa, também conhecida por “*gravity turn on*”, elimina todos os problemas acima citados. Porém, em análises não-lineares, deve ser adotada uma rigidez inicial não nula para a camada em construção.

4.3.2 Quantidade de Camadas

A simulação da construção da barragem em camadas considerando a espessura real é inviável, utilizando para tal, camadas de espessuras maiores. O número de camadas a ser utilizado depende da região de interesse (fundação ou barragem) e do que se deseja calcular (tensões e deformações ou deslocamentos).

Caso o interesse principal seja o comportamento da fundação, o aterro pode ser simulado em uma única camada, considerando apenas a aplicação da força de forma incremental, para os casos não-lineares. Caso o interesse seja na barragem, deve-se utilizar muitas camadas quando se desejar obter os deslocamentos, uma vez que a rigidez é muito importante. Quando o objetivo for obter as tensões, pode-se utilizar poucas camadas, pois a rigidez não é um fator de grande influencia. Geralmente, utiliza-se dez camadas. Caso venha a se diminuir o número de camadas, é recomendável diminuir a rigidez da camada em construção através de um fator de redução (varia entre $1/5$ e $1/3$). Esta diminuição justifica-se pelo ganho de rigidez devido à sua maior espessura em relação à camada real.

4.3.3 Interpretação dos Deslocamentos

A solução considerando a aplicação do peso próprio, além de gerar deslocamentos nos elementos das camadas adjacentes, também gera deslocamentos no interior e na superfície da

camada em construção. No entanto, estes deslocamentos não são medidos em campo, uma vez que os instrumentos só são colocados depois de finalizada a construção.

Portanto, os deslocamentos calculados na superfície da camada recém-construída devem ser desprezados para que possam ser comparados com os dados obtidos de instrumentação, a fim de que ambos os valores partam de uma mesma referência. Já os deslocamentos no interior de camadas já construídas podem ser comparados diretamente com os valores obtidos na instrumentação. As tensões e deformações calculadas para a camada recém-construída não são desprezadas.

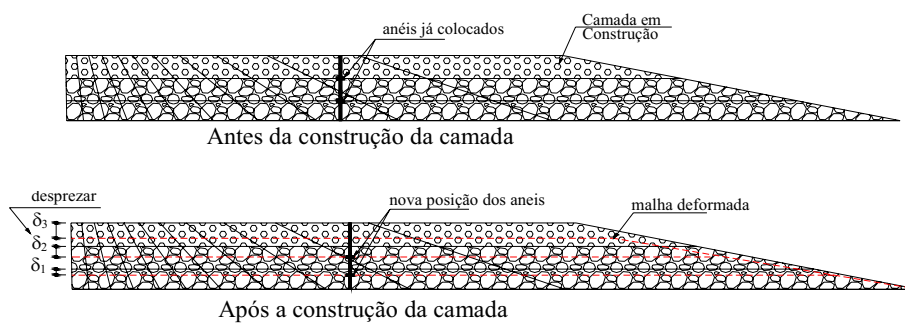


Figura 4.9 – Interpretação dos deslocamentos (Pereira, 1996).

4.4 PROGRAMAS UTILIZADOS

4.4.1 ALLFINE

O programa ALLFINE, utilizado nas simulações numéricas tridimensionais foi desenvolvido por Farias (1993). Dentre as opções disponíveis para solução de problemas geotécnicos tem-se:

- Análises planas e tridimensionais já devidamente testadas, garantindo a procedência dos resultados encontrados;
- Escolha de vários tipos de elementos com diferentes ordens de integração numérica. Entre os elementos implementados citam-se elementos unidimensionais (barras de 2 e 3 nós), elementos bidimensionais (triângulos de 3 e 6 nós e quadriláteros de 4, 8 e 9 nós) e elementos tridimensionais (hexaedros de 8, 20 e 27 nós). Tetraedros com 4 ou 10 nós e cunha com 6 ou 15 nós podem ser simulados, colapsando-se alguns nós do elemento tridimensional B8 e B20;

- Análises estáticas em termos de tensões totais ou efetivas; análises não-drenadas (tensão total) são simuladas através da introdução de um módulo de compressibilidade volumétrica K_f definido por Naylor et al. (1982);
- Análises de adensamento acoplado;
- Escolha entre diversos tipos de carregamentos: esforços concentrados, de superfície ou de massa em todas as direções; deslocamentos impostos; carga devido à variação conhecida nas poropressões; cargas de fluxo; poropressão prescrita em pontos nodais, entre outros;
- Diferentes modelos constitutivos para representação dos materiais, sendo que estão implementados: o modelo linear elástico anisotrópico; os modelos elásticos não-lineares K-G, $E_r = f(\sigma_3)$ e $E_r = f(\sigma_1 - \sigma_3)$; modelos elásticos perfeitamente plásticos; modelos elastoplásticos baseados na teoria dos estados críticos; e modelos avançados (tij-sand e tij-clay) baseados no tensor de tensões modificado tij;
- Construção em camadas;
- Algoritmo para determinação automática do tamanho dos incrementos de carga em análises não-lineares e incrementos de tempo em análises de adensamento;
- Simulação de colapso estrutural por saturação;
- Integração de relação constitutiva utilizando esquemas implícitos e explícitos;
- Diversos algoritmos para solução de sistemas de equações não-lineares, entre eles: rigidez inicial, rigidez tangencial, Newton-Raphson e Newton-Raphson modificado. Além de aceleradores de convergência;

Cordão Neto (2005) adicionou as seguintes opções ao programa ALLFINE:

- Análise 3D de problema de fluxo não confinado em meio não saturado;
- Análise 3D de problema de consolidação em meios não saturados além de saturados;
- Implementação do modelo elastoplástico Barcelona proposto por Alonso et al. (1990);
- Esquema de solução da não linearidade da equação de fluxo para solos não saturados;

- Análise acoplada da construção de aterros considerando a não saturação;
- Condições de contorno transientes, que permitem a melhor simulação de condições de contorno, tais como chuva e filtros de aterro.

Várias análises bidimensionais e tridimensionais já foram realizadas com este programa, principalmente aquelas que simulam esforços semelhantes aos considerados neste trabalho (consideração do peso próprio, construção em camadas e cargas aplicadas nos nós dos elementos). Desta forma, este programa apresenta-se como uma ferramenta adequada para este estudo.

4.4.2 SAP2000

SAP2000 é um programa de Elementos Finitos desenvolvido para análise e projeto de estruturas de concreto e de aço. Este programa começou a ser desenvolvido em 1976 na Universidade da Califórnia, Berkeley (USA), e desde então tem sido aperfeiçoado e utilizado em projetos e análises de grandes estruturas civis como barragens, estruturas industriais, pontes e edifícios, em todo o mundo.

Entre as principais características apresentadas por este programa, pode-se citar: análises estática e dinâmica; análises bidimensionais e tridimensionais; possui uma ampla biblioteca de elementos finitos que permite modelar vários tipos de estruturas e; utiliza o modelo elástico linear para representar o comportamento dos materiais. Após análise da estrutura, o programa fornece como resultados: deslocamentos, tensões, diagramas de esforços solicitantes e reações devidas ao carregamento.

CAPÍTULO 5

METODOLOGIA PROPOSTA

Este capítulo apresenta a metodologia proposta para a análise do comportamento de BEFC e dimensionamento estrutural da laje de concreto da face de montante da barragem. Essa metodologia leva em consideração os seguintes aspectos: análise tridimensional; comportamento conjunto barragem-face de concreto; elemento de interface para representar o contato entre estas estruturas; simulação da laje sob base elástica. Ainda neste capítulo, apresenta-se uma análise preliminar do elemento de interface e os resultados da simulação de uma barragem hipotética com e sem elemento de interface.

5.1 METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia proposta neste trabalho segue três etapas principais, de acordo com o fluxograma apresentado na Figura 5.1:

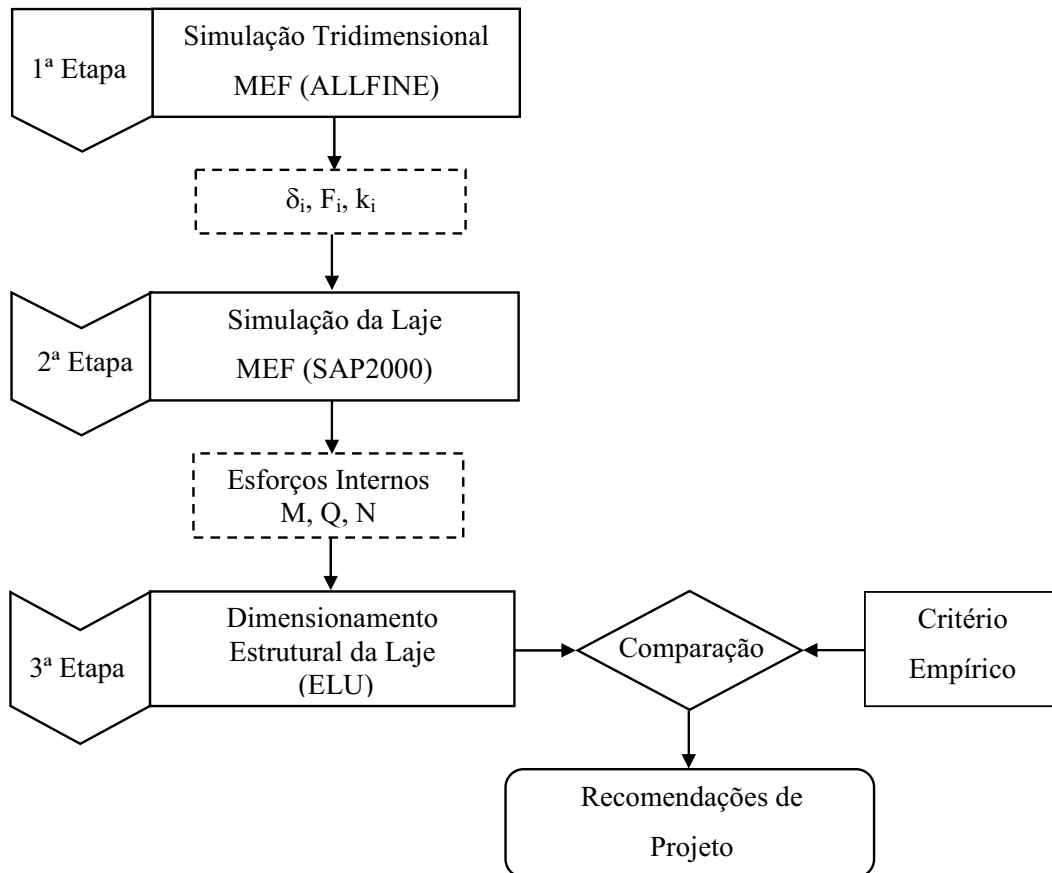


Figura 5.1 – Metodologia de análise da interação barragem-face de concreto proposta.

Na primeira etapa é feita análise de tensão-deformação a partir da simulação da barragem sob condições tridimensionais utilizando o método dos elementos finitos (MEF) por meio do programa ALLFINE (Farias, 1993). Esta simulação fornece os campos de tensões, deformações e deslocamentos. Relacionando os deslocamentos normais obtidos nos nós dos elementos da face de montante, $w(x)$, com as reações exercidas pelo maciço sobre a laje, $r(x)$, estima-se uma constante k para cada nó de acordo com a Equação 5.1.

$$r(x) = k \cdot w(x) \quad (5.1)$$

Nesta etapa as simulações são realizadas considerando o conjunto barragem-face de concreto. O modelo constitutivo utilizado para a descrição do comportamento mecânico do maciço de

enrocamento é o modelo elastoplástico Cam-clay modificado e para a face de concreto o modelo elástico linear. O contato entre estas estruturas é representado por um elemento de pequena espessura (elemento de interface) modelado com modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager.

A malha de elementos finitos gerada é constituída por elementos hexaedros de oito nós e cunhas de seis nós, com oito pontos de Gauss. A Figura 5.2 ilustra como exemplo, uma malha tridimensional gerada na primeira etapa.

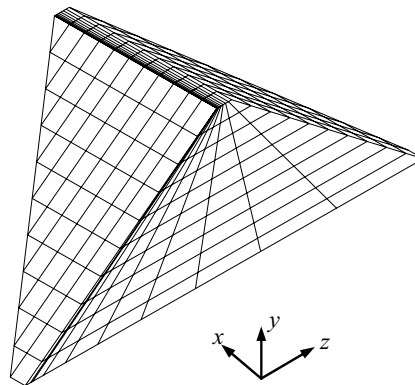


Figura 5.2 – Exemplo de uma malha tridimensional.

A construção da barragem é simulada em várias camadas e em dois ou mais estágios de construção, a fim de avaliar a influência do processo construtivo nos movimentos induzidos na laje. A Figura 5.3 mostra esse processo construtivo para uma barragem hipotética em duas etapas.

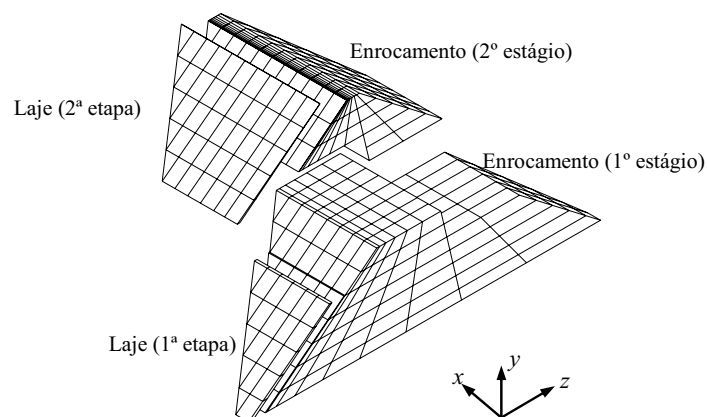


Figura 5.3 – Exemplo do Processo Construtivo da barragem e da face de concreto.

O enchimento do reservatório é simulado por meio da aplicação de uma carga distribuída

triangular nos nós dos elementos do talude de montante que estão situados abaixo do nível d'água como mostrado na Figura 5.4. O valor dessa carga é obtida multiplicando o peso específico da água γ_w (considerado $9,81 \text{ kN/m}^3$) pela altura de coluna de água no centro de cada camada.

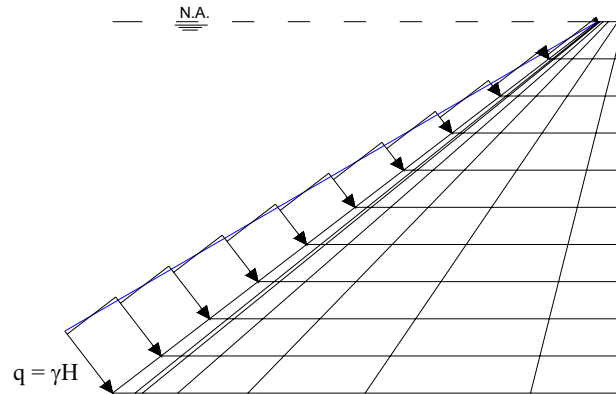


Figura 5.4 – Exemplo de aplicação da carga distribuída no talude de montante da barragem, gerada pelo reservatório.

Na segunda etapa, a partir das informações de esforços e deslocamentos obtidas da análise de equilíbrio da barragem, é feita a análise estrutural da laje de concreto pelo método dos elementos finitos por meio do programa SAP 2000. Esta análise consiste da simulação dos painéis de laje sob base elástica, sendo os coeficientes de mola (k), obtidos na etapa anterior. Essa simulação fornece os diagramas de esforços internos solicitantes na laje (momento fletor, esforço cortante, esforço normal e momento torçor).

A laje é discretizada em elementos de casca (“*Shell*”) triangular de três nós e quadrilátero de quatro nós, com concreto simulado com comportamento elástico linear. O elemento de casca permite simular o comportamento estrutural da laje para os casos onde os carregamentos atuam tanto normal ao plano quanto no próprio plano da laje. A Figura 5.5 apresenta o modelo estrutural idealizado nesta etapa. As principais características da modelagem da laje instalada na face da barragem são descritas abaixo:

- Condições de apoio: extremidade inferior da laje é apoiada sobre viga assente no pé da base da barragem, representando a estrutura do plinto, e todo painel da laje tendo como apoio molas de rigidez variável;
- Carregamento Externo: oriundo da carga hidráulica do reservatório é representado por uma carga triangular distribuída, aplicada nos pontos nodais;

- Espessura da laje: é estimada pela formula empírica $t=0,30+0,002H$ (m) para $H<100$ ou $t=0,0050H$ para $H>100$, onde H é a altura da barragem, em metro, medido a partir do topo.

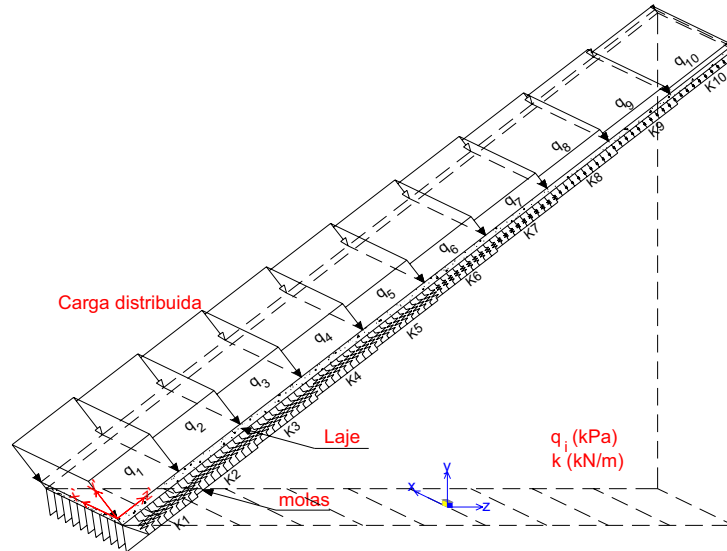


Figura 5.5 – Modelo Estrutural da laje.

Na Figura 5.6 é ilustrada a malha de elementos finitos gerada nesta etapa, para de um painel de laje hipotético, e na Figura 5.7 a malha é apresentada com as cargas aplicadas e o sistema de molas.

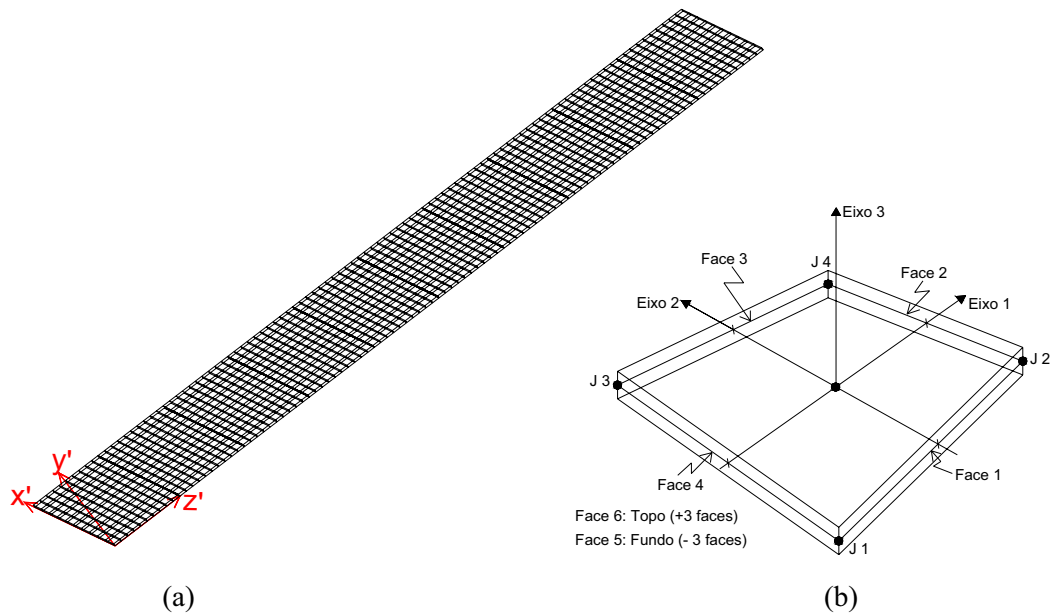


Figura 5.6 – (a): Malha de elementos finitos; (b): Elemento de casca quadrilateral de quatro nós.

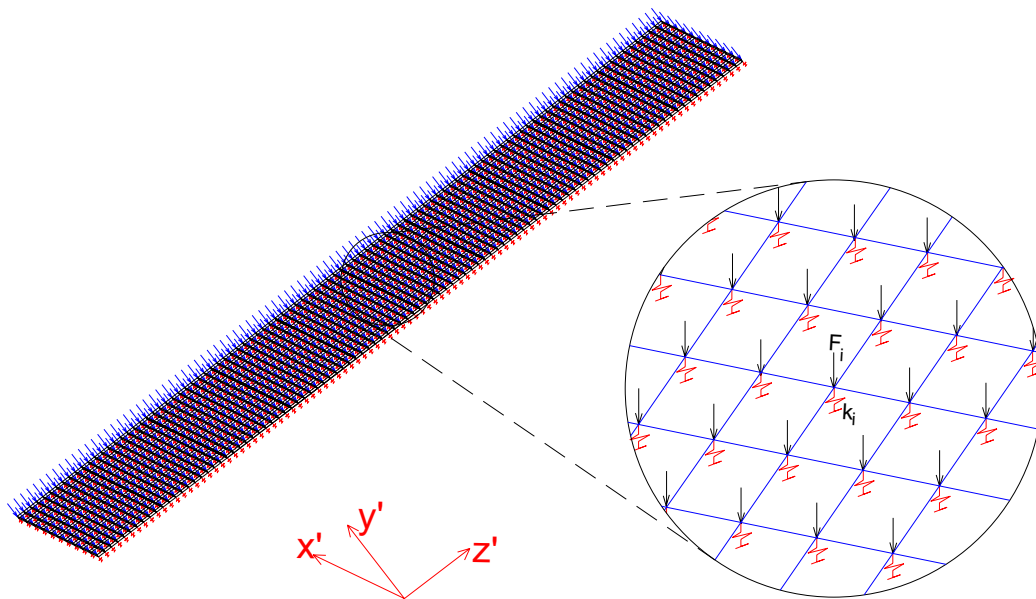


Figura 5.7 – Malha com as cargas aplicadas e o sistema de molas.

Após a análise de equilíbrio da barragem com face de concreto obtêm-se os esforços e deslocamentos nos nós da laje, necessários para a definição da base elástica que representa o apoio da laje. A partir da definição dessa condição de contorno levantamento dos esforços solicitantes, dá-se início a terceira etapa deste trabalho que corresponde ao dimensionamento estrutural pelo Estado Limite Último (ELU), conforme a NBR6118/2003, onde são definidas as áreas de aço para as seções de concreto.

5.1.1 Dimensionamento da Laje

5.1.1.1 Estado Limite Último (ELU):

NBR 6118/2003 → 3.2.1: *Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.* O item 10.3 desta Norma prescreve que a segurança das estruturas de concreto deve ser verificada, em relação aos seguintes estados limites últimos, quais sejam:

- a) estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;

- c) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado limite último de colapso progressivo;
- f) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais”.

5.1.1.2 Hipóteses Básicas de Cálculo

Segundo a NBR6118/2003, no seu item 17.2.2, as hipóteses básicas de cálculo para elementos sujeitos a solicitações normais no estado limite último (ELU) são as seguintes:

- a) As seções transversais permanecem planas após as deformações de flexão, até a ruptura da peça (hipótese de Berlouilli);
- b) A deformação das barras da armadura passiva, em tração ou compressão é a mesma do concreto em seu entorno;
- c) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas, obrigatoriamente, no ELU.
- d) A distribuição de tensões de compressão no concreto faz-se pelo diagrama parábola-retângulo (Figura 5.8);

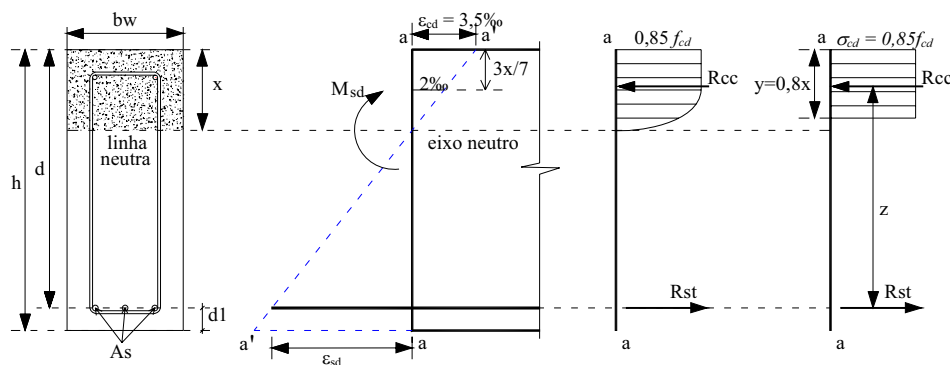


Figura 5.8 – Diagrama de tensões na seção de concreto armado na ruptura por flexão.

onde:

h: altura total da seção;

d: altura útil;

$d_1 = (h-d)$: distancia do CG da armadura de tração à fibra mais tracionada;

x : distância da linha neutra da seção à fibra mais comprimida;

$y=0,8x$: altura do diagrama retangular simplificado;

R_{cc} : resultante das tensões de compressão no concreto;

R_{st} : resultante das tensões de tração na armadura;

z : braço de alavanca das resultantes de compressão e tração;

ε_{cd} ; σ_{cd} : encurtamento e tensão de compressão máximos no concreto;

ε_{st} ; σ_{sd} : alongamento e tensão de tração máximos do aço na ruptura da peça.

e) A tensão nas armaduras de aço deve ser obtida a partir dos diagramas de cálculo σ - ε (Figura 5.9);

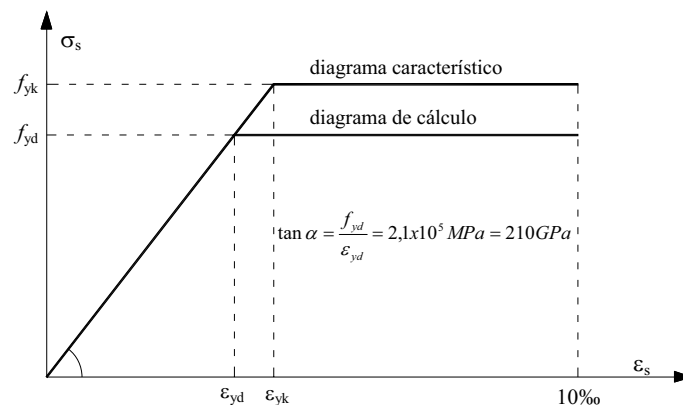


Figura 5.9 – Diagrama $\sigma - \varepsilon$ simplificado de cálculo para aços CA-25, CA-50 e CA-60.

f) O alongamento de cálculo máximo do aço da armadura de tração é de 10%, para evitar deformações plásticas excessivas da peça no ELU;

g) O encurtamento de ruptura de cálculo do concreto é de 2%, na compressão simples, e de 3,5 %, na flexão simples.

5.1.1.3 Domínios de Deformação das Seções no Estado Limite Último (ELU)

O estado limite último de ruptura ou de deformação excessiva é caracterizado convencionalmente na situação de cálculo pelas deformações específicas de cálculo ε_{cd} e ε_{yd} , respectivamente, do concreto e do aço.

Para a determinação da resistência de cálculo de uma seção transversal é necessário considerar em qual dos domínios (Figura 5.10) está situado o diagrama de deformações específicas de cálculo da seção analisada.

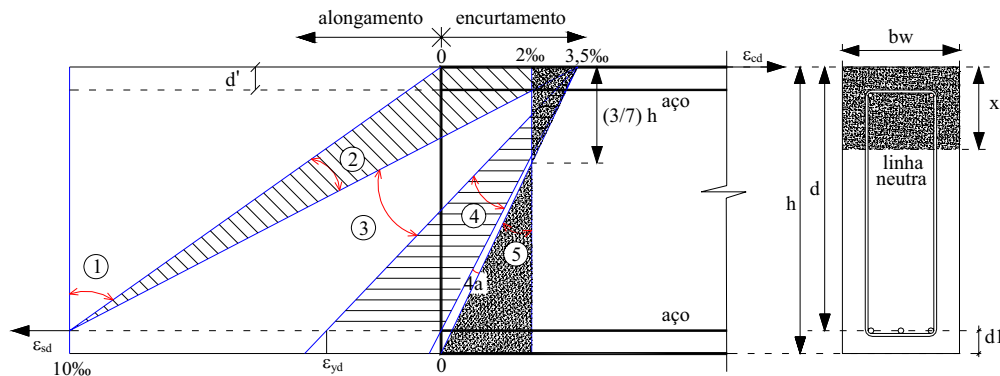


Figura 5.10 – Domínios de deformação das seções de concreto armado no estado limite último (ELU).

onde:

- Domínio 1: $\epsilon_{cd} = 0$ e $\epsilon_{sd} = 10\text{‰}$;
- Domínio 2: $0 < \epsilon_{sd} < 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_{sd} = 10\text{‰}$ (seção fracamente armada → caracteriza dimensões excessivas da seção de concreto. No dimensionamento, deve-se prevenir risco de ruptura frágil, verificando-se a necessidade de uma armadura mínima de tração);
- Domínio 3: $\epsilon_{sd} = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_{yd} < \epsilon_{sd} < 10\text{‰}$ (seções balanceadas: dimensionamento recomendável, com os materiais esgotando sua capacidade; no Brasil, têm a denominação usual de seções subarmadas);
- Domínio 4: $\epsilon_{sd} = 3,5\text{‰}$ e $0 < \epsilon_{sd} < \epsilon_{yd}$ (seções superarmadas – risco de ruptura sem aviso);
 - Domínio 4a: $\epsilon_{sd} = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_{sd} = 0$
- Domínio 5: $\epsilon_{sd} = 0$ e $2\text{‰} < \epsilon_{cd} < 3,5\text{‰}$.

5.1.1.4 Cálculo das Armaduras

As armaduras da laje são calculadas, em cada direção, como uma viga de largura $b_w = 1$ m. Conhecida a espessura da laje e os momentos fletores de cálculo, $M_{sd(x)}$ e $M_{sd(y)}$, por metro de largura de laje, obtidos da simulação do painel, procede-se ao cálculo da armadura, conforme apresentado a seguir:

Calculo, a partir do equilíbrio das seções de concreto armado, do coeficiente do momento fletor de cálculo, k_{md} :

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.2)$$

onde:

$M_{sd} = (1,4 M_{m\acute{a}x})$ – momento fletor de cálculo, em kgf.m;

$b_w = (1 \text{ m})$ – largura, em m;

d – altura útil da seção transversal, em cm;

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$ – resistência de cálculo do concreto à compressão, em kgf/cm².

Calculado o coeficiente k_{md} , obtem-se o coeficiente do braço de alavanca, k_z , com o qual se determina a armadura por metro da laje, em uma dada direção:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (5.3)$$

onde:

A_s – área de aço, em cm²/m;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço à compressão ou à tração;

Obtidas as áreas de armadura, em cada direção, calcula-se a taxa de armadura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{bh} = \frac{A_s}{h} \quad (5.4)$$

5.2 ANÁLISE PRELIMINAR

A fim de avaliar o desempenho do elemento de interface como elemento de contato entre o enrocamento e a face de concreto é feita uma análise preliminar a partir da simulação de um modelo constituído por quatro materiais diferentes (M1, M2, M3 e M4), onde o material M2 representa esse elemento de contato. A Figura 5.11 ilustra esse modelo e a Tabela 5.1 os parâmetros dos materiais.

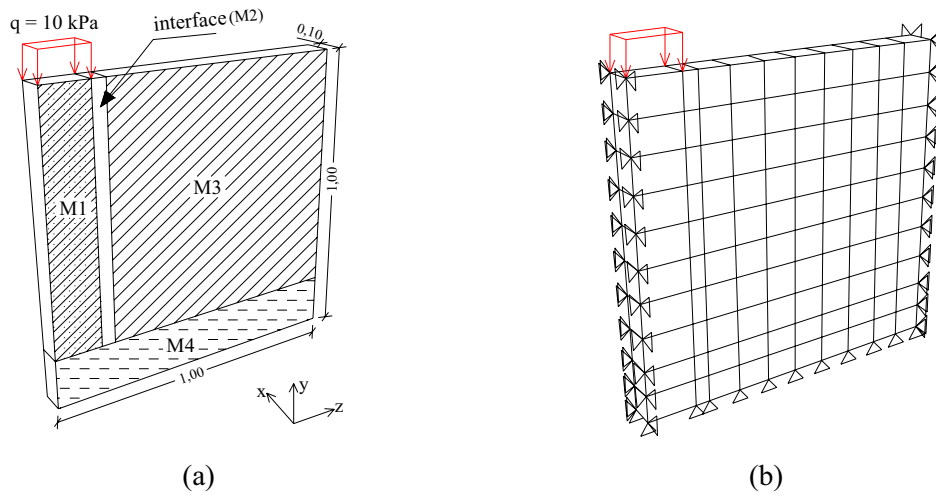


Figura 5.11 – Elemento de interface: (a) distribuição dos materiais; (b) malha 3D.

Tabela 5.1 – Parâmetros dos materiais do elemento de junta.

Material	Modelo	Parâmetros					
		E (MPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	$\alpha = \frac{2 \text{sen} \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)}$	$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)}$
M1	Elástico - Linear	(E1=100E) = 2000	0,3	-	-	-	-
M2	Ducker-Prager	(E2=E) = 20	0,3	32	0	0,25	0
M3	Elástico - Linear	(E3=E) = 20	0,3	-	-	-	-
M4	Elástico - Linear	(E4=0,5E) = 10	0,3	-	-	-	-

A Figura 5.12 apresenta a curva tensão-deformação para o elemento de interface simulado. Esta curva reproduz o comportamento do modelo de Ducker-Prager, atestando o desempenho do elemento.

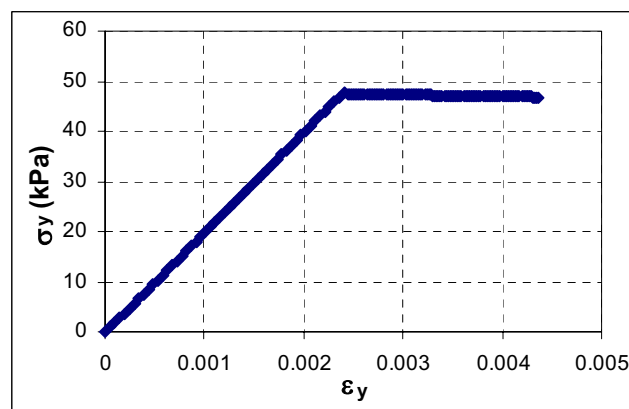


Figura 5.12 – Curva tensão versus deformação para o elemento de interface.

A Figura 5.13 apresenta a malha deformada e as Figuras 5.14 e 5.15 apresentam as isolinhas de deslocamentos e tensões verticais obtidas, respectivamente. Com relação aos deslocamentos verticais, observa-se que o material M1 desliza em relação ao material M3, que não se desloca. Quanto às tensões verticais desenvolvidas observa-se que não há transferência de tensões para o material M3.

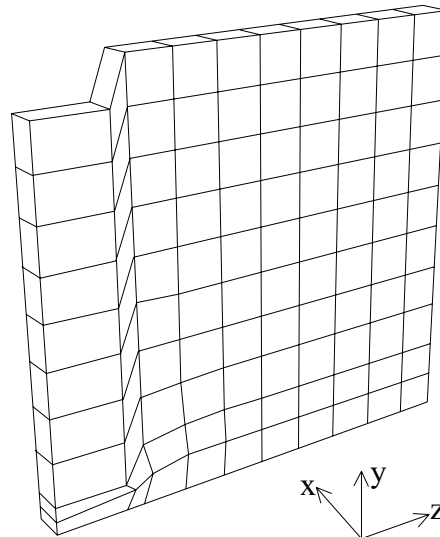


Figura 5.13 – Malha deformada (escala = 1000 vezes).

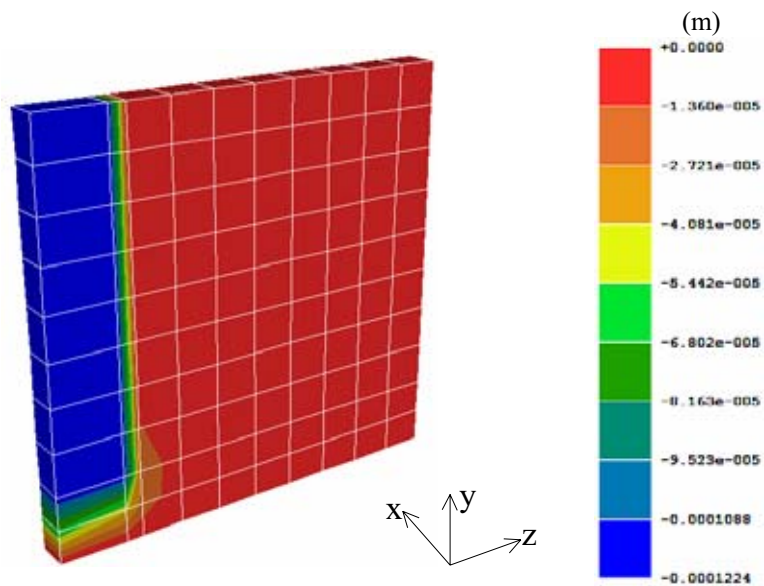


Figura 5.14 – Deslocamento vertical (direção y).

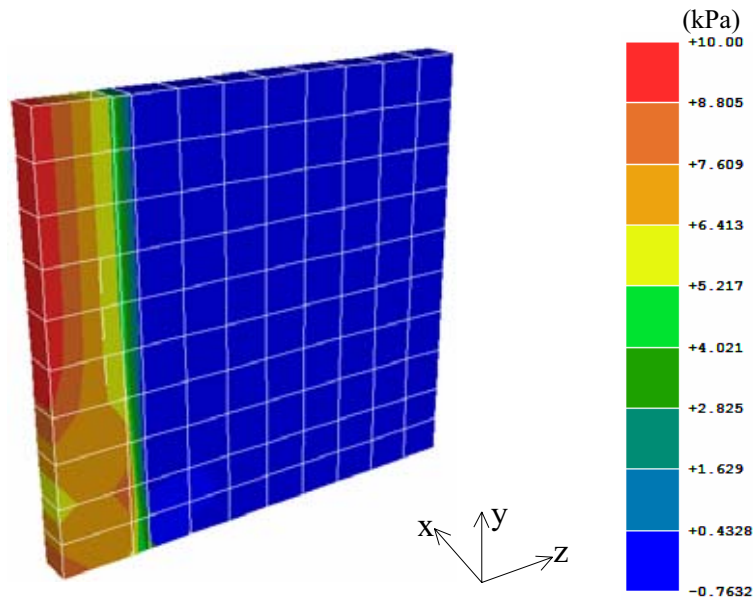


Figura 5.15 – Tensão vertical (direção y).

Diante dos resultados obtidos na simulação do modelo com quatro materiais, decidiu-se simular, para uma barragem hipotética, em um caso onde não foi utilizado elemento de interface e no outro foi utilizado, para fins de comparação e validação do elemento, implementado.

A Figura 5.16 apresenta a geometria e a malha de elementos finitos da barragem simulada. A malha é discretizada com elementos hexaedros de oito nós e oito pontos de Gauss. As condições de contorno foram aplicadas de modo a forçar uma condição de deformação plana. A Figura 5.17 mostra a malha tridimensional da seção analisada. Em relação aos materiais foi considerado comportamento elastoplástico (Cam-Clay modificado) para o enrocamento, elástico perfeitamente plástico (Ducker-Prager) para a interface e elástico linear para a laje.

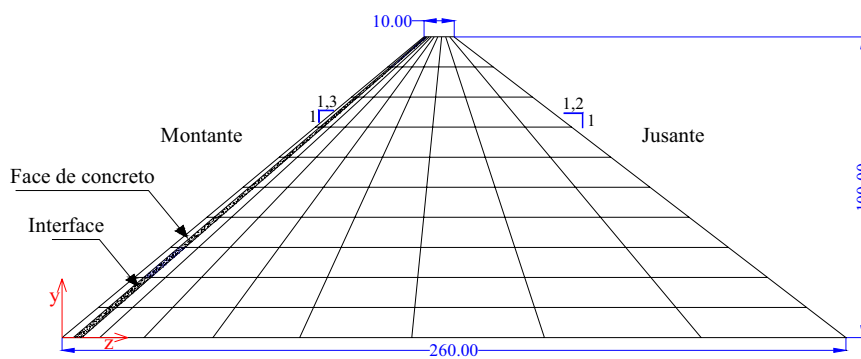


Figura 5.16 – Geometria da seção transversal da barragem simulada.

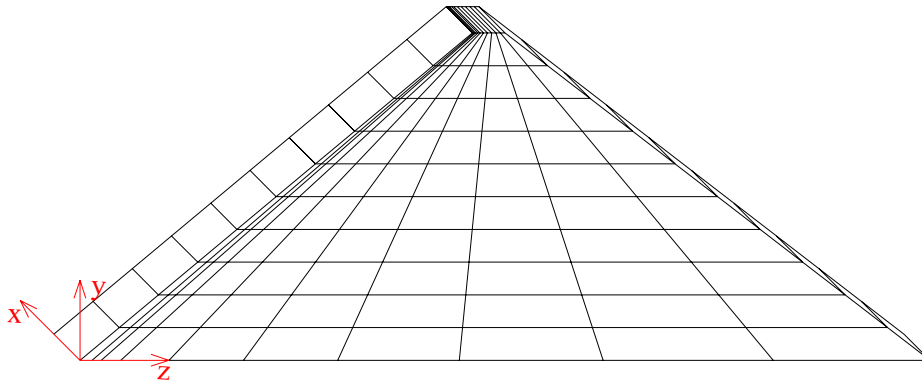
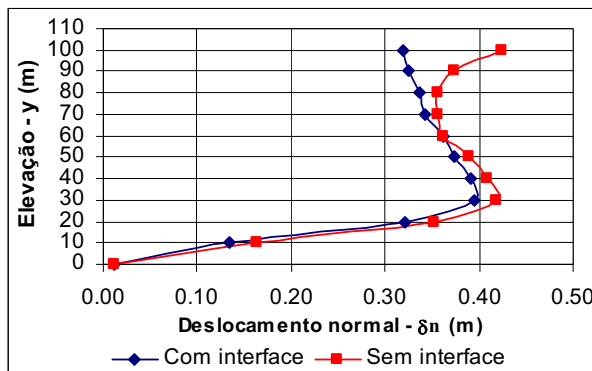
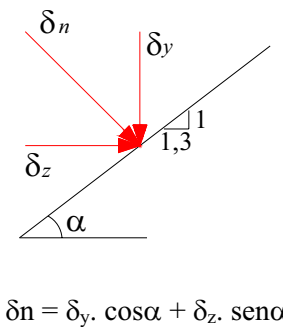


Figura 5.17 – Malha 3D.

A Figura 5.18a mostra os deslocamentos normais (δ_n) na laje para as duas simulações com e sem interface e para a condição do nível d'água na cota máxima. Esses deslocamentos foram calculados projetando os componentes de deslocamento horizontal (δ_z) e vertical (δ_y) na direção perpendicular à face de concreto, como ilustrado na Figura 5.18b.



(a)



$$\delta_n = \delta_y \cdot \cos\alpha + \delta_z \cdot \sin\alpha$$

(b)

Figura 5.18 – (a) Deslocamento normal na laje; (b) componentes de deslocamento.

Observa-se que os deslocamentos normais foram maiores para a barragem sem elemento de interface, refletindo a influência do elemento.

Com os valores dos deslocamentos calcularam-se os coeficientes de mola que representam os apoios elásticos. Em seguida, foi realizada a simulação de um painel de laje (164,00 m de comprimento e 16,00 metro de largura) para as duas condições citadas. A Tabela 5.2 apresenta os valores das constantes calculadas e a Figura 5.19 apresenta a malha de elementos finitos para o painel de laje simulado.

Tabela 5.2 – Constante de mola calculada para as simulações com junta e sem junta.

Constante	Valores (kN/m)									
	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	K ₇	K ₈	K ₉	K ₁₀
Sem interface	85471,1	54777,9	22656,0	16769,8	14659,0	12880,0	11024,9	8406,0	5632,0	2675,6
Com interface	869565,0	67264,5	24851,9	17694,9	15361,0	13418,9	11027,8	8749,0	5948,9	3070,8

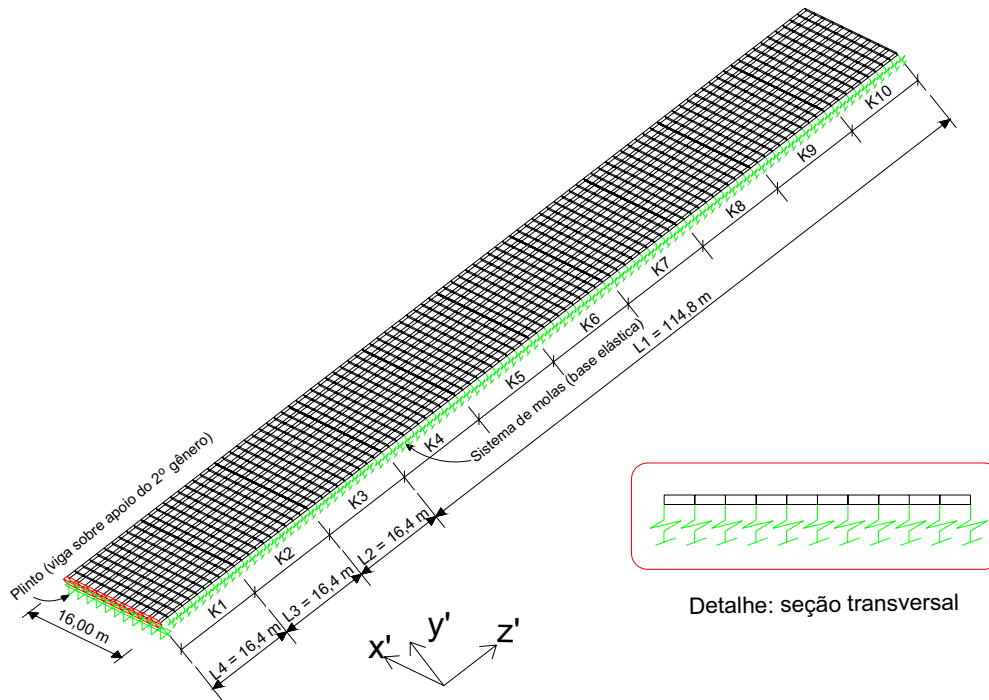


Figura 5.19 – Malha de elementos finitos.

Com os valores máximos dos momentos fletores obtidos na simulação do painel de laje foi feito o seu dimensionamento para as condições com e sem interface. Os cálculos foram realizados considerando os seguintes parâmetros: concreto $f_{ck} = 21$ MPa e armadura do tipo CA-50, $\gamma_f = 1,40$ e $\gamma_s = 1,15$.

A Figura 20 apresenta a comparação entre as armaduras calculadas para as condições com e sem elemento de interface. Os valores correspondem à armadura posicionada na face inferior da seção transversal da laje.

Analisando os resultados observa-se uma redução na taxa de armadura com a inserção do elemento de interface entre a laje e o enrocamento, na direção z' . Essa redução pode ser visualizada em termos percentuais na Figura 5.21. Na direção x' , não houve mudança na armadura a menos do vão L2.

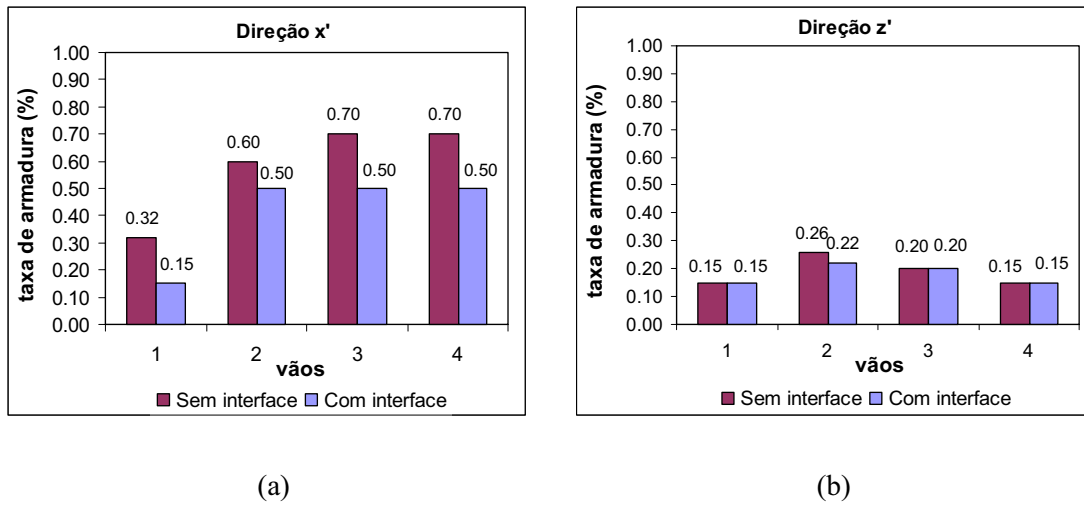


Figura 5.20 – Comparação entre a armadura calculada para as condições com e sem elemento de interface (L1: 16,40 m na direção do talude; L2: entre 16,40 e 32,80 m; L3: entre 32,80 e 49,20; L4: entre 32,80 e o topo da laje).

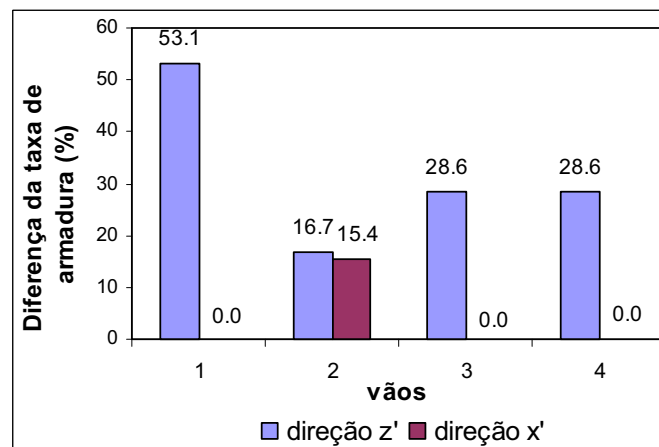


Figura 5.21 – Diferença entre a taxa de armadura obtida com e sem interface.

A Tabela 5.3 apresenta comparando entre a armadura calculada e a armadura recomendada pelos critérios empíricos.

Tabela 5.3 – Armadura calculada versus critério empírico.

Metodologia	Taxa de armadura, ρ (%)		Distribuição da armadura
	Direção x'	Direção z'	
Crítérios empíricos	0,4 a 0,5	0,3 a 0,5	Armadura dupla para as lajes de arranque e simples na seção média p/ laje principal
Calculada	Com interface	0,15 a 0,5	Simples (na face inferior)
	Sem interface	0,32 a 0,7	

A análise dos resultados mostra que os valores das armaduras calculadas foram inferiores aos valores recomendados pelos critérios empíricos, na direção z' , com uma distribuição simples na face inferior da seção transversal. Na direção x' , os valores das armaduras calculadas foram inferiores aos da armadura determinada pelos critérios empíricos no vão L1 e superiores no restante da laje, porém com distribuição simples na face inferior da laje.

Os resultados da metodologia proposta mostram-se promissores para previsões futuras do comportamento da laje e um dimensionamento mais otimizado.

CAPÍTULO 6

CASO ESTUDO DA BEFC BARRA GRANDE

No presente capítulo é apresentada uma breve descrição da barragem de enrocamento com face de concreto da Usina Hidrelétrica Barra Grande, que foi utilizada neste trabalho para validar a metodologia proposta. São apresentados os parâmetros geométricos e físicos utilizadas nas análises.

6.1 LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA BARRAGEM

6.1.1 Localização da Barragem

A UHE Barra Grande está localizada no Rio Pelotas, aproximadamente 43 km da foz do Rio Canoas, entre os municípios de Anita Garibaldi/SC e Pinhal da Serra/RS. As coordenadas geográficas são: Latitude 27° 46' sul e Longitude 51° 13' oeste (Fig. 6.1).



Figura 6.1 – Mapa de localização da UHE Barra Grande (BAESA, 2005).

A usina conta com um circuito de geração dotado de três turbinas tipo FRANCIS com potência de 230 MW cada, totalizando 690 MW. O aproveitamento também conta com um vertedouro controlado por seis comportas com capacidade para descarregar a cheia máxima provável que corresponde a uma vazão de 23.840 m³/s. O arranjo geral deste empreendimento é mostrado na Figura 6.2, onde podem ser observadas, além da barragem principal, algumas estruturas que compõem a obra: ensecadeira de montante, tomada d'água, vertedouro, túneis de desvio, túneis forçados e casa de força. O talude de montante está voltado para o lado esquerdo da figura, enquanto o talude de jusante está voltado para o lado direito.

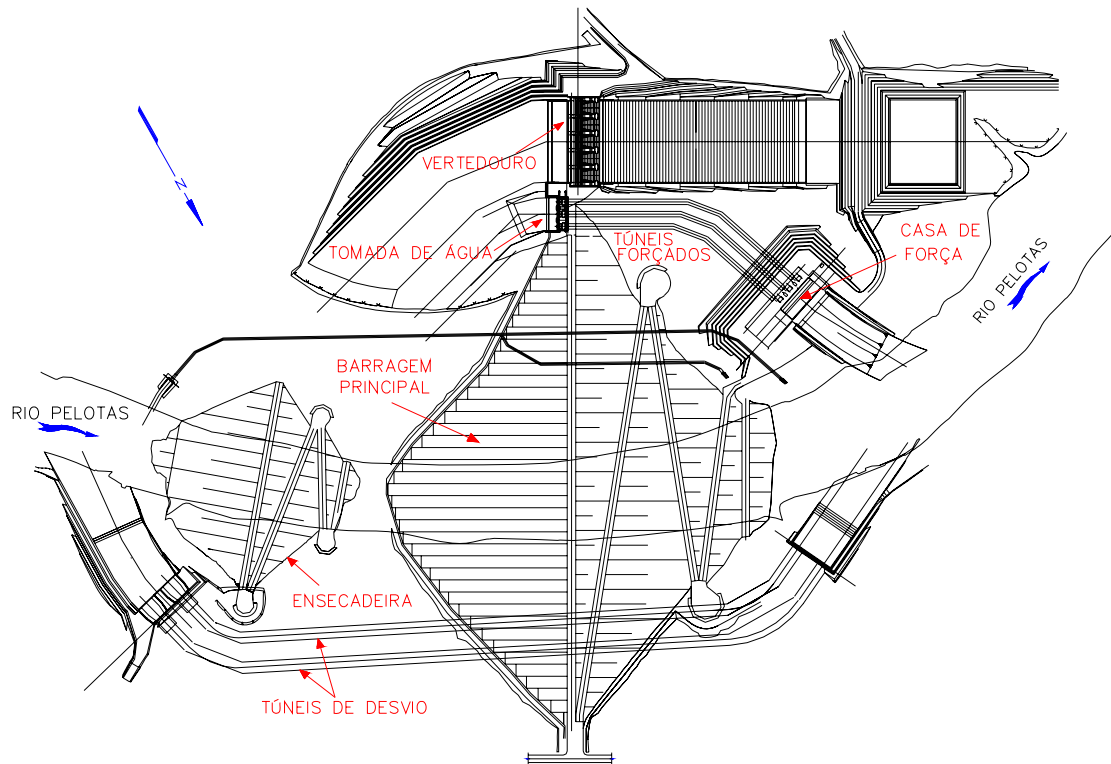


Figura 6.2 – Vista geral do arranjo da UHE Barra Grande (ENGEVIX, 2001).

As obras para implantação do aproveitamento foram iniciadas em julho de 2001 e a sua conclusão ocorreu em outubro de 2005. A concessão da geração e transmissão de energia pertence ao grupo BAESA *ENERGÉTICA BARRA GRANDE S.A.*, constituído pelas empresas VBC Energética S.A., Alcoa Alumínio S.A., Camargo Correa Cimentos S.A. e D.M.E. Energética Ltda. Esse empreendimento foi construído por um consórcio composto pelas empresas Construções e Comércio Camargo Correa S.A., responsável pelas obras civis e pela montagem dos equipamentos, Alstom Brasil Ltda. com o fornecimento dos equipamentos eletrônicos e Engevix Engenharia S.A., responsável pelos projetos básico e de detalhamento executivo.

6.1.2 Descrição da Barragem

A barragem de enrocamento com face de concreto com comprimento de crista de 665 m, altura máxima de 185 m e elevação da crista na cota 651,00 m, é uma das mais altas do mundo desse gênero. Os taludes tem inclinação 1V:1,3H a montante e 1V:1,2H a jusante com bermas de altura variável. A Figura 6.3 apresenta a seção típica “as built” da barragem, bem como os materiais empregados na sua construção.

6.1.2.1 Zoneamento do Maciço

A disposição dos materiais (zoneamento) foi definida de modo a se obter um maciço pouco deformável, com a colocação de materiais provenientes de basaltos vesiculares e brecha basáltica na zona de jusante e basalto denso na zona de montante. Na seção transversal, sob a face de concreto (Fig. 6.3), há uma zona de transição menos deformável e menos permeável que o restante do maciço. Ela é composta por duas camadas principais, sendo a primeira com 4,00 m de largura, constituída por brita graduada de basalto denso, transição tipo 2B, com diâmetro máximo igual a 0,10 m e, a segunda, sob a primeira e também com 4,00 m de largura, constituída por enrocamento tipo 3A, com diâmetro máximo de 0,40 m. Os materiais dessa região foram compactados em camadas com espessura de 0,40 m. Para obter uma superfície mais regular e protegida contra erosões e cheias, projetou-se uma camada de concreto extrusado na face do talude de montante.

No terço de montante do maciço, imediatamente a jusante das transições, é empregado o material 3B, com diâmetro inferior a 0,80 m compactado em camadas de 0,80 m. No talude de jusante são empregados os materiais 3C e 3D. Estes materiais são constituídos por blocos com diâmetro inferior 1,60 m compactado em camadas de 1,60 m de espessura.

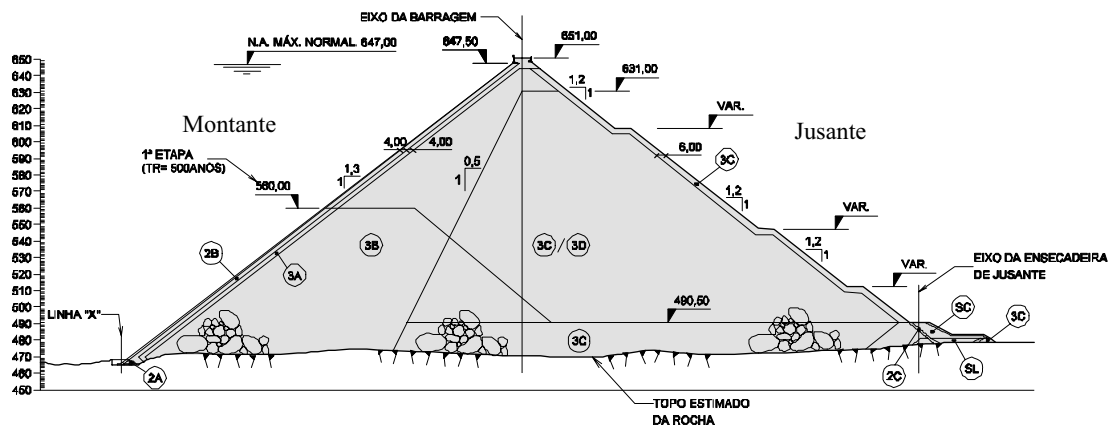


Figura 6.3 – Seção típica da barragem Barra Grande (Albertoni et al., 2003).

6.1.2.2 Face de Concreto

A laje de concreto da face de montante da barragem foi planejada em 42 painéis contínuos de 16,00 m de largura, conforme apresentado na Figura 6.4. No projeto, a espessura (t) foi calculada a fim de se manter um gradiente hidráulico máximo igual a 200 ($i_{\text{máx}} = 200$) em

qualquer seção da laje, dessa forma, $t = 0,30 + 0,002H$ para $H < 100\text{m}$, e para $H > 100\text{m}$ a espessura da laje foi definida como $t = 0,005H$.

A laje foi projetada com armadura dupla. No trecho de 20 m a partir do contato entre a laje e o plinto, na direção do comprimento da laje, a porcentagem de armadura é de 0,50% da seção média de concreto em ambas as direções da laje (no comprimento e na largura). A distribuição da mesma nesse trecho será feita da seguinte maneira: 60% da seção de aço na face superior da laje e 40% da seção de aço na face inferior da laje. No trecho restante as taxas de armadura das lajes são de 0,3% na direção da largura e 0,4% na direção do comprimento, posicionadas na seção média de concreto.

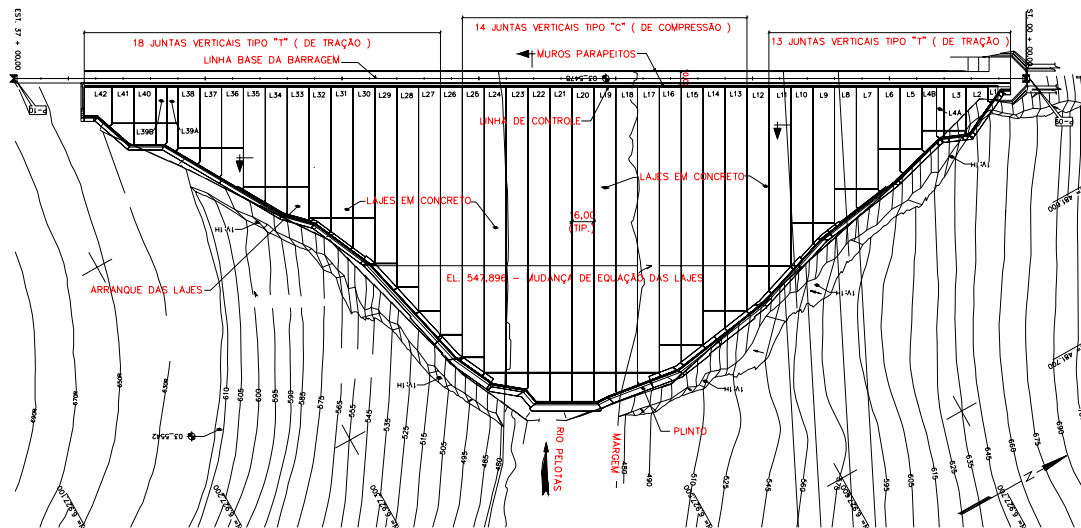


Figura 6.4 – Vista superior à face de concreto (ENGEVIX, 2001).

6.1.2.3 Juntas

Todas as juntas verticais são protegidas por veda-juntas de cobre e estão posicionadas na face interna (contato da laje com o enrocamento), sendo que na região de tração (ombreiras), as juntas são recobertas com manta de borracha preenchida com mástique. A Figura 6.5 mostra detalhes das juntas verticais com o sistema de vedação utilizado.

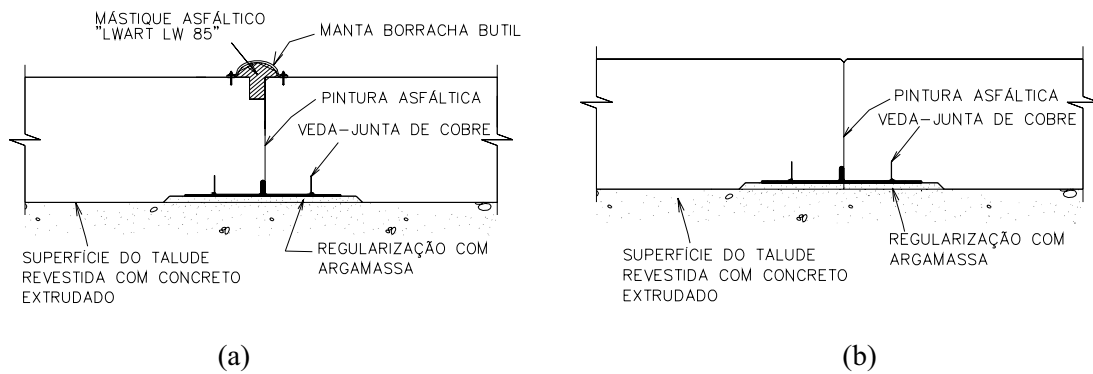


Figura 6.5 – Junta vertical: (a) de tração tipo “T”; (b) de compressão tipo “C” (ENGEVIX, 2001).

A junta perimetral entre as lajes e o plinto é provida de um sistema duplo de vedação, sendo um com veda-junta de chapa de cobre, entre a face inferior das lajes e o plinto, e o outro na face externa da junta, por meio da fixação de uma manta de borracha, com uma extremidade nas lajes e outra no plinto, e o preenchimento com mastique asfáltico. Os detalhes da junta perimetral estão apresentados na Figura 6.6.

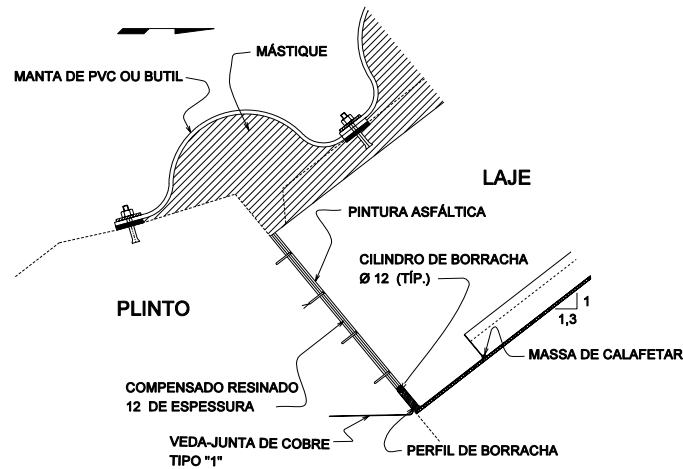


Figura 6.6 – Detalhe do sistema de vedação da junta perimetral (BAR – DE2E – BPC01 - 1003).

6.2 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES

As simulações numéricas da barragem da UHE Barra Grande serão feitas apenas para o maciço da ombreira direita e a simulação da laje será feita para o painel 20 (Fig. 6.4). Apresenta-se a seguir uma descrição das análises que serão realizadas, destacando a malha de elementos finitos utilizada na simulação tridimensional, condições de contorno e particularidades das simulações.

6.2.1 Discretização da Barragem

A malha de elementos finitos da barragem Barra Grande foi gerada tendo como base o perfil do terreno ao longo da seção longitudinal central. Conhecendo a seção transversal típica da barragem (Fig. 6.3), foi determinada a seção típica que seria adotada na discretização por meio de elementos finitos. O talude de jusante teve as bermas desconsideradas, resultando em um talude mais suave e constante, de inclinação 1V:1,2H. O talude de montante não foi alterado, mantendo a sua inclinação de 1V:1,3H. A Figura 6.7 apresenta a seção longitudinal e uma vista superior da barragem considerada para geração da malha de elementos finitos.

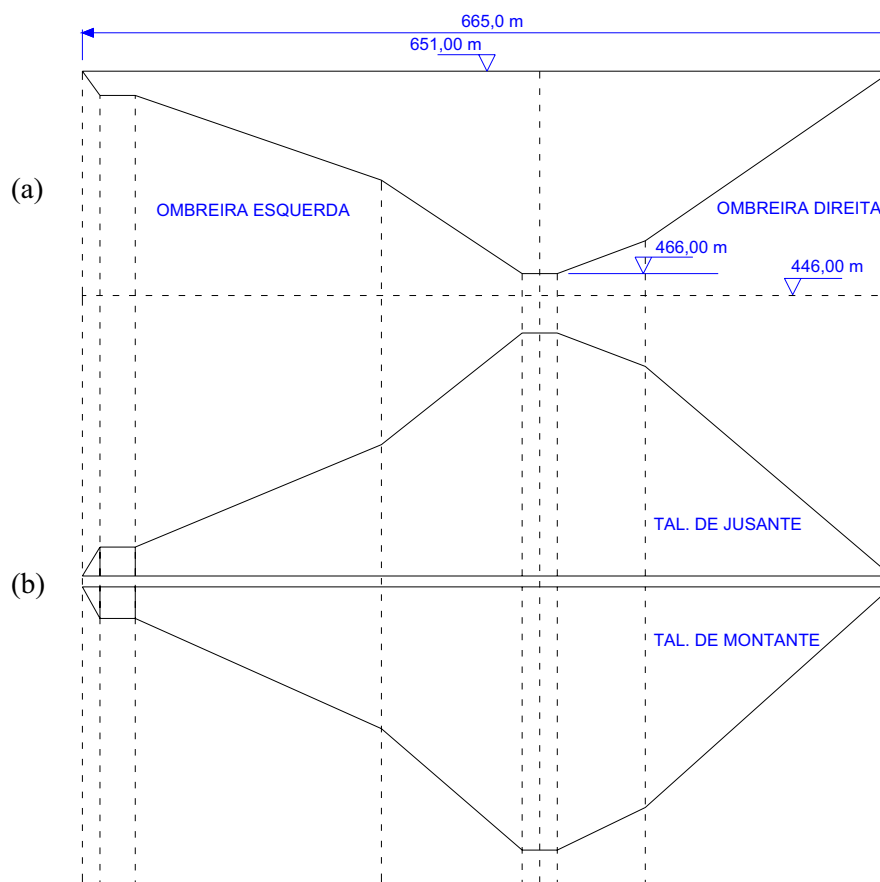


Figura 6.7 – (a) Seção longitudinal central; (b) vista superior da barragem Barra Grande.

A malha de elementos finitos tridimensional gerada para a barragem descrita pode ser visualizada na Figura 6.8, que mostra a barragem com sua seção completa e a Figura 6.9 mostra a malha utilizada nas simulações, a qual consta de 2509 pontos nodais e 2090 elementos hexaedros de oito nós, dois quais aqueles em contato com a ombreira colapsam para cunhas de seis nós.

A malha de elementos finitos é formada a montante por elementos de espessura variável, que representam a laje, e sob esta um elemento de pequena espessura, que representa a interface entre a laje e o enrocamento (ver detalhe na Figura 6.9).

De acordo com o eixo de coordenadas indicado, as seções transversais da barragem se situam ao longo do plano yz, enquanto as seções longitudinais se situam ao longo do plano xy. Assim, o talude de montante está voltado para a direita do eixo longitudinal central e o talude jusante para a esquerda deste.

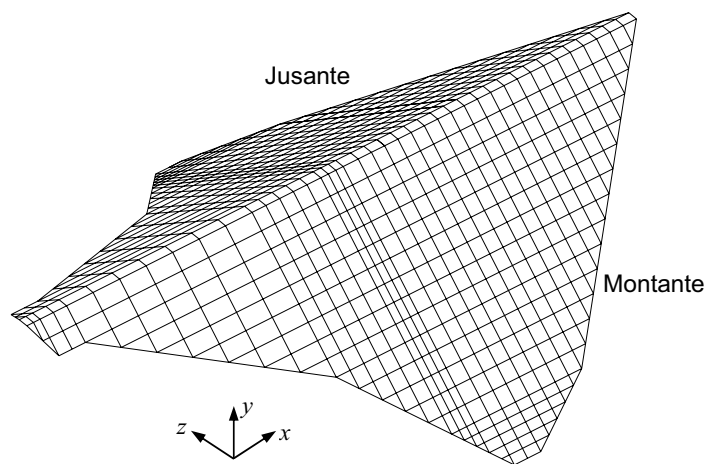


Figura 6.8 – Malha de elementos finitos tridimensional (vista isométrica - seção completa).

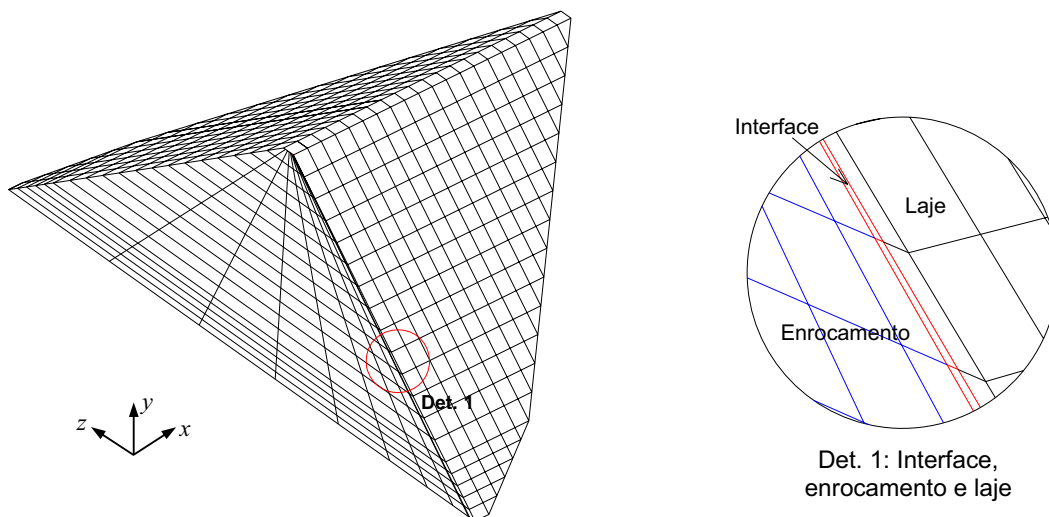


Figura 6.9 – Malha de elementos finitos tridimensional (vista isométrica - ombreira direita).

As condições de contorno impostas para a aproximação numérica são as seguintes: todos os nós em contato com o vale tiveram os deslocamentos nas direções x, y e z restringidos e todos os nós que fazem parte da seção central transversal tiveram somente os deslocamentos na direção z restringidos.

6.2.2 Simulação da Barragem

A simulação numérica da barragem foi feita para três etapas de projeto: construção, enchimento e rebaixamento.

A construção foi simulada com 16 camadas horizontais (incluindo a face de concreto). A aplicação dos carregamentos, devidos aos pesos próprios, foi simulada em estágios, distribuídos de forma diferentes para duas simulações distintas, a fim de avaliar o efeito do processo construtivo nos movimentos induzidos na laje. Esses estágios estão descritos na Tabela 6.1 e ilustrados na Figura 6.10.

Tabela 6.1 – Descrição das simulações realizadas.

Estágios de Carregamento	Simulação 1	Simulação 2
1	Camada 1	Camada 1
2	Camada 2	Camada 2
3	Camada 3	Camada 3
4	Camada 4	Camada 4
5	Camada 5	Camada 5
6	Camada 6	Camada 6
7	Camada 7A	Camada 7A
8	Camada 8A	Camada 8A
9	Laje 1 a 6 (cota 540,00)	Laje 1 a 8 (cota 562,00)
10	Camada 7B	Camada 7B
11	Camada 8B	Camada 8B
12	Camada 9	Camada 9
13	Camada 10	Camada 10
14	Camada 11	Camada 11
15	Camada 12	Camada 12
16	Camada 13	Camada 13
17	Camada 14	Camada 14
18	Camada 15	Camada 15
19	Camada 16	Camada 16
20	Laje 7 a 16 (cota 651,00)	Laje 9 a 16 (cota 651,00)

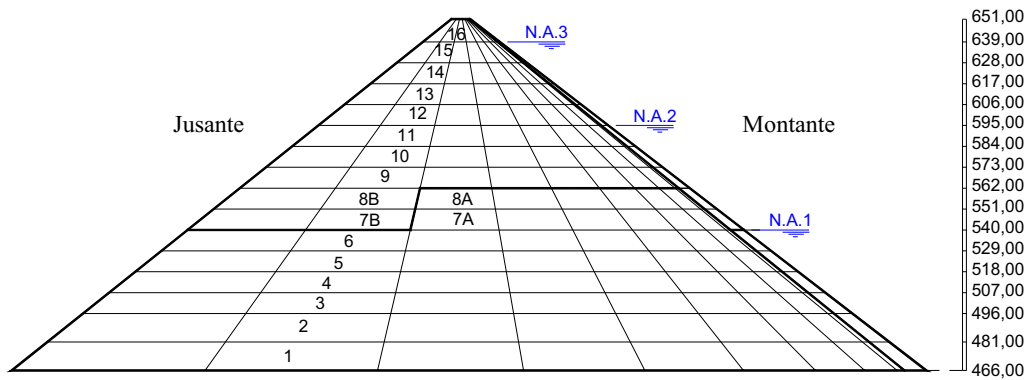


Figura 6.10 – Processo construtivo da barragem.

O enchimento do reservatório foi simulado em três estágios de carregamento, com a elevação do nível d'água do reservatório: o primeiro com nível d'água na cota 540,00 m, o segundo com o nível d'água na cota 595,00 m e o terceiro com o nível d'água a cota 639,00 m, como indicado na Figura 6.9. Após o enchimento foi simulado o rebaixamento do reservatório, primeiro da cota 639,00 para 595,00 e depois da cota 595,00 para a cota 540,00 m.

Além das simulações tridimensionais, foram realizadas simulações bidimensionais para a seção transversal máxima da barragem sob condições de deformação plana, de modo a comparar com os resultados das duas análises.

Quanto ao zoneamento do maciço, a disposição dos materiais não seguiu o que foi especificado no projeto (Fig. 6.3). Foram adotados três materiais diferentes, chamados E1, E2 e E3, com módulos de deformação decrescendo de montante para jusante, de modo que a face de concreto sofresse a menor de deformação possível. A Figura 6.11 mostra a distribuição dos materiais, na seção central transversal da barragem.

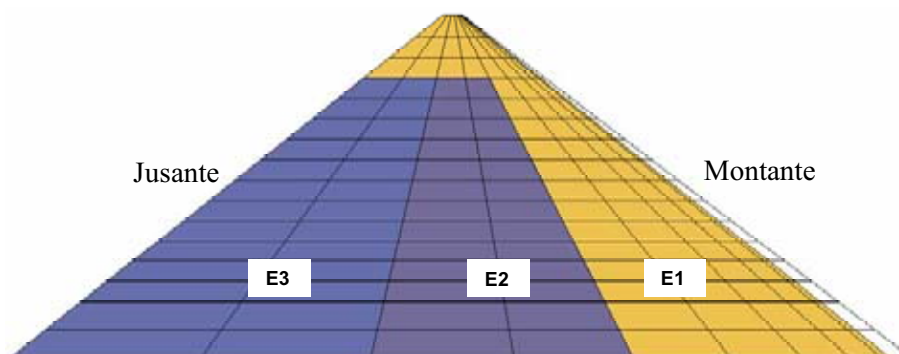


Figura 6.11 – Distribuição dos materiais para a seção central transversal zonada ($E3 < E2 < E1$).

6.2.3 Simulação da Laje

Após a simulação da barragem completa, foram feitas análises mais detalhadas da laje separadamente. Essa análise foi realizada para o painel de laje 20, localizado no centro do vale. A malha de elementos finitos para este painel, formada por 1826 nós e 1620 elementos de casca (“shell”), é apresentado na Figura 6.12.

As condições de contorno imposta a laje são as seguintes: na face inferior, esta foi apoiada sobre molas que definem o apoio elástico e a extremidade inferior sobre uma viga, restringindo os deslocamentos e permitindo rotação, representando a estrutura do plinto.

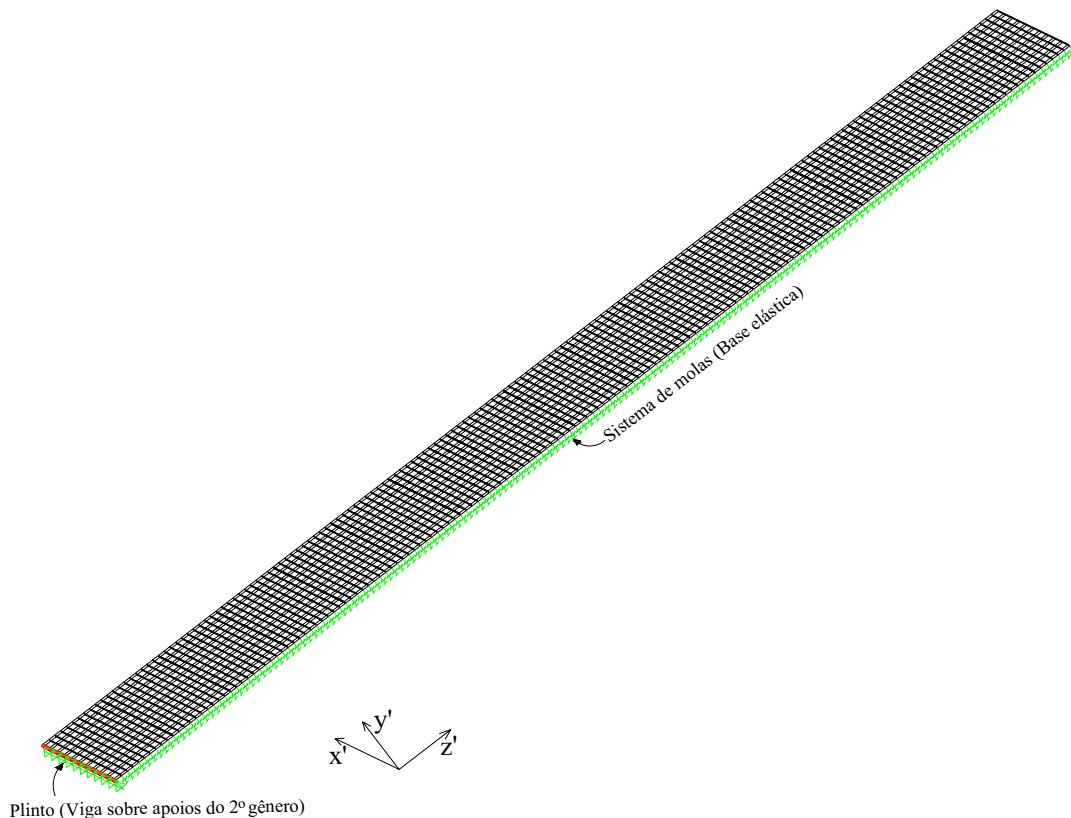


Figura 6.12 – Malha de elementos finitos para o painel 20.

6.2.4 Parâmetros dos Materiais

Os materiais que compõem a barragem foram modelados de acordo com três modelos distintos: modelo elástico linear, elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e elastoplástico (Cam-Clay modificado).

Para a laje adotou-se modelo elástico linear, para o maciço de enrocamento o modelo Cam-Clay e para a interface o modelo elástico-perfeitamente plástico. Os parâmetros solicitados pelo programa ALLFINE para reproduzir estes modelos são apresentados nas Tabelas 6.2 e 6.3.

Os parâmetros dos modelos elástico linear e elástico perfeitamente plástico foram estimados a partir de valores encontrados na literatura. Os parâmetros elastoplásticos foram estimados a partir de ensaios realizados por Maia (2001) com basaltos oriundos da pedra Rio Grande.

Tabela 6.2 – Parâmetros dos modelos para a laje de montante (elástico linear) e para interface (elástico perfeitamente plástico).

Parâmetros	Laje	Interface
E (MPa)	21,8 x 10 ³	20
v	0,2	0,3
$\alpha = \frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)}$	-	0,25 ($\phi=32^\circ$)
$k = \frac{6 \cdot c \cdot \text{cos} \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen} \phi)}$	-	0 (c=0)

Tabela 6.3 – Parâmetros do modelo para o maciço de enrocamento.

Parâmetros	Enrocamento 1 – E1 ($\gamma = 17,8 \text{ kN/m}^3$)	Enrocamento 2 – E2 ($\gamma = 15,2 \text{ kN/m}^3$)	Enrocamento 3 – E3 ($\gamma = 15,1 \text{ kN/m}^3$)
$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e)}$	0,0010	0,0013	0,0020
$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)}$	0,014	0,016	0,017
$R_f = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{rup} = \frac{(1 + \text{sen} \phi)}{(1 - \text{sen} \phi)}$	4,0 ($\phi=37^\circ$)	3,6 ($\phi=34^\circ$)	3,0 ($\phi=30^\circ$)
v	0,27	0,41	0,25

O dimensionamento estrutural da laje seguiu a NBR6118/2003 para a verificação das seções de concreto armado de acordo com Estado Limite Último. Os cálculos foram realizados considerando um $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$ para o concreto e o aço do tipo CA-50, com os esforços solicitantes na laje majorados pelo fator (γ_f) de 1,4.

CAPÍTULO 7

APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS

O presente capítulo apresenta os resultados das análises numéricas realizadas para a barragem Barra Grande. Nessas análises, o enrocamento foi modelado com modelo elastoplástico Cam-clay modificado, a laje com o modelo elástico linear e a interface entre esta e aquele foi representada pelo modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager. Inicialmente serão apresentados os valores obtidos para as análises tensão-deformação e em seguida para a análise estrutural da laje.

Os resultados das análises tensão-deformação serão apresentados separadamente: para as fases de construção e enchimento do reservatório. Estes resultados serão mostrados com o auxílio de contornos de deslocamentos, tensão e deformações, e gráficos comparativos entre valores obtidos para as análises bidimensionais e tridimensionais. Por fim, são mostradas trajetórias de tensões para alguns pontos convenientemente selecionados.

Para análise estrutural da laje de concreto, são mostrados os diagramas de momentos fletores nas direções x' e z' . Em seguida, são apresentados os resultados do dimensionamento estrutural para o painel de laje simulado.

7.1 ANÁLISE DA FASE DE CONSTRUÇÃO

A análise dos resultados da fase construtiva tem os seguintes objetivos:

1. Mostrar o efeito do processo construtivo nos movimentos desenvolvidos no maciço e na laje;
2. Comparar os resultados de simulações tridimensionais e bidimensionais (deformação plana);
3. Determinar o estado de tensões para a análise de enchimento.

7.1.1 Comportamento das Tensões

7.1.1.1 Tensões Calculadas para a Etapa Final de Construção

As distribuições das tensões normais (σ_x , σ_y , σ_z), desenvolvidas na barragem nesta etapa de projeto, são apresentadas nas Figuras 7.1, 7.2 e 7.3. Essas figuras mostram que seus contornos apresentam uma distribuição aproximadamente simétrica em relação ao plano longitudinal da barragem. Os valores máximos de σ_x e σ_z ocorrem na base da barragem ($y=0$), na linha de centro, e de σ_y ocorre aproximadamente em $y=0,16H$ (H – altura da barragem).

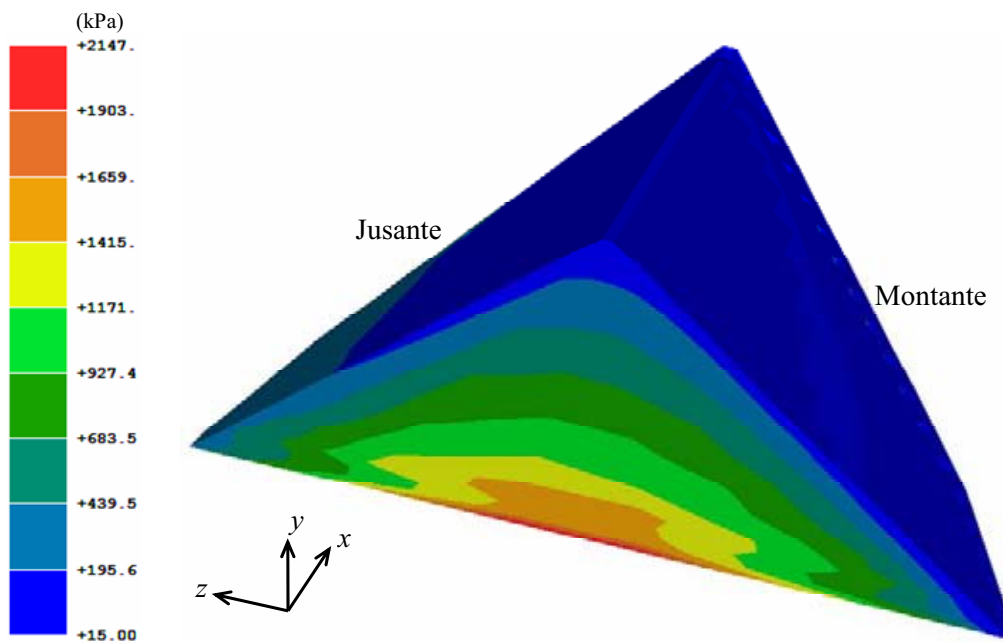


Figura 7.1 – Tensão na direção longitudinal (σ_x).

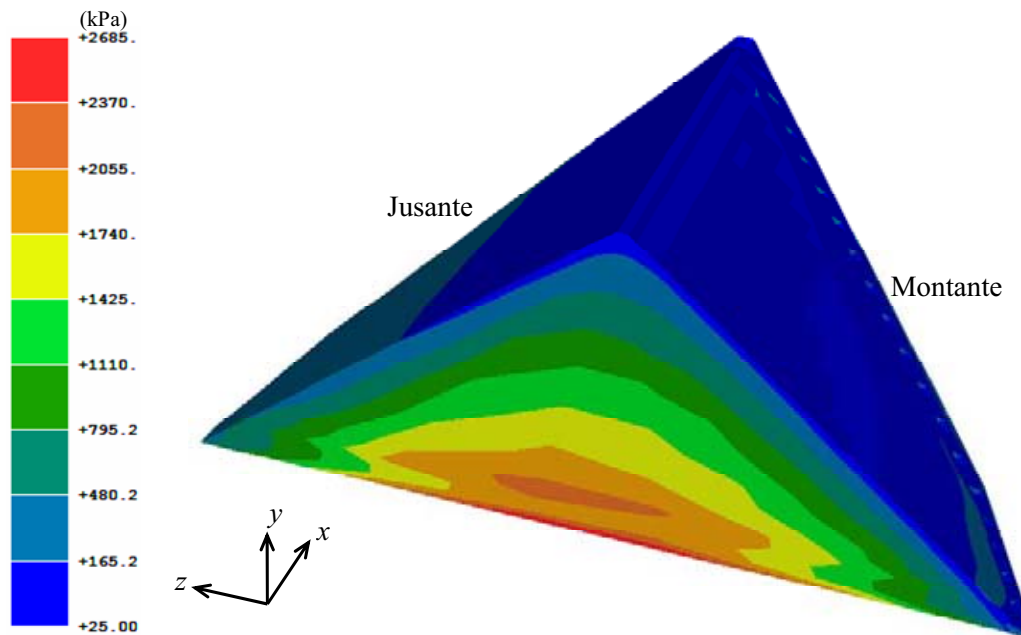


Figura 7.2 – Tensão na direção vertical (σ_y).

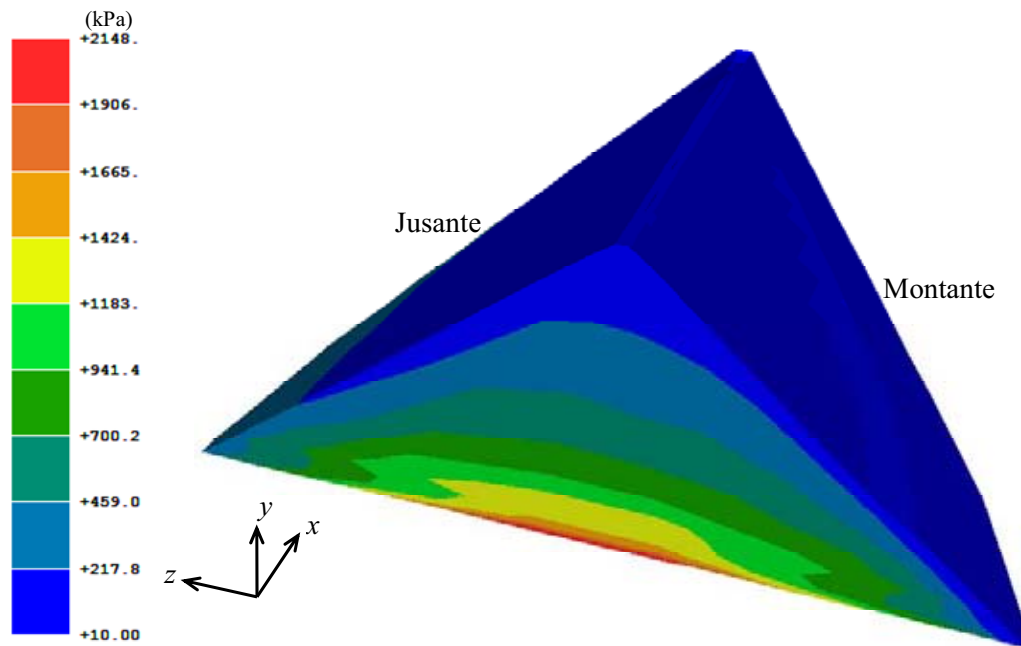


Figura 7.3 – Tensão na direção horizontal (σ_z).

As Figuras 7.4 e 7.5 mostram, respectivamente, a distribuição de tensão longitudinal (σ_x) e vertical (σ_y) referentes ao final do período construtivo, para um corte na direção longitudinal (plano xy). Observa-se que as tensões aumentam de forma aproximadamente linear com a

profundidade, variando diretamente com a sobrecarga acima do ponto. Nas regiões próximas às ombreiras ocorrem algumas variações devido às tensões cisalhantes que se desenvolvem no contato.

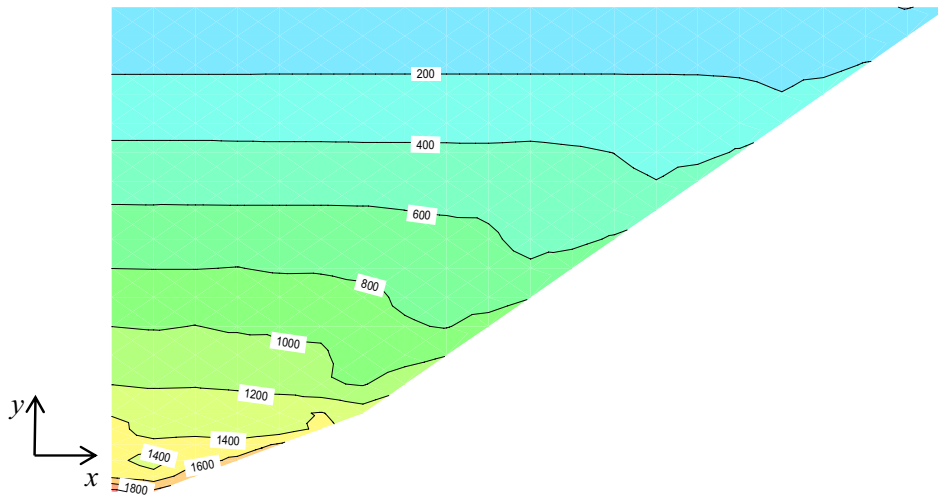


Figura 7.4 – Tensão horizontal (σ_x) no final do período construtivo.

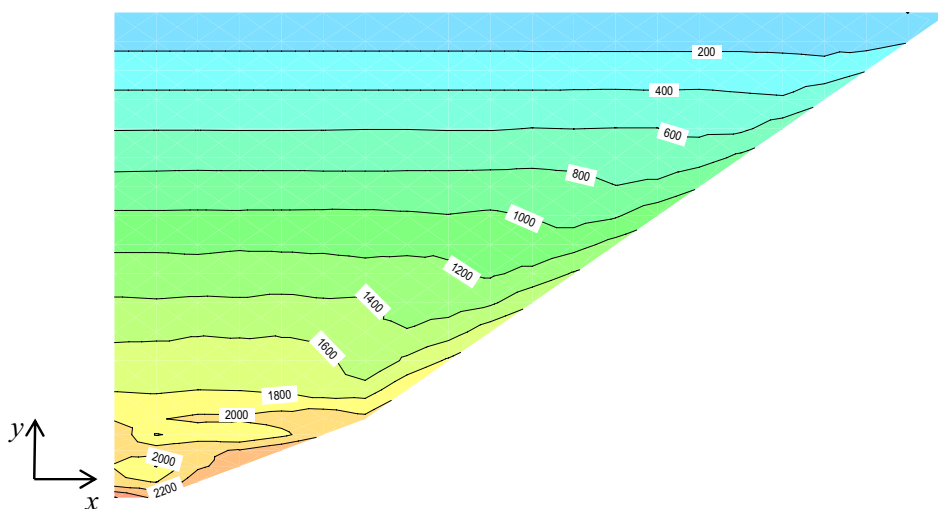


Figura 7.5 – Tensão vertical (σ_y) no final do período construtivo.

Em relação às tensões cisalhantes τ_{xy} , a Figura 7.6 mostra uma distribuição com valores máximos na interface com as ombreiras a cerca de um terço do fundo do vale. Algumas variações são notadas nas mudanças de inclinação. A concentração de tensões cisalhantes na interface maciço-ombreira deve-se às condições de contorno (deslocamento restrito) aplicadas nessa região.

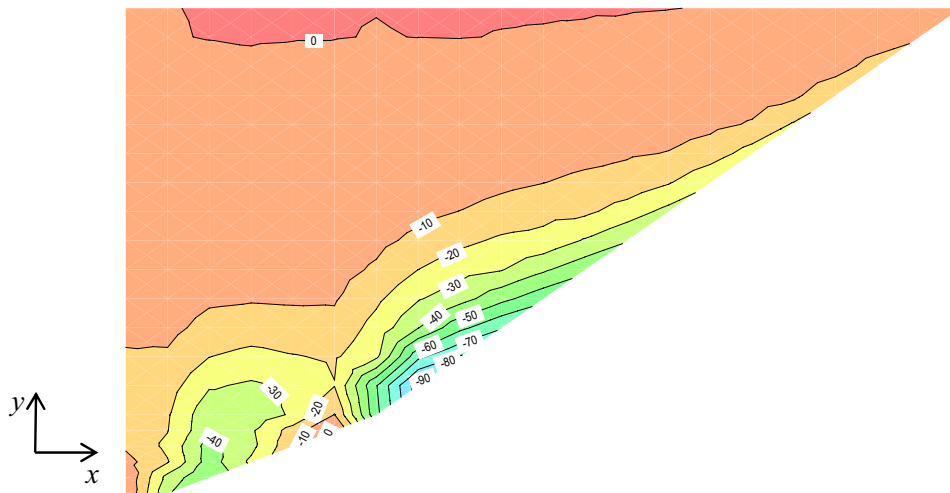


Figura 7.6 – Tensão cisalhante (τ_{xy}) no final do período construtivo.

7.1.1.2. Comparação Entre as Tensões Obtidas pelas Simulações 2D e 3D

A Figura 7.7 apresenta a distribuição de tensões verticais obtidas ao longo da base da barragem para as análises 3D e 2D. Os valores obtidos para a análise 3D foram menores que os da análise 2D, sendo em média 23% menores. Este fato reflete a influência da geometria da fundação que não é considerada na análise 2D. Esta diferença é significativa e mostra que a previsão do comportamento desse tipo de barragem deve ser obtida por meio da análise 3D para que se possa projetar com mais segurança e economia.

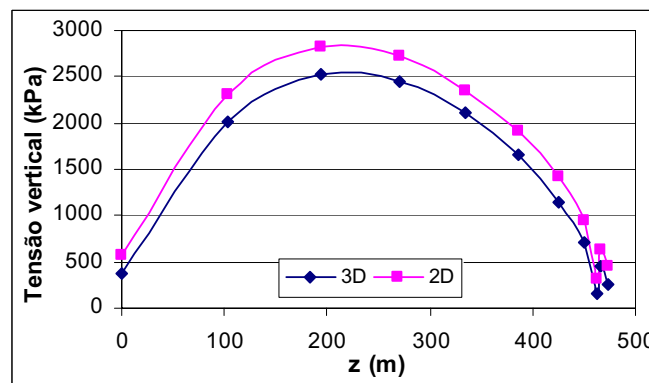


Figura 7.7 – Distribuição de tensões verticais ao longo da base da barragem.

7.1.2 Comportamento das Deformações

A Figura 7.8 apresenta a distribuição da deformação normal (ϵ_x) para um corte na direção longitudinal (plano xy). Essa distribuição indica a resposta do maciço à geometria da

fundação e ao processo construtivo em camadas. Observa-se a ocorrência de deformações horizontais de tração na região de contato com a ombreira, com valores máximos da ordem de 1%. Essas deformações geram um alívio de tensões horizontais (σ_x) na região de contato entre o maciço e as ombreiras, porém não são suficientes para o aparecimento de tensões negativas, o que poderia gerar trincas de tração (ver Fig. 7.4). No restante do maciço as deformações são de compressão, e os valores máximos são da ordem de 0,4%, a cerca de $0,5H$ (H – altura da barragem).

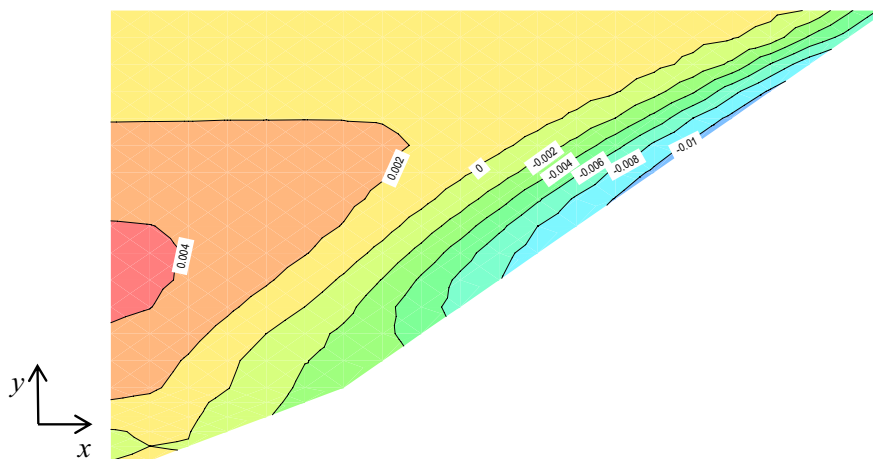


Figura 7.8 – Deformação horizontal (ϵ_x) no final do período construtivo (corte longitudinal).

Com relação à deformação na direção vertical (ϵ_y), a Figura 7.9 mostra que ela cresce linearmente do topo até aproximadamente um terço da altura da barragem, com valores máximos de em torno de 7%, depois se distribui de forma uniforme e no terço inferior ela decresce um pouco, devido às tensões cisalhante na base da barragem.

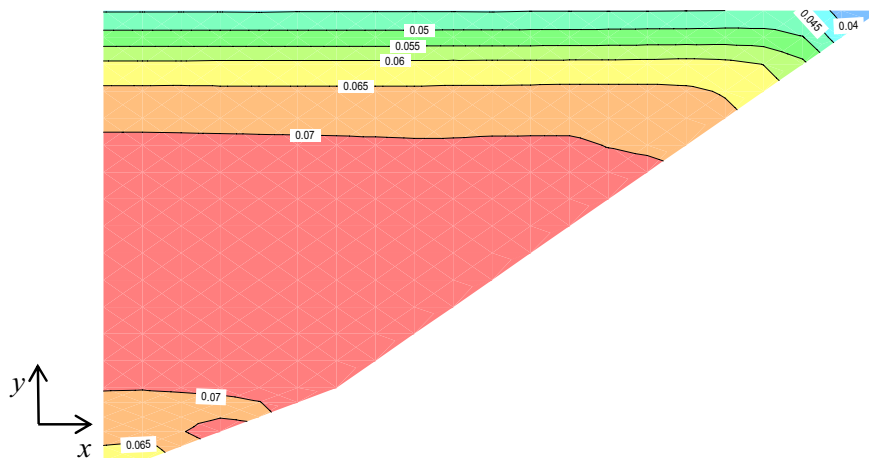


Figura 7.9 – Deformação vertical (ϵ_y) no final do período construtivo (corte longitudinal).

A Figura 7.10 mostra que as deformações cisalhantes (γ_{xy}) se concentram no contato com a ombreira, atingindo valores máximos da ordem de 4%. Esse fato está associado às condições de contorno (deslocamento restrito) impostas nessa região.

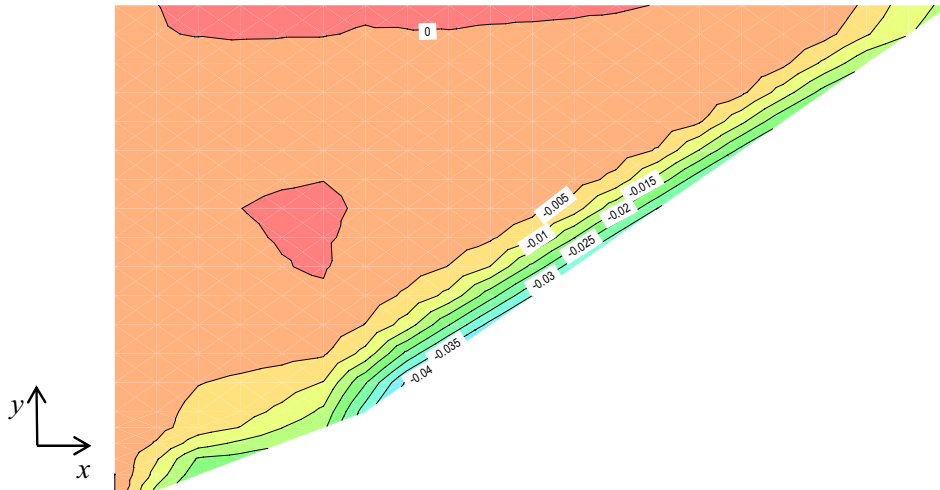


Figura 7.10 – Deformação cisalhante (γ_{xy}) no final do período construtivo (corte longitudinal).

As Figuras 7.11 e 7.12 mostram a evolução das deformações normais (ϵ_z , ϵ_y) para um corte na direção transversal (plano zy). Nota-se, na primeira que as deformações horizontais (ϵ_z), as quais são negativas, (tração) crescem com elevação do maciço. Algumas variações são notadas na extremidade do talude de montante devido à presença da laje. Este comportamento também é observado na segunda figura, porém os valores máximos de deformação vertical (ϵ_y), os quais são de compressão, ocorrem no centro da seção transversal.

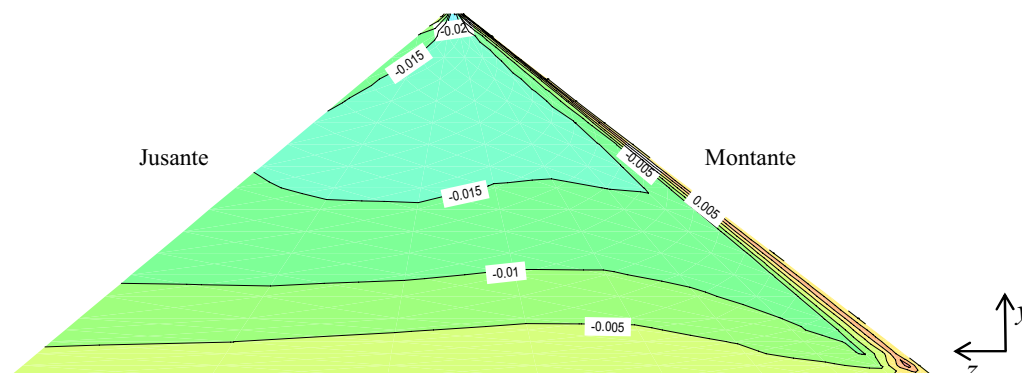


Figura 7.11 – Deformação horizontal (ϵ_z) no final do período construtivo (corte transversal).

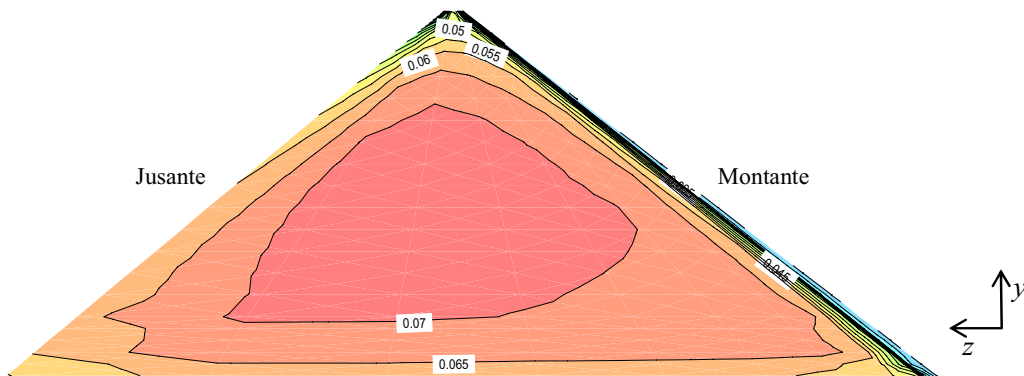


Figura 7.12 – Deformação vertical (ϵ_y) no final do período construtivo (corte transversal).

Quanto às deformações cisalhantes (γ_{zy}), Figura 7.13, observa-se uma distribuição anti-simétrica em relação ao eixo central, com os valores crescendo do centro para as ombreiras.

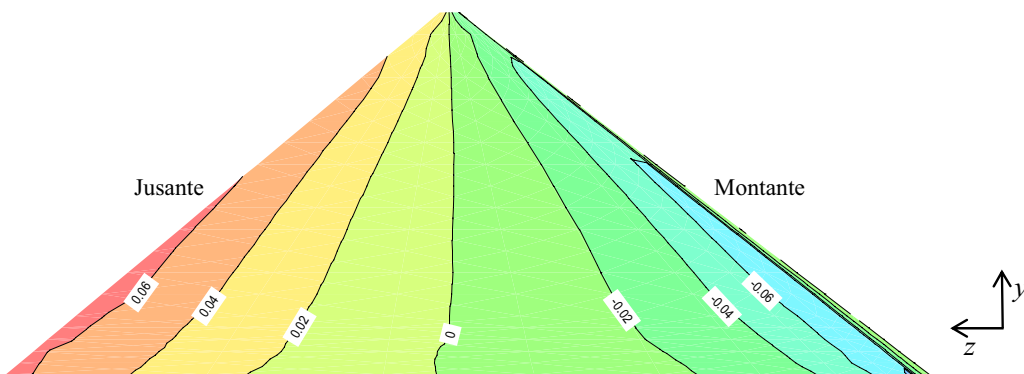


Figura 7.13 – Deformação cisalhante (γ_{zy}) no final do período construtivo (corte transversal).

7.1.3 Comportamento dos Deslocamentos

Na Figura 7.14 são apresentados os valores deslocamentos verticais para a máxima seção transversal da barragem (no eixo central) para as análises 2D e 3D. Assim com observado para as tensões, nota-se para os deslocamentos que a análise 3D apresenta valores menores que a análise 2D (cerca de 22% mais baixos).

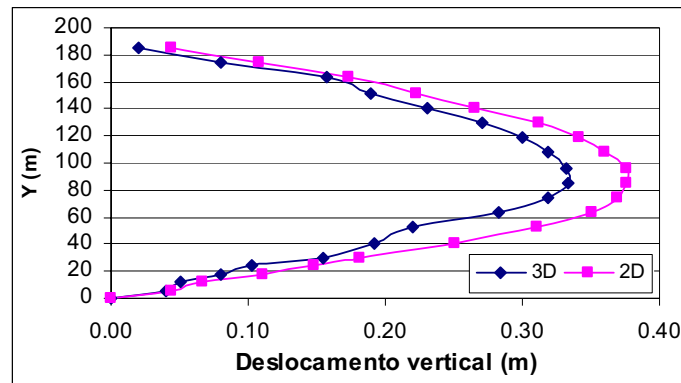


Figura 7.14 – Deslocamentos verticais (eixo da máxima seção transversal – final de construção).

7.2 ANÁLISE DA FASE DE ENCHIMENTO

O enchimento do reservatório caracteriza-se como a fase mais crítica do estudo do comportamento de uma barragem com face de concreto, considerando-se que a pressão hidráulica proveniente do reservatório na face de montante é a maior solicitação estática de sua vida útil. O carregamento vai induzir movimentações no maciço e na laje, que vão ser função não apenas das características mecânicas do enrocamento, mas também da geometria da fundação. Neste sentido, a análise do comportamento da barragem nessa fase tem os seguintes objetivos:

1. Avaliar o efeito do enchimento e esvaziamento do reservatório no comportamento da barragem;
2. Determinar a deflexão da face de montante com o enchimento e esvaziamento do reservatório;
3. Determinar os deslocamentos nos nós da laje da face de montante para definição da base elástica e conseqüente dimensionamento da laje.

7.2.1 Comportamento das Tensões

7.2.1.1 Tensões Calculadas para a Fase Final de Enchimento

Os contornos das tensões normais (σ_x , σ_y , σ_z) para a fase final de enchimento são apresentados nas Figuras 7.15, 7.16 e 7.17. Estas figuras servem como ilustração dos resultados tridimensionais obtidos, além de permitir a visualização de que as tensões

distribuem-se de forma assimétrica devido ao processo de enchimento do reservatório. Em comparação à situação no final de construção (Figuras 7.1, 7.2 e 7.3), as tensões na região a jusante são praticamente as mesmas. A montante nota-se a influência do enchimento, com a elevação das tensões normais, principalmente na região inferior onde as pressões hidrostáticas na face da barragem são maiores.

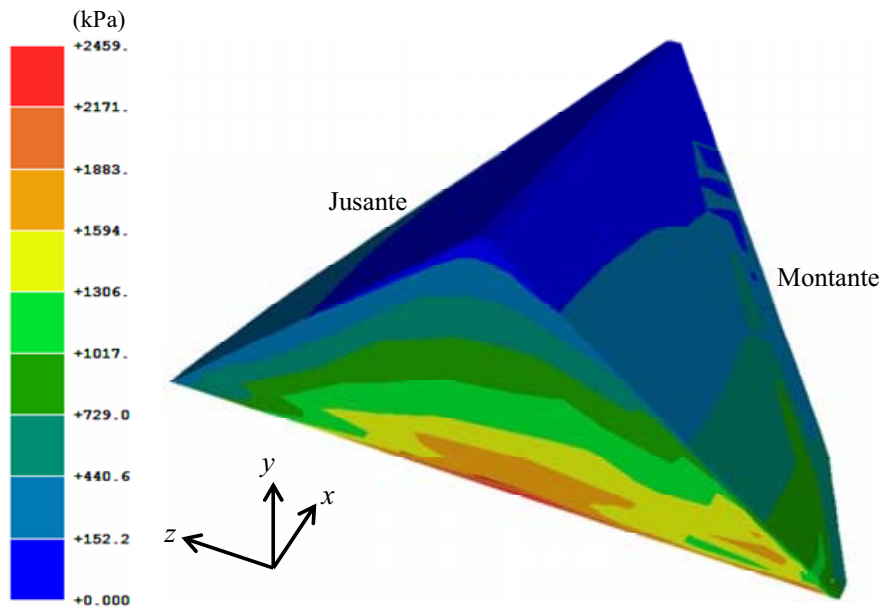


Figura 7.15 – Tensões na direção longitudinal (σ_x).

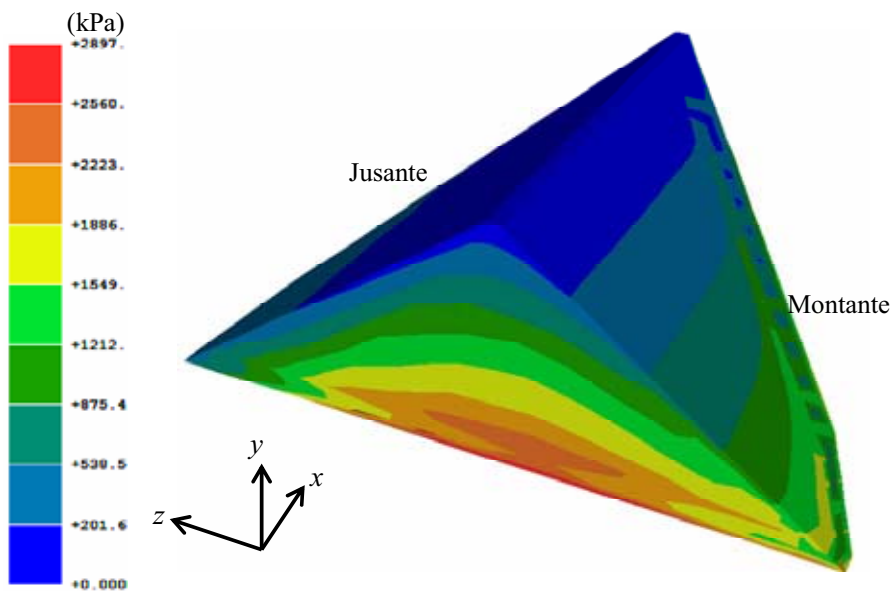


Figura 7.16 – Tensões na direção vertical (σ_y).

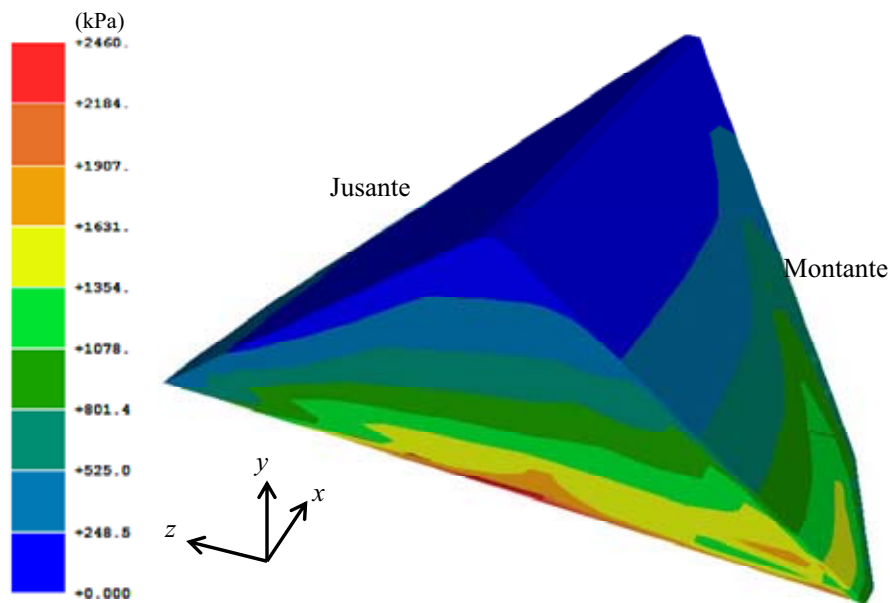


Figura 7.17 – Tensões na direção horizontal (σ_z).

A distribuição das tensões normais (σ_x , σ_y) para um corte na direção longitudinal é apresentada nas Figuras 7.18 e 7.19. Observa-se aproximadamente a mesma coisa que nas Figuras 7.4 e 7.5: aumento das tensões de forma aproximadamente linear com a profundidade, variando diretamente com a sobrecarga acima do ponto; e ocorrência de alguma variação de tensões no contato do maciço com a ombreira, devido às restrições impostas pelas condições de contorno. Portanto, o efeito do enchimento pouco afeta a região no centro da barragem.

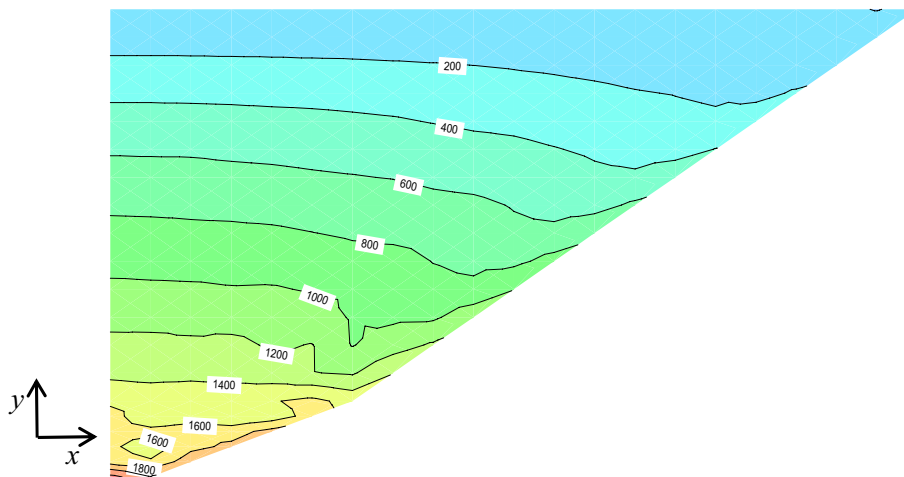


Figura 7.18 – Tensão horizontal (σ_x) no final de enchimento.

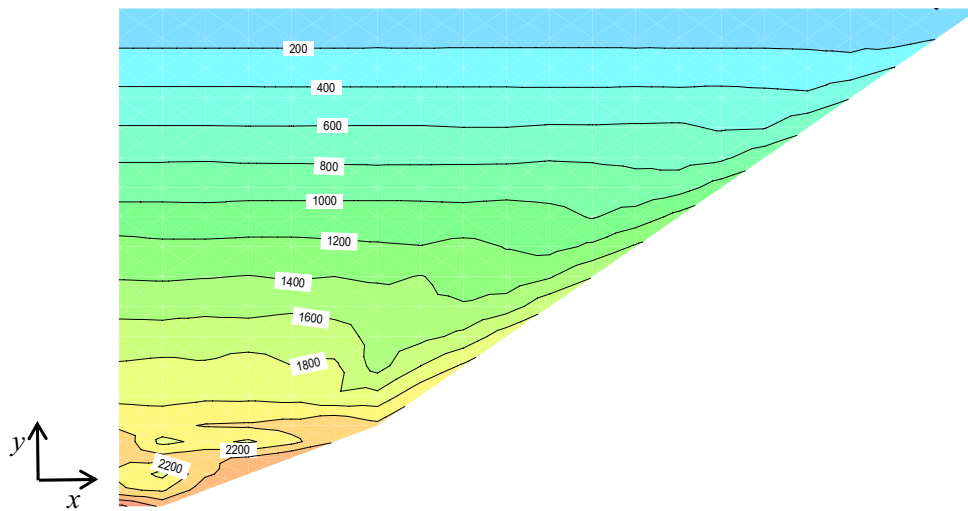


Figura 7.19 – Tensão vertical (σ_y) no final de enchimento.

A Figura 7.20 mostra a distribuição das tensões cisalhante (τ_{xy}) atuantes no plano xy , e destaca uma concentração de valores na região próxima a mudança de geometria da fundação. Os valores são maiores que os observados no final da construção (Fig. 7.6), devido a tendência de deslizamento do maciço de montante para jusante sob o efeito empuxo de água na face de concreto. Como os deslocamentos na ombreira são restritos, ocorre um aumento nas tensões cisalhante.

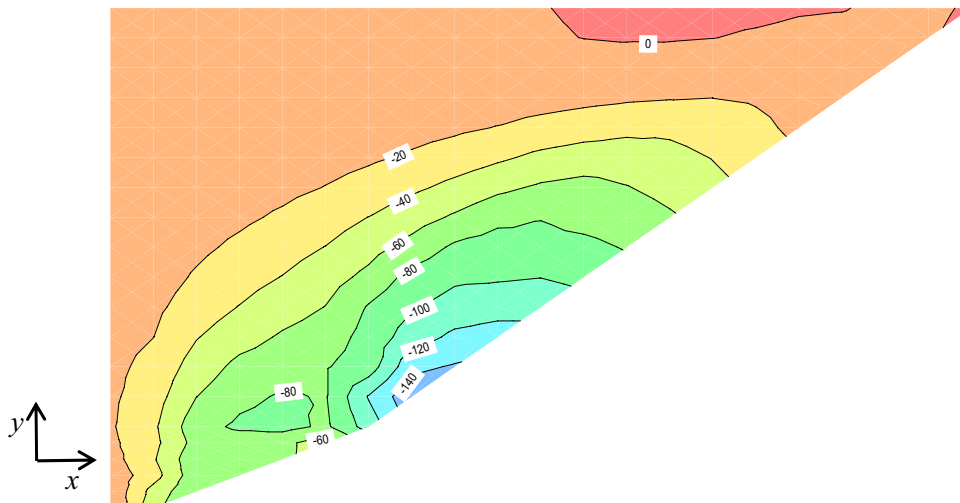


Figura 7.20 – Tensão Cisalhante (τ_{xy}) no final de enchimento.

7.2.1.2 Comparação Entre as Tensões Obtidas pelas Simulações 2D e 3D

A Figura 7.21 apresenta a distribuição das tensões verticais ao longo da base da barragem para as análises 3D e 2D. Assim como observado na etapa final de construção, as tensões observadas na análise 3D foram menores que na análise 2D, cerca de 13% menores.

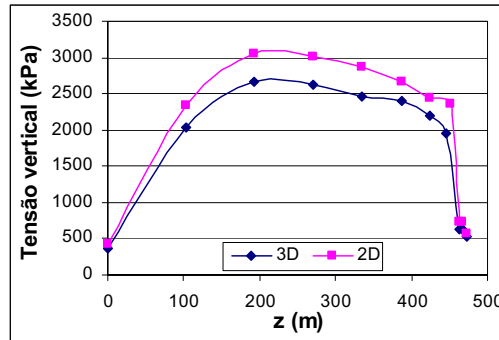


Figura 7.21 – Distribuição das tensões verticais ao longo da base da barragem.

A Figura 7.22 mostra uma comparação entre as tensões verticais obtidas para o final de construção e final de enchimento do reservatório. Nas análises 3D e 2D observa-se que tanto para a análise 2D quanto para análise 3D ocorre um aumento das tensões a montante em torno de 52%. Esse fato é justificado pela atuação do empuxo de água na face de montante.

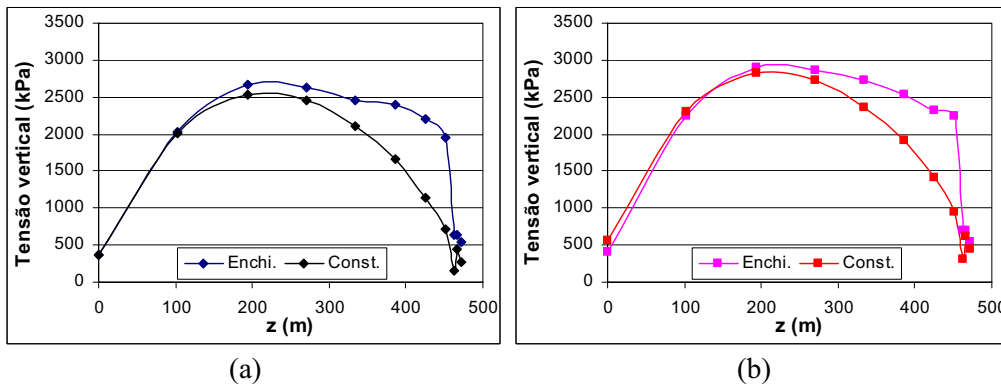


Figura 7.22 – Distribuição das tensões verticais ao longo da base da barragem: (a) análise 3D; (b) análise 2D.

7.2.2 Comportamento das Deformações

A Figura 7.23 apresenta os contornos das deformações longitudinais (direção x) na face de montante ao final do enchimento. A previsão das deformações nessa direção é importante para a identificação de zonas de tração na face de montante e conseqüentemente dos painéis que estarão submetidos a esse comportamento. Analisando a figura, observa-se ao longo do

contato com a ombreira até a linha tracejada em azul as deformações são negativas, dando indício que os painéis da laje concreto nessa região estão sendo tracionados. Assim sendo, a laje deve ser projetada com juntas de tração nesta zona e com juntas de compressão no restante da laje. A Figura 7.24 apresenta uma indicação do posicionamento das juntas verticais.

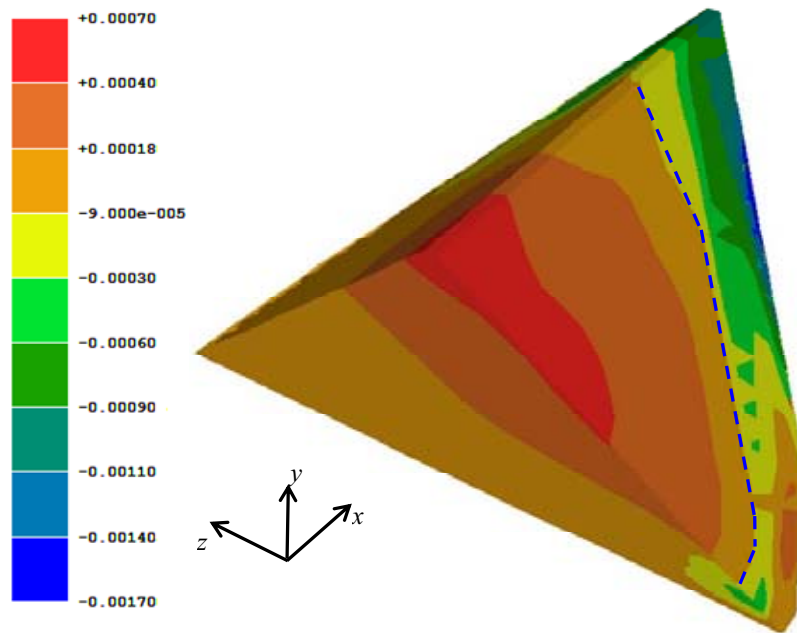


Figura 7.23 – Deformações na direção longitudinais (ϵ_x) ao final do enchimento do reservatório.

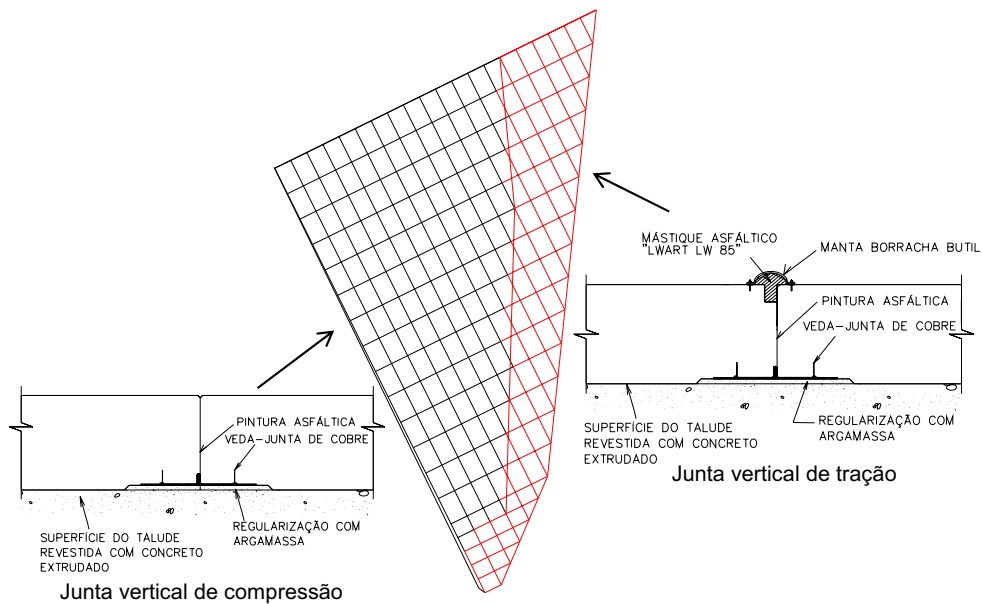


Figura 7.24 – Posicionamento das juntas verticais entre os painéis da face de concreto.

7.2.3 Comportamento dos Deslocamentos

A Figura 7.25 apresenta os deslocamentos verticais (direção y) para a máxima seção transversal da barragem (no eixo central). Da mesma forma como observado para as tensões, os deslocamentos obtidos na análise 3D foram inferiores cerca de 53% aos obtidos na análise 2D.

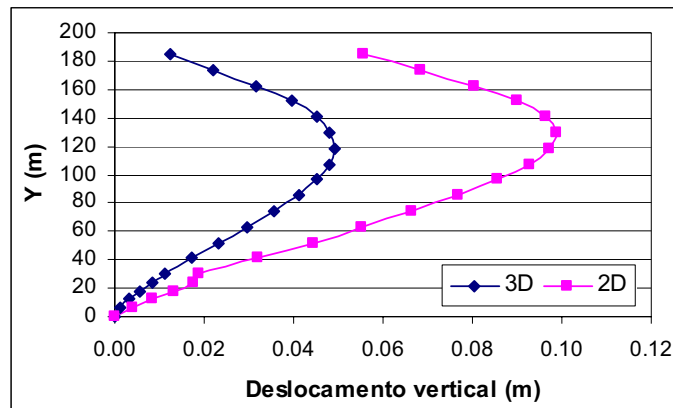


Figura 7.25 – Deslocamentos verticais (eixo da máxima seção transversal – final de enchimento).

7.3 DESLOCAMENTOS NA FACE DE MONTANTE

Os deslocamentos na laje são parâmetros que sempre se procura prever, seja utilizando programas de elementos finitos, devidamente ajustados em função das deformações observadas durante a construção, seja por meio de comparações com barragens de características similares em termos de altura, tipo de rocha, espessura de camadas, compactação, zoneamento, etc. Neste sentido serão apresentados os deslocamentos normais e horizontais obtidos na laje para as fases de construção e enchimento.

As Figuras 7.26 e 7.27 mostram os deslocamentos normais e horizontais obtidos para a laje, devido à elevação do maciço de enrocamento até o estágio 19 (ver Tabela 6.1), nesta situação o maciço já atingiu a cota máxima (El. 651,00 m), porém a laje de concreto encontra-se aproximadamente na metade, ou mais especificamente na cota 540,00 m para a simulação 1 e na cota 562,00 m (22 m acima) para a simulação 2. A primeira mostra que os valores máximos dos deslocamentos normais foram de grande magnitude (0,75 m para a simulação 1 e de 1,25 m para a simulação 2), entretanto observa-se que quando a laje é construída defasada do maciço (simulação 1) esses deslocamentos são menores que quando a laje é construída concomitantemente com o maciço (simulação 2). Com relação aos deslocamentos

horizontais, registra-se o mesmo comportamento, com valores máximos da ordem de 0,22 m para a simulação 1 e 0,26 m para a simulação 2.

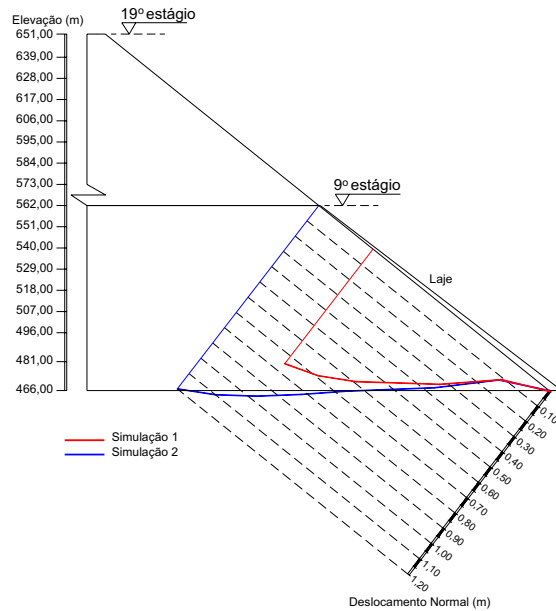


Figura 7.26 – Deslocamento normal na laje (até o 19º estágio): simulação 1 (laje na cota 540,00 m) e Simulação 2 (laje na cota 562,00 m).

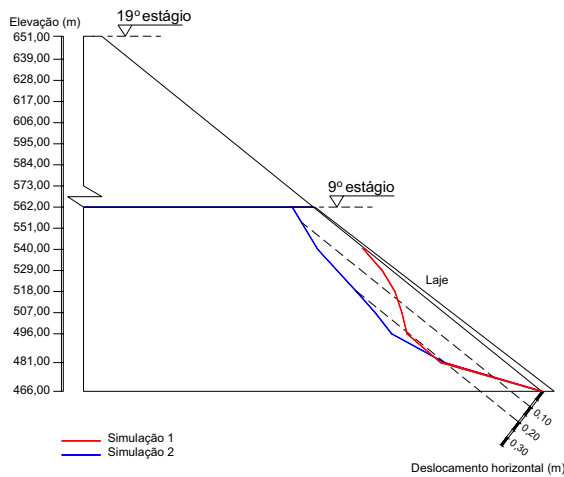


Figura 7.27 – Deslocamento horizontal na laje (até o 19º estágio): simulação 1 (laje na cota 540,00 m) e Simulação 2 (laje na cota 562,00 m).

A Figura 7.28 mostra o deslocamento normal na laje para os três estágios de enchimento e para o rebaixamento, para a máxima seção transversal da barragem (painel de laje 20, leito do rio). De forma geral, a figura mostra que os valores máximos do deslocamento normal ocorrem no terço inferior da face barragem, entretanto, para a condição de reservatório cheio

(N.A. 3, El. 639 m) os valores máximos foram da ordem 0,66 m (0,0036 H) a cerca de 0,16 H e 0,30 m (0,0016 H) na crista, onde H – altura da barragem acima da linha de fundação.

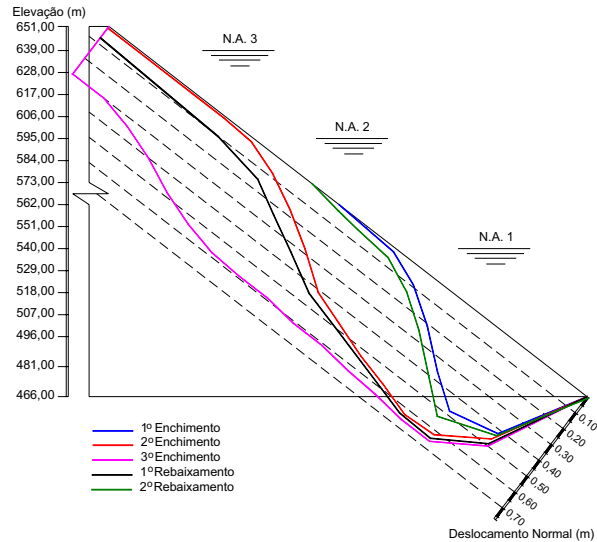


Figura 7.28 – Deslocamentos normais da laje no leito do rio (painel de laje 20).

A Figura 7.29 mostra a curva de deslocamento horizontal na laje para os três estágios de enchimento e para o rebaixamento, para o painel de laje 20. Assim como observado para o deslocamento normal, nota-se um aumento do deslocamento horizontal com a elevação do nível d'água, com valores máximos da ordem de 0,30 m (0,0016 H) a cerca de 0,30 H e zero na crista.

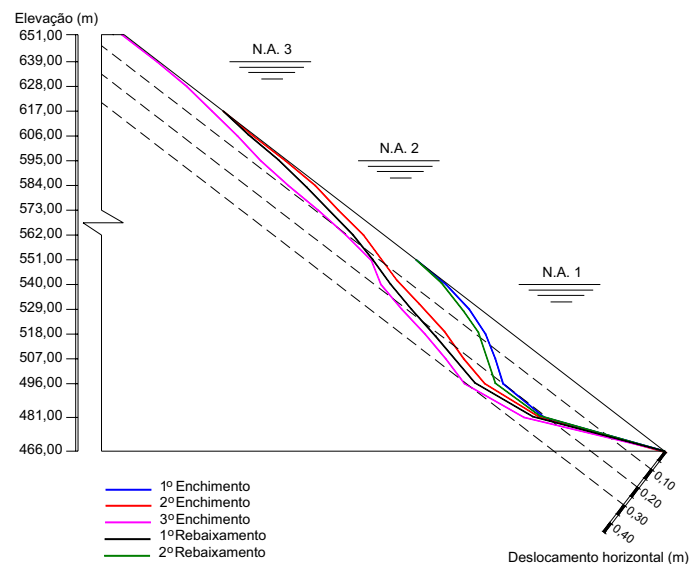


Figura 7.29 – Deslocamentos horizontais da laje no leito do rio (painel de laje 20).

Para fins de comparação a Tabela 7.1 apresenta alguns valores de deslocamento normal à laje, observados para outras barragens.

Tabela 7.1 – Deflexão normal na laje (Sobrinho et al., 2007).

Barragem	País	Altura (m)	Ano de conclusão	Deslocamento normal máximo na laje (m)	Deslocamento normal máximo na crista (m)
Campos Novos	Brasil	202	2006	0,86	0,33
Itapebi	Brasil	112	2003	0,38	0,63
Tianshengqiao	China	178	2000	1,38	-
Itá	Brasil	125	1999	0,60	0,70
Xingó	Brasil	150	1994	0,28	0,47
Shiroro	Nigéria	125	1983	0,09	-
Foz do Areia	Brasil	160	1980	0,77	-
Anchicaya	Colômbia	140	1974	0,16	-
Cethana	Austrália	110	1971	0,18	-
Simulação	Brasil	185	-	0,66	0,30

7.4 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

As trajetórias de tensão de alguns elementos convenientemente escolhidos são apresentadas com o objetivo de se analisar o comportamento do maciço de enrocamento sob as solicitações decorrentes da construção, enchimento e rebaixamento do nível d'água. Conforme apresentado no Capítulo 6, o enchimento foi realizado em três etapas e o rebaixamento em duas etapas.

Os elementos selecionados para o estudo da trajetória de tensões são apresentados na Figura 7.30. Os elementos 26, 101, 119, 131 e 147 estão localizados no talude de montante, o elemento 36 situa-se no centro da seção transversal da barragem e finalmente, os elementos 175 e 188 estão posicionados no talude de jusante. As trajetórias de tensões para esses elementos são mostradas na Figura 7.31. Nota-se que durante a construção ocorre um acréscimo da tensão média p e desvio q , para todos os elementos. Este efeito foi mais pronunciado nos elementos 26, 36, 147 e 175, sujeitos a maiores alturas de enrocamento acima desses pontos.

Sob a primeira etapa de enchimento do reservatório, nos elementos 101, 131 e 147, localizados no talude montante, não houve mudança significativa no estado de tensão. Para os

elementos 26 e 119, localizados neste talude, nota-se um leve aumento da tensão média p e decréscimo da tensão desvio q . Para a segunda e terceira etapa de enchimento, observa-se para todos os elementos localizados no talude de montante um crescimento da tensão média p e decréscimo de q .

Os elementos localizados a jusante do eixo da barragem foram pouco sensíveis ao enchimento do reservatório, por estarem localizados distante da área de maior carregamento. Apenas na terceira etapa de enchimento, o elemento 175 apresentou um pequeno crescimento da tensão média p e desvio q . Esse mesmo comportamento é verificado para elemento central 36.

Na primeira etapa de rebaixamento, observa-se para os elementos localizados no talude de montante um decréscimo tanto de p quanto de q . Esse mesmo comportamento ocorre para os elementos 36 e 175. O elemento 188 não é afetado pelo primeiro rebaixamento. Sob o segundo rebaixamento, nos elementos localizados no talude de montante, observa-se um acréscimo da tensão desvio q com decréscimo da tensão média p . Já o elemento central 36 e os elementos a jusante do eixo da barragem não apresentam mudanças no estado de tensão durante esta última etapa. Nota-se, também, que as trajetórias de tensões para todos os elementos e em todas as fases mostram-se distantes da linha de estados críticos (LEC), $q=1,42p$.

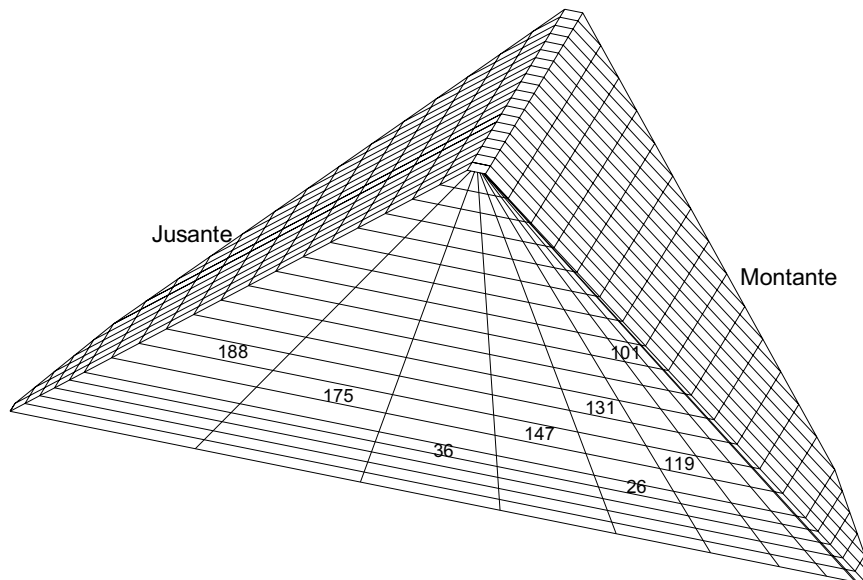


Figura 7.30 – Malha da barragem simulada – localização dos elementos selecionados.

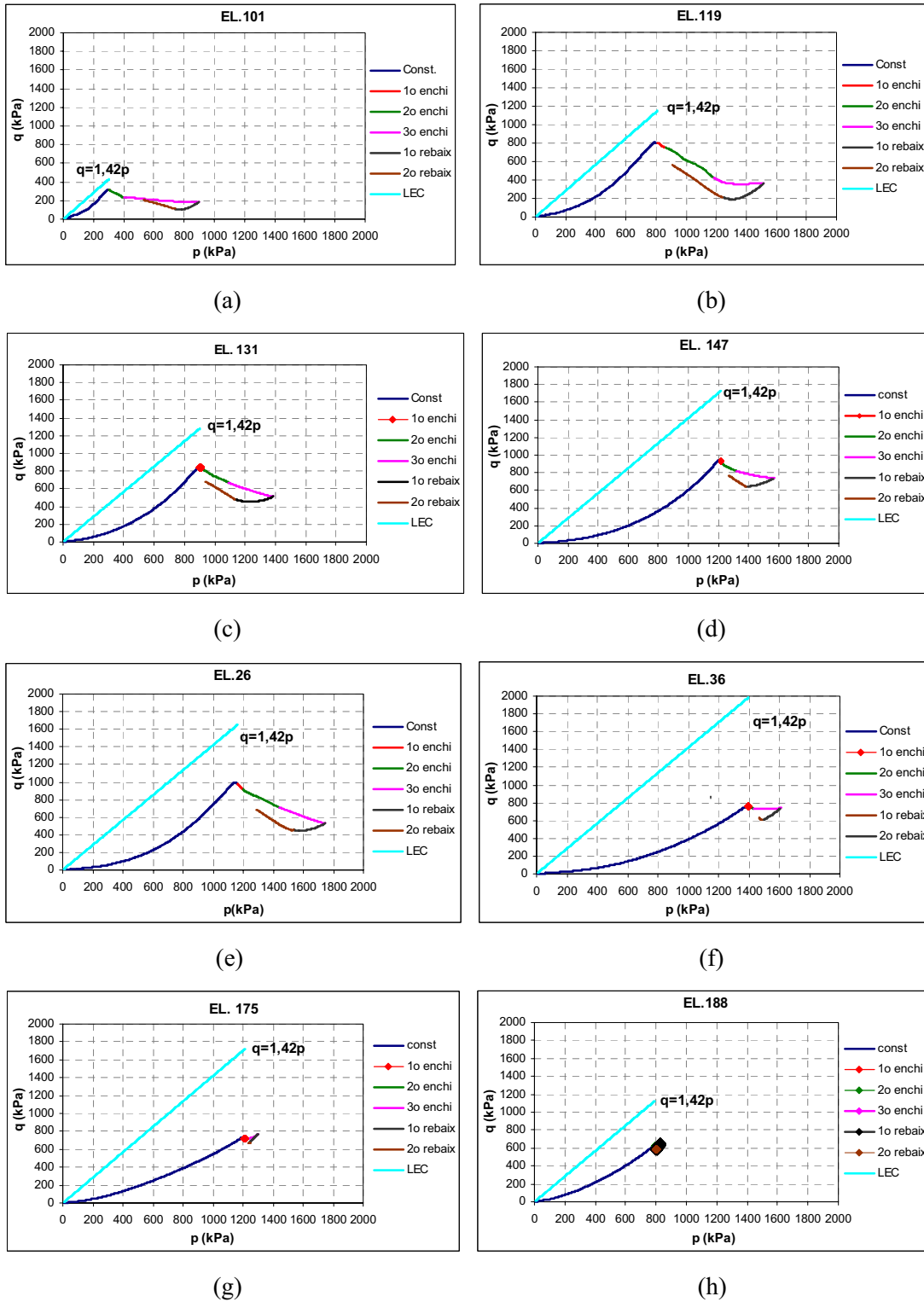


Figura 7.31 – Trajetória de tensões para os elementos selecionados.

7.5 ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Com os deslocamentos nodais e as forças de reações normais do enrocamento sob a face de concreto obtidas na análise pelo método dos elementos finitos ao final da fase de enchimento do reservatório, obteve-se a constante k para cada nó, como descrito no Capítulo 5. A Tabela 7.2 apresenta os valores dessa constante para o painel de laje estudado, cujo modelo estrutural é apresentado na Figura 7.32.

Tabela 7.2 – Constantes de mola estimadas para o painel de laje 20.

k_i	Valores (kN/m)	k_i	Valores (kN/m)
k_1	1600340,7	k_{11}	478863,4
K_2	1198102,8	k_{12}	4251454
k_3	676279,7	k_{13}	364737,3
k_4	665436,1	k_{14}	311450,3
k_5	635181,8	k_{15}	272147,0
k_6	627505,3	k_{16}	234236,7
k_7	588417,4	k_{17}	173727,1
k_8	538009,4	k_{18}	826082
k_9	495660,3	k_{19}	15617,3
k_{10}	483804,7	-	-

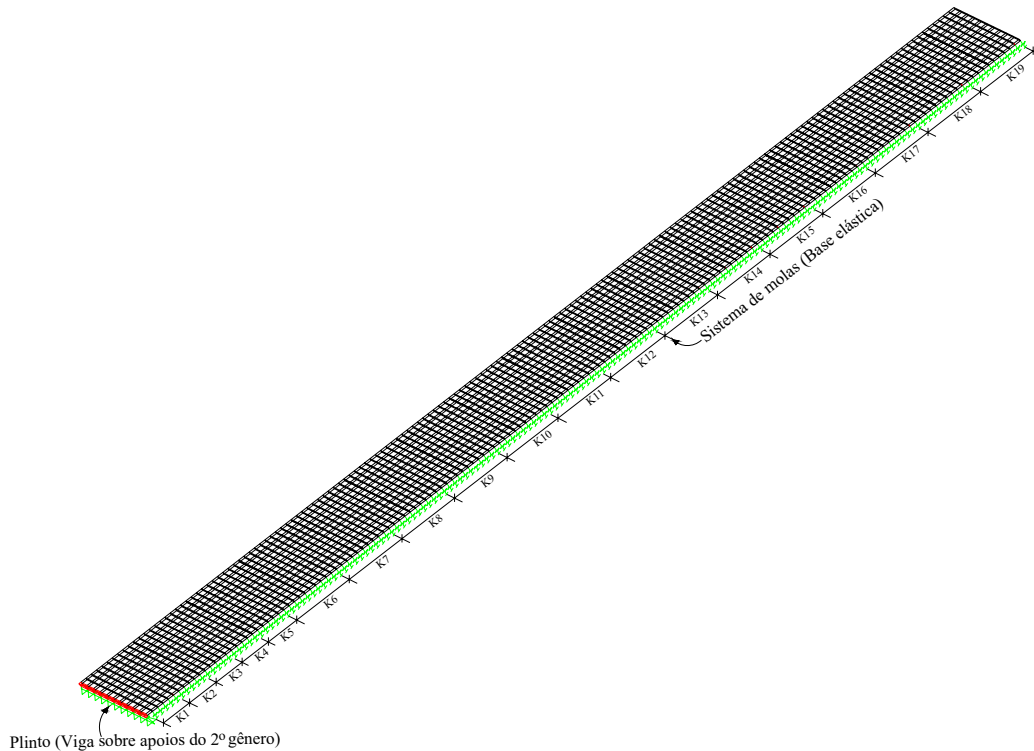


Figura 7.32 – Modelo de estrutural da laje sobre apoio elástico.

Partindo desses valores de k , analisa-se a laje da barragem, determinando-se os esforços internos solicitantes. Os diagramas de momentos fletores obtidos nesta análise estão ilustrados nas Figuras 7.33 e 7.34. Nota-se que os momentos máximos são mais pronunciados na região inferior da laje, ou seja, no “arranque”. Os valores máximos foram $M_{x'}, máx = -27,29$ kN.m e $M_{z'}, máx = -207.75$ kN.m para o arranque e $M_{x'}, máx = 4,79$ kN.m e $M_{z'}, máx = 220,86$ kN m para a laje principal.

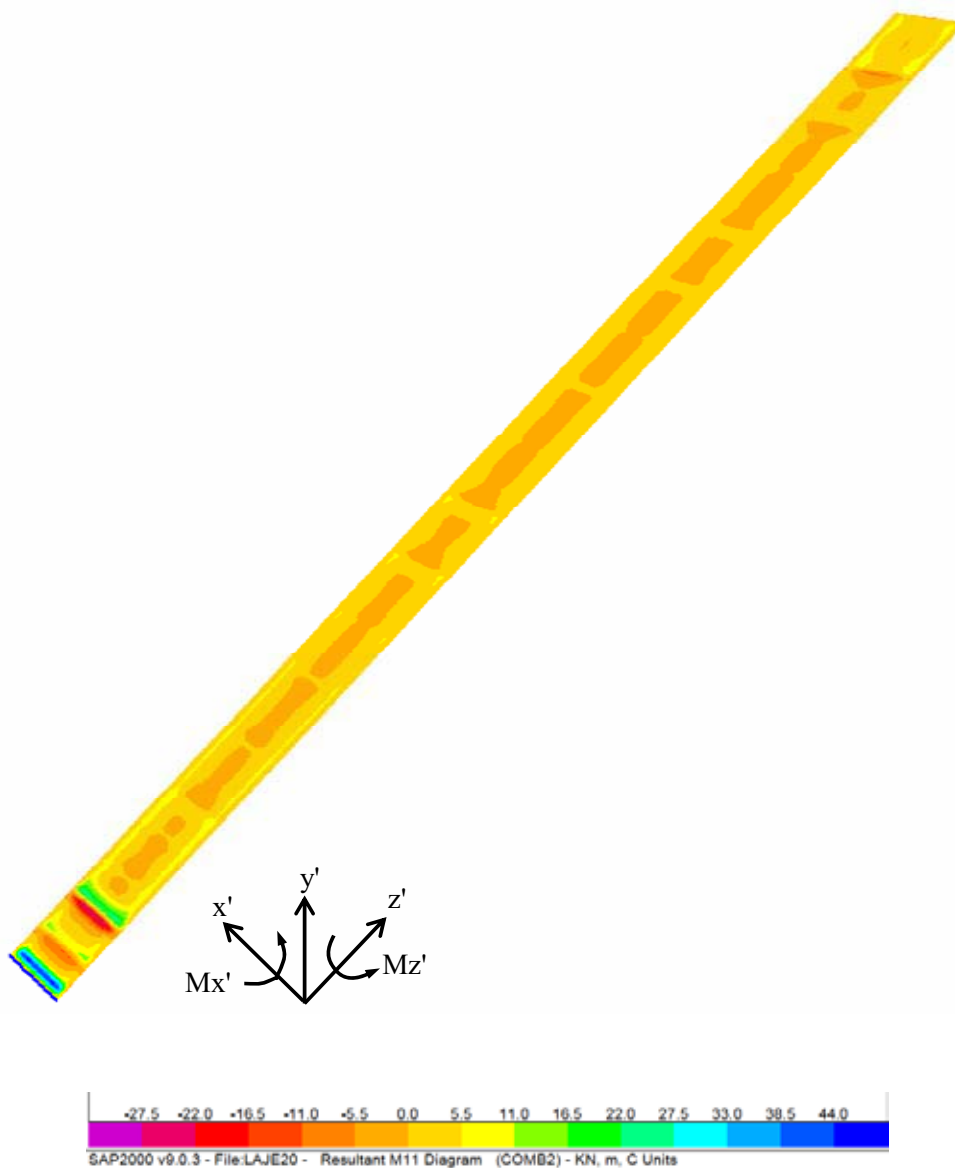


Figura 7.33 – Diagrama de momento fletor na direção x' para o painel de Laje 20.

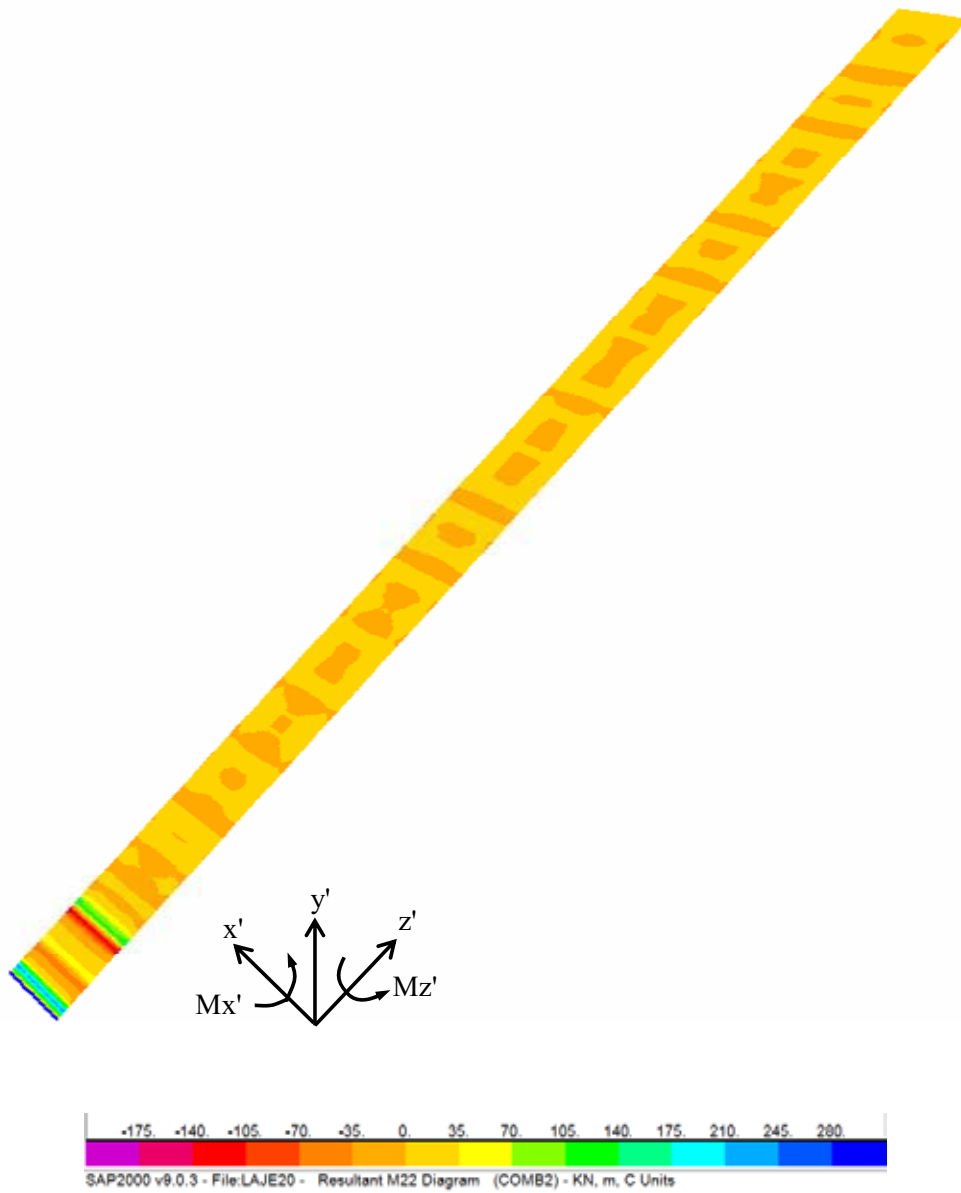


Figura 7.34 – Diagrama de momento fletor na direção z' para o painel de Laje 20.

Partindo desses resultados, pode-se calcular a taxa de armadura necessária e compará-la com a recomendada pelos critérios empíricos e com a existente na barragem simulada. A Tabela 7.3 mostra a comparação entre a armadura recomendada pelos critérios empíricos, armadura calculada e a armadura existente.

Tabela 7.3 – Armadura calculada versus critério empírico e armadura existente.

Metodologia	Vão	Taxa de armadura, ρ (%)		Distribuição da armadura
		Direção x'	Direção z'	
Calculada	Arranque	0,15	0,35	Simple (na face superior)
	Principal	0,15	0,18	Simple (na face inferior)
Critérios empíricos	Arranque	0.4 - 0.5	0,25 – 0,6	Dupla (na face superior e inferior)
	Principal	0.3 - 0.4	0,3 – 0,4	Simple (na seção média da laje)
Existente (Albertoni et al., 2002).	Arranque ⁽¹⁾	0.5	0,4	Dupla (40% na face inferior e 60% na face superior)
	Principal	0.4	0,3	Simple (na seção média da laje)

⁽¹⁾ Laje de arranque: região compreendida entre o plinto e um trecho de 15 m na direção inclinada do talude.

A análise dos resultados apresentados na Tabela 7.3, permite verificar que as taxas de armaduras necessárias calculadas no Estado Limite Último (ELU) foram bem menores que as recomendadas nos critérios empíricos e as armaduras existentes: na direção x', a redução foi de 63% e 70% para a laje principal e para a laje de arranque, respectivamente; na direção z', para a laje de arranque, essa redução foi de 42% com relação as armaduras recomendadas nos critérios empíricos e 13% com relação a armadura existente. Para laje principal, a redução foi de 55% e 40% com relação as armaduras recomendadas nos critérios empíricos e as armaduras existentes, respectivamente.

As Figuras 7.35 e 7.36 ilustram a diferença entre as taxas de armaduras calculadas no Estado Limite Último com as determinadas nos critérios empíricos e existentes, respectivamente.

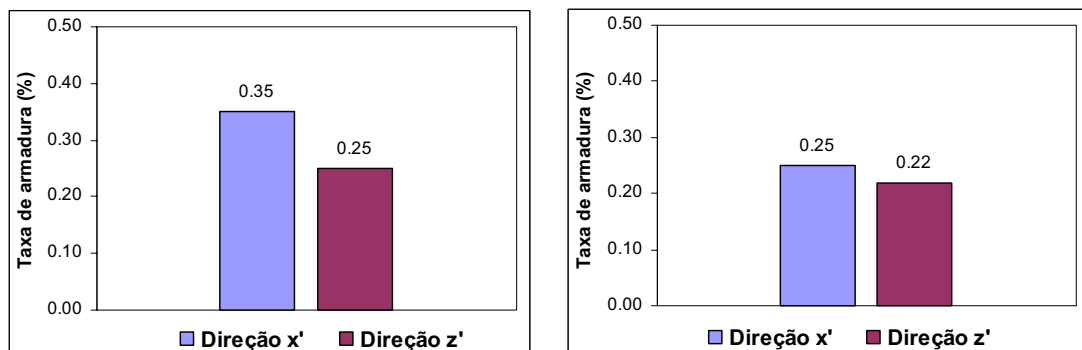


Figura 7.35 – Diferença entre a armadura recomendadas nos critérios empíricos e a armadura calculada no ELU: (a) Laje de arranque; (b) laje principal.

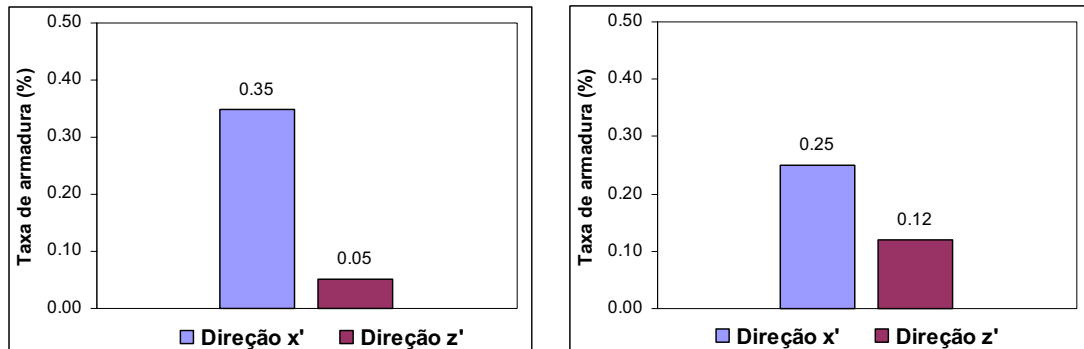


Figura 7.36 – Diferença entre a armadura existente e a armadura calculada no ELU: (a) Laje de arranque; (b) laje principal.

Quanto à distribuição das armaduras, os critérios empíricos recomendam armadura dupla para a laje de arranque posicionadas nas faces superior e inferior da laje, e para a laje principal armadura simples na seção média da laje. Entretanto, o posicionamento da armadura no centro da seção transversal não respeita aos critérios usuais de dimensionamento e detalhamento de peças estruturais de concreto armado. De acordo com a norma NBR 6118/2003, nas peças fletidas a posição da armadura mínima deve ser determinada pela região tracionada. Para peças onde a flexão possa ocorrer em ambas as faces as armaduras devem ser dispostas nas duas faces na quantidade prescrita para a maior armadura mínima entre a de flexão e a das deformações plásticas.

A armadura calculada apresenta distribuição simples na face superior para a laje de arranque e na face inferior para a laje principal. Entretanto, recomenda-se para a laje de arranque a colocação de uma armadura adicional mínima ($\rho = 0,15\%$) posicionada na face inferior, uma vez que a grande concentração de tensão nesta região pode provocar fissuras.

As Figuras 7.37 a 7.39 mostram a distribuição das armaduras para a laje 20, onde é comparada a armadura calculada e a existente.

No dimensionamento da laje foi feito, também, a verificação quanto à fissuração. Para tanto, as fissuras foram limitas em 0,3mm, considerando classe ambiental CAA III (agressividade forte). Esta verificação apresentou um valor de abertura de fissura de 0,12 mm, portanto inferior à abertura máxima, indicando um comportamento satisfatório quanto à fissuração.

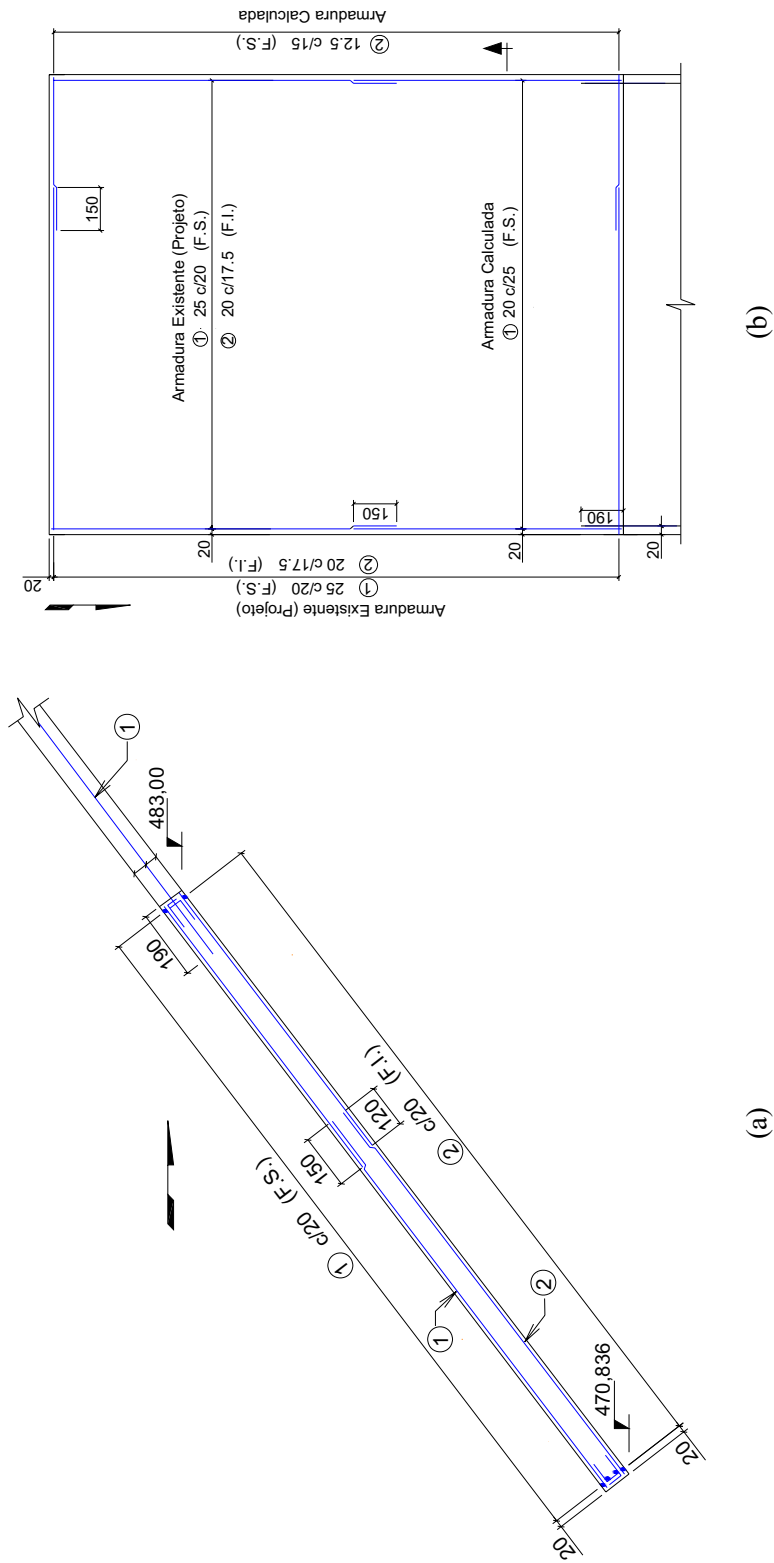


Figura 7.37 – Distribuição das armaduras da laje de arranque do painel 20: (a) Seção transversal; (b) Planta.

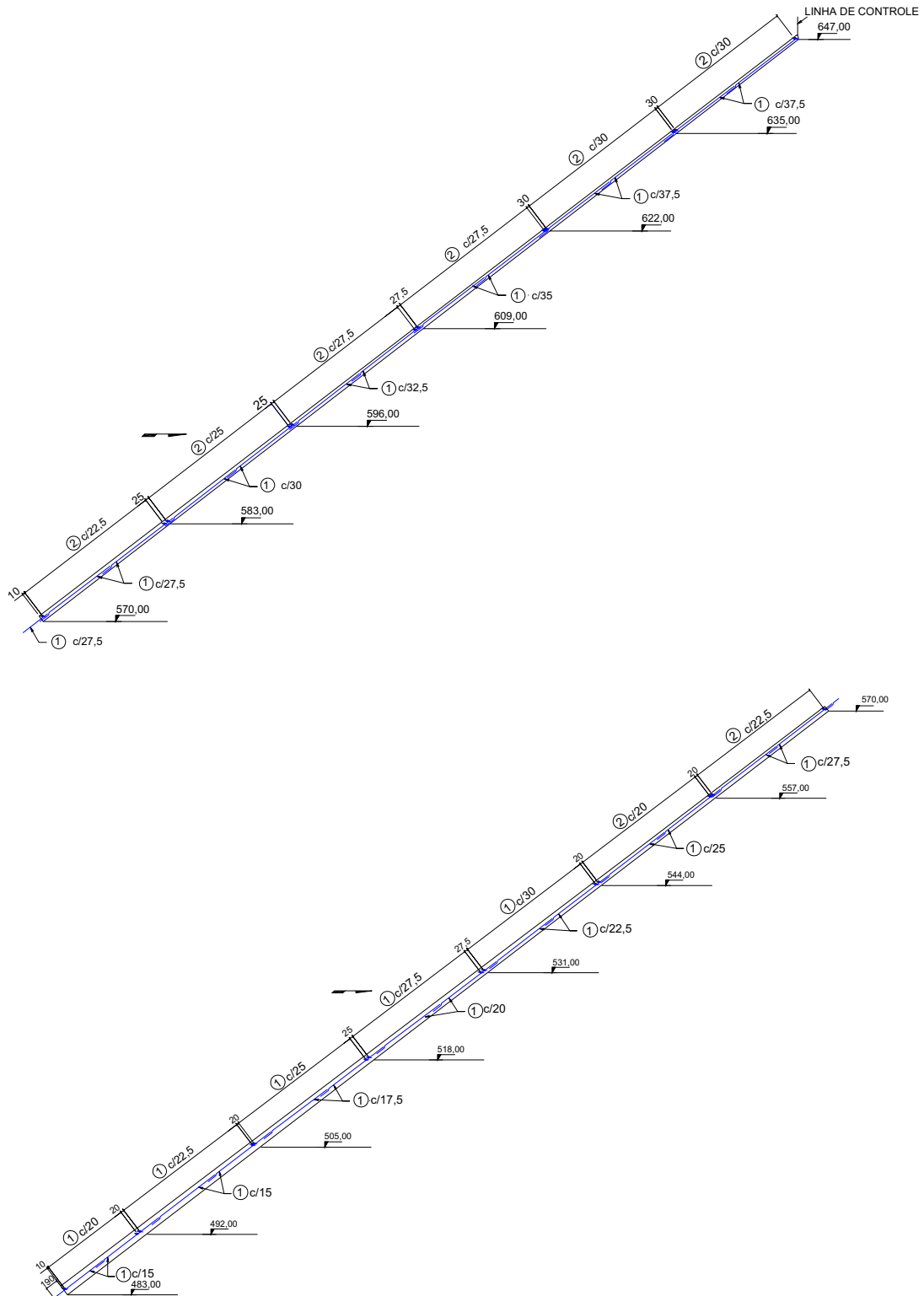


Figura 38 – Distribuição da armadura da laje principal do painel 20 – Seção transversal.

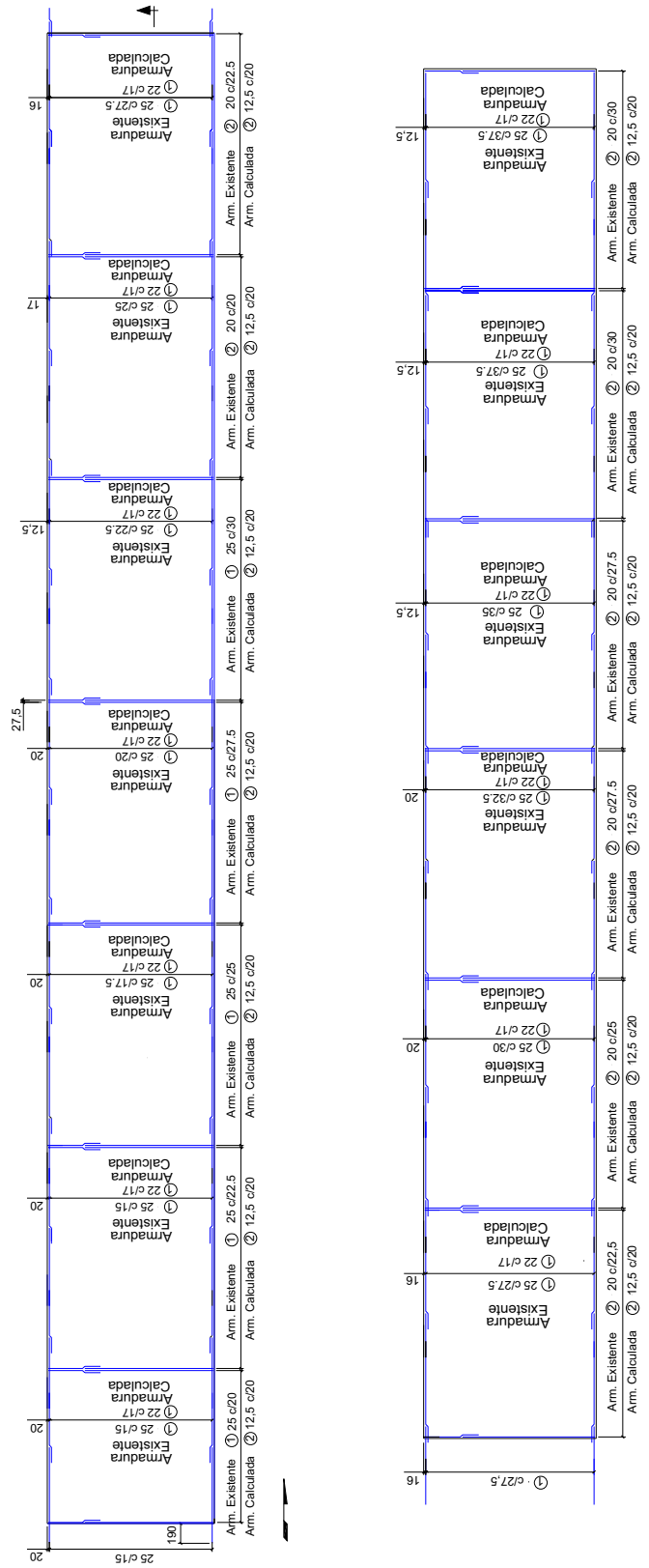


Figura 7.39 – Distribuição da armadura em planta para a laje principal do painel 20.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas nesta tese. Inicialmente são feitas algumas considerações de caráter geral, em seguida são apresentadas as conclusões sobre a barragem hipotética, destacando o desempenho do elemento de interface e sua influência como elemento de contato entre a laje e o maciço de enrocamento. Na seqüência, são apresentadas as conclusões sobre o comportamento da barragem Barra Grande e sobre a face de concreto, destacando o dimensionamento estrutural da mesma. Por fim, são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras.

8.1 CONCLUSÕES GERAIS

A ampla revisão bibliográfica, somada aos estudos numéricos realizados para algumas Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC) possibilitou a identificação dos problemas que podem ocorrer com esse tipo de barragem, permitindo fazer as seguintes considerações:

- Os critérios de projetos são ainda baseados em métodos empíricos: para o maciço de enrocamento, a maior parte dos projetos segue a nomenclatura internacional apresentada nos simpósios de Detroit em 1985 e Beijing em 1993, onde o maciço é dividido em diferentes zonas variando a espessura da camada e a energia de compactação; com relação à laje, a espessura tem sido estimada pela fórmula $t = 0,30 + \Delta t.H$, onde H é a altura da barragem em metros e Δt varia de 0,001 a 0,005, e a taxa de armadura varia de 0,25% a 0,6% na direção da largura e de 0,3% a 0,5% na direção do comprimento;
- Os estudos numéricos atualmente feitos pelos projetistas para o dimensionamento de BEFC se limitam apenas à análise elástico-linear para previsão do comportamento do maciço de enrocamento. Alguns trabalhos considerando modelos elásticos não-lineares e elastoplásticos têm sido desenvolvidos, mas restritos ao meio acadêmico e de pesquisa. A necessidade de um maior número de parâmetros para essas análises, associada ainda às dificuldades de sua obtenção, tem sido um dos motivos para a não utilização desses modelos;
- As BEFC têm sido construídas cada vez mais altas e localizadas em vales estreitos, de geometria complexa. Nesse caso, a análise tridimensional se mostra mais adequada para estudo desse tipo de barragem e, portanto deve ser utilizada, pois apresenta maior confiabilidade nos resultados obtidos para as tensões e para os deslocamentos e melhores resultados para os esforços solicitantes na laje;

Com base nessas considerações, este trabalho propõe uma nova metodologia para o estudo do comportamento do maciço de enrocamento e dimensionamento estrutural da laje. Portanto, apresenta-se como mais um avanço no sentido de propiciar projetos de laje de face de barragens de enrocamento baseados em fundamentos técnicos mais elaborados.

As conclusões mais específicas sobre o estudo são apresentadas a seguir, divididas em três subitens, quais sejam: conclusões sobre a simulação da barragem hipotética, conclusões sobre

análise do comportamento da barragem Barra Grande e conclusões sobre o dimensionamento estrutural da laje.

8.1.2 Conclusões sobre a simulação da barragem hipotética

As simulações da barragem de enrocamento com face de concreto hipotética com e sem elemento de interface entre a laje e o maciço de enrocamento, permitiu que se chegassem às seguintes conclusões:

- Com inserção do elemento de interface houve uma redução dos deslocamentos normais na laje de concreto e conseqüentemente redução na taxa de armadura de 53% para o vão correspondente a laje de arranque e de 28% para o vão da laje principal, na direção da largura. Na direção do comprimento essa redução foi de 15% para o vão correspondente a laje de arranque e para o vão principal não houve redução;
- Para as armaduras calculadas foram inferiores aos valores recomendados pelos critérios empíricos, tanto para a barragem com interface quanto para barragem sem interface, para as direções da largura e do comprimento com distribuição simples na face inferior da laje.

8.1.3 Comportamento da Barragem Barra Grande

8.1.3.1 Fase Final de Construção

Para a fase final de construção, os comportamentos observados para as tensões normais (σ_x , σ_y , σ_z) foram semelhantes entre si, sendo caracterizado da seguinte forma: os contornos das tensões foram aproximadamente simétricos em relação ao plano longitudinal central e os valores máximos de σ_x ocorreram na base da barragem ($y=0$) e de σ_y em $y=0,16H$ (H – altura da barragem). Isso decorre do fato de a barragem ser aproximadamente simétrica em sua seção central e também das condições de contorno utilizadas.

Para o corte na seção longitudinal central (plano xy), o processo construtivo e as condições de contorno impostas (deslocamentos restritos) na interface maciço-ombreira e a mudança de inclinação do talude da ombreira induziram o comportamento das tensões (σ_x , σ_y , τ_{xy}) e deformações (ε_x , ε_y , γ_{xy}) da seguinte forma:

- As tensões σ_x e σ_y aumentaram de forma aproximadamente linear com a profundidade, variando diretamente com a sobrecarga acima do ponto, e nas regiões próximas às ombreiras essas tensões sofreram algumas variações;
- Para as tensões τ_{xy} os valores máximos ocorreram na interface com a ombreira a cerca de um terço do fundo do vale, além disso, essas tensões variaram com a mudança da inclinação do talude da ombreira;
- Com relação a deformação normal na direção horizontal longitudinal (ϵ_x), foi observada a ocorrência de deformação de tração na região de contato com as ombreiras, com valores máximos da ordem de 1%. Essas deformações geram um alívio de tensões horizontais (σ_x) nessa região, porém não foram suficientes para o aparecimento de tensões negativas o que poderia gerar trincas de tração. No restante do maciço as deformações foram de compressão, com valores máximos da ordem de 0,4%, a cerca de 0,5H (H-altura da barragem);
- Na direção vertical, as deformações ϵ_y crescem linearmente do topo até aproximadamente um terço da altura da barragem, com valores máximos de em torno de 7%, depois se distribui de forma uniforme e no terço inferior ela decresce levemente;
- As deformações cisalhantes num plano longitudinal (γ_{xy}) se concentram no contato com a ombreira, atingindo valores máximos da ordem de 4%;

Para o corte na seção transversal (plano zy), as distribuições das deformações permitem fazer as seguintes considerações:

- As deformações horizontais (ϵ_z) as quais são negativas (tração) crescem a profundidade, com algumas variações na extremidade do talude de montante devido à presença da laje. Este comportamento também foi observado para as deformações verticais (ϵ_y), porém os valores máximos ocorrem no centro da seção transversal;
- Quanto às deformações cisalhantes (γ_{xy}), foi observada uma distribuição anti-simétrica, com os valores crescendo do centro para os taludes.

Comprando as análises tridimensionais e bidimensionais, os resultados em termos de tensões e deslocamentos permitem fazer as seguintes considerações:

- O comportamento das tensões verticais na base da barragem (ao longo da seção transversal) seguiu o mesmo padrão nas duas análises, porém os valores obtidos na análise 3D foram em média 23% menores que na análise 2D;
- Os deslocamentos verticais, no eixo da barragem, para a análise 3D foram cerca de 22% mais baixos que na análise 2D.

8.1.3.2 Fase de enchimento

A fase de enchimento do reservatório basicamente influenciou as tensões na região de montante, com a elevação das tensões normais (σ_x , σ_y , σ_z) na região inferior onde as pressões hidrostáticas na face da barragem são maiores. A jusante essas tensões seguiram o mesmo comportamento observado na fase de construção.

Para o corte na seção longitudinal central (plano xy), o enchimento do reservatório não afetou as tensões normais (σ_x , σ_y), nessa seção. Porém, com relação à tensão cisalhante (τ_{xy}) foi observada forte influência do enchimento, devido à tendência de deslizamento do maciço para jusante sob o efeito do empuxo d'água na face de concreto.

A comparação entre as análises tridimensionais e bidimensionais permitiram que se chegassem às seguintes conclusões:

- As tensões verticais na base da barragem (ao longo da seção transversal) obtidas na análise 3D foram menores que na análise 2D, cerca de 13% menores;
- Os deslocamentos obtidos na análise 3D foram inferiores (cerca de 53%) aos obtidos na análise 2D.

A comparação das tensões verticais obtidas para a fase final de construção e final de enchimento, mostrou que tanto para análise 2D quanto para análise 3D houve um aumento em torno de 52% das tensões verticais a montante, próximo a base da seção transversal, devido a atuação do empuxo d'água na face de montante.

A distribuição das deformações longitudinais mostrou a ocorrência de uma zona de deformação negativa na face de montante, ao longo do contato com a ombreira, dando indício de que os painéis de laje nessa região estão sendo tracionados. Assim sendo, os painéis da

laje devem ser projetados com juntas de tração nessa zona e com juntas de compressão no restante da laje.

8.1.4 Comportamento da Laje

Os deslocamentos normais e horizontais obtidos na laje devido à elevação do maciço permitiram observar que quando a laje é construída defasada do maciço esses deslocamentos são menores do que quando a laje é construída concomitantemente com o maciço.

As previsões dos deslocamentos normais na laje, devido ao enchimento do reservatório, foram consideradas satisfatórias, com valores máximos da ordem de 0,66 m (0,0036H) a cerca de 0,16H e 0,30 m (0,0016H) na crista, onde H é a altura da barragem acima da linha de fundação.

Os deslocamentos horizontais previstos na laje com o enchimento do reservatório apresentaram valores máximos da ordem de 0,30 m (0,0016H) a cerca de 0,28H e zero na crista.

As análises dos resultados das simulações da laje permitiram verificar que as taxas de armaduras necessárias calculadas no Estado Limite Último (ELU) foram menores que as recomendadas nos critérios empíricos e as armaduras que de fato foram construídas as lajes na direção da largura, a redução foi de 63 e 70% para a laje principal e para a laje de arranque, respectivamente; na direção do comprimento, para a laje de arranque, essa redução foi de 42% com relação às armaduras recomendadas nos critérios empíricos e 13% com relação à armadura existente. Para a laje principal, a redução foi de 55 e 40% com relação às armaduras recomendadas nos critérios empíricos e as armaduras existentes, respectivamente;

Com relação ao posicionamento das armaduras, os cálculos mostraram que essas devem ser posicionadas na face inferior para a laje principal e na face superior para a laje de arranque. Entretanto, recomenda-se para a laje de arranque a colocação de uma armadura adicional mínima ($\rho = 0,15\%$) posicionada na face inferior, uma vez que a grande concentração de tensão nessa região pode provocar fissuras.

Em resumo, os resultados obtidos indicam que a metodologia proposta para o dimensionamento de barragens de enrocamento face de concreto é promissora, uma vez que

ela é baseada em fundamentos técnicos racionais, e pode ser aplicada com ferramentas comerciais.

8.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir são enumeradas algumas sugestões de pesquisas que poder complementar o presente trabalho e contribuir para o aprimoramento do projeto de uma BEFC:

- Incorporar a fundação nas simulações numéricas da barragem, uma vez que condições de contorno impostas (deslocamentos restritos) na interface maciço-ombreira influenciam o comportamento da barragem. Além disso, as BEFC têm sido construídas em vales estreitos e sobre amplas áreas de rochas brandas;
- Determinar parâmetros de enrocamentos, em especial daqueles das zonas de transição (2B e 3A) sob a laje de concreto, por meio de retro-análises de instrumentação e de ensaios de laboratório;
- Aferir dos resultados previstos por meio da simulação numérica com dados obtidos de obras instrumentadas;
- Realizar mais análises utilizando outros tipos de elementos de interface, além de sua utilização entre outras regiões entre o maciço e a fundação e entre o maciço e a ombreira.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alberro, A.J. (1998). Cracking in concrete face dams. Conferencia Internacional sobre Presas de Almacenamiento, México.
- Albertoni, S.C., Xavier, L.V., Silva, L.B., Antunes, J. Teixeira, K.L. & Pereira, R. F. (2003). Análises Paramétricas em modelos Matemáticos 3D das BEFC Campos Novos e Barra Grande. Anais XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador, Bahia, V.1, pp. 352-363.
- Albertoni, S., Pereira, R.F., Leal, J.R., Teixeira, K.L. & Antunes, J. (2002). As Novas Barragens de Enrocamento Com face de Concreto da Região Sul do Brasil na Bacia do Rio Uruguai.
- Badenhorst, D. (2005). The Design of Concrete-faced Rockfill Dams. SANCOLD/US, 2005.
- Bieniawski, Z. T (1973). Engineering classification of jointed rock masses. Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng., v. 15, p. 335-344.
- Borja, R.I. & Lee, S.R. (1990). Cam-clay Plasticity, part I: Implicit integration of elastoplastic constitutive relations. Computed Methods in Applied Mechanics and Engineering, N° 78: pp 49-72.
- Boughton, N. (1970). Elastic Analysis for behaviour of Rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, N° SM5, pp.1715-1733.
- BGR-MC2E-BPC02-0004- Barragem Principal – Análise Tridimensional.
- Cantarino et al. (2003). Metodologia para dimensionamento da laje de concreto utilizada em Barragens de enrocamento com face de concreto. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador-BA, V.1, pp.108-119.
- Casarin, C., Silveira, J.F. & Souza, R.J.B. (1994). Barragem de Xingó: Modelagem Numérica e Instrumentação. Infogeo 94 - Simpósio de Informática em Geotecnia, São Paulo-SP.
- Celestino, T.B. & Wattanabe, R.M. (1973). Uma comparação entre análises planas e tridimensionais em tensões e deslocamentos em barragens de terra – Aplicação à Usina de ilha Solteira. IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, RJ.

- Charles, J.A.(1976). “The Use of One Dimensional Compression Test and Elastic Theory in Predicting Deformations of Rockfill Embankments”, *Can. Geotech. Journal*, 13 (3), pp.189-200.
- Cooke, J.B. (1999). The development of today’s CFRD Dam. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, SC, pp.1-10.
- Cooke, J.B., Sherard, J.L. (1987). Concrete Face Rockfill Dam. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York*, Vol. 113, N°10, pp.1113-1132.
- Cordão Neto, M.P. (2005). Análise Hidro-mecânica de Barragens de Terra Construídas com Materiais Colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 147 p.
- Costa, A., André, J.C. & Goulart, L.S. (2004). Back Analysis of Eletro-level readings installed in the slab of the UHE Machadinho Dam. *Inverse problems, Design and Optimization Symposium*, Rio de Janeiro, RJ.
- Dapena, E. (1994). Ensayos de caracterización geotécnica. III Simpósio Nacional de Geotecnia Vial, Ponencia General, p. 21-59.
- Dias, A.C. (2001). Caracterização Mecânica de Enrocamentos Através de Ensaios de Grande Escala Visando Barragens com Face de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-081A/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 114 p.
- Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, *J. Soil Mech. And Found. Div. ASCE*, 96 5, pp. 1629-1653.
- Eigenheer, L.P.Q.T.; Vasconcelos, A.A., Souza, R.J. B., Cavalcanti, A.J.A., Silva,S.A. & Silveira, J.F. (1991). Xingó Concrete Face Rockfill Dam.
- Eisenstein, Z. and Law, S. T. C. (1979). Influence of Anisotropy on Stresses in Embankments. *Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*. Aachen.
- Eisenstein, Z, A.V.G. Krishnayya and N.R. Morgenstern (1972). An analysis of cracking in earth dams. *Proc. Symp. on Application of Finite Element Method in Geotechnical Engineering*, vol. 1, pp.431-454, Vicksburg, Mississippi.
- Engevix Engenharia S/C Ltda (2003) – Barragem Principal – Estudo Tridimensional de Tensão-Deformação.
- Farias, M.M. 1993. Numerical analysis of clay core dams. PhD Thesis, University College of Swansea, Swansea, UK, 159p.

- Fitzpatrick, M.D. (1985). Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams. International Congress on Large Dams, 14th, Rio de Janeiro, Brazil, N° 5, pp. 644-645.
- Frahia Neto, S.H. 1996. Estudo do comportamento da Barragem de Xingo objetivando uma contribuição à validação experimental de modelos teóricos de análise. Tese de Doutorado, DEC/PUC/Rio de Janeiro, RJ, 252p.
- Frasconi A., Hegg, V. & Rossi, P.P. (1982). Large scale laboratory tests for the mechanical characterization of granular material for embankment dams. Proceedings, 14th International Congress on large Dams, Rio de Janeiro, Brazil, pp.727-751.
- Freita Jr., M.S., Borgatti, L., Araya, J.M. & Mori, R.T. (1999). Barragem de Tianshengqiao I – Monitoramento com Eletrônives da face de concreto. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, V.I, pp.105-115.
- Frutuoso, A. & Assis, A.P. (2004). Influência das Condições de Fundação e do Zoneamento no Comportamento de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. II Congresso Luso-Brasileiro, Aveiro, Portugal, pp.411-420.
- Frutuoso, A. & Assis, A.P. (2003). Comportamento de Barragens de Enrocamento Com Face de Concreto Sujeitas A Diferentes Condições de Fundação. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador-BA, V.1, 393.
- Goddle, D., Droste, M. (2001). CFRD Mohale, Lesotho – Some Aspects of Fore Slab Construction. ICOLD – 69th Annual Meeting Dresden, Dresden, Alemanha, pp.99-116.
- Goular, M.L.S. (2004). Retroanálise da laje da barragem de Enrocamento com face de concreto da UHE Machadinho. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 84p.
- Goulart, M.L.S., Costa, A. & André, J.C. (2003). Utilização de dados de Eletrônives para Dimensionamento da Laje de uma Barragem de Enrocamento com Face de Concreto. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, SP.
- Graças N.G., Gomes, A.B., Santana, W.G., Boy, A.T., Resende, F. & Fontoura, P. (2003). Execução da Laje de Concreto da Barragem Principal do AHE Itapebi. 45^o Congresso Brasileiro do Concreto, Vitória-ES.
- Hidroservice (1993). Usina Hidrelétrica de Xingó: Relatório Técnico de Controle e Qualidade da Barragem, Diques e Enscadeiras, Período de Agosto-Outubro/93 – XGO-1281-RT119-1193.
- International Water Power & Dam Construction (2005). 4th Dams and development forum meeting proceedings, October, Africa.

- Justo, J.L. & Saura, J. 1981. Behaviour of Veneno Dam by Three-dimensional FE, Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech., Vol.3, pp. 449-452.
- Kinze (1979). Deformation Characteristics of Broken Schist in a Rockfill Dam. Conference on Design Parameters in geotechnical Engineering, Vol.6, London, England, pp.219-223.
- Kjaemsli, B. Deformasjoner av Fyllingdammer. Norges Geotekniske Institut (Norwegian geotechnical Inst.). Publication no. 48: 1962. (In Norwegian, English Summary) Oslo.
- Lambe, T. W. e Marr, W. (1979). Stress path method: second edition, Proc. ASCE, JGED, N^o GT3, pp. 727-738.
- Lambe, T. W. (1967). The stress path method, Proc. ASCE, JSMFD, N^o SM6, pp. 309-331.
- Loriggio, D.D. Senem, P.R. (2004). Critério de Projeto da Laje de Concreto em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, SP.
- Lowton, F. L. and M.D. Lester. Settlement of Rockfill Dams. 8th International Congress on Large Dams, V.3 Edinburgh, 1964.
- Machado, (1993).
- Mafrá, J.M.Q. (1994). Condicionantes Geotécnicas do Projeto e Tratamento de Fundações de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Monografia de Especialização, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 69p.
- Maranha das Neves, E. (2002). Algumas considerações Sobre a Mecânica do Enrocamentos. Revista Solos e Rocha, Vol. 25, No. 3, pp. 161-203.
- Marques Filho, P.L., Machado, B.P., Calcina, A. M., Materón, B. & Pierini, A. (1999). PICHI-PICUN-LEUFU, uma barragem de Cascalho compactado com Face de Concreto. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, SC, pp. 237-252.
- Marques Filho, P.L. (1990). Monitoramento e análise de comportamento de barragens de enrocamento com face de concreto. Simpósio de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, UHE Segredo, PR, pp. 105-145.
- Materón, B., (2006). Innovative Design and construction methods for CFRDs. Twenty Second Congresso on Large Dams. Barcelona, Spain, Q.84, pp. 1410-1422.
- Materón, B., (1999). Novos Métodos Construtivos em BEFC. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, SC, pp. 397-412.
- Materón, B. (1983). Compressibilidade e Comportamento de Enrocamentos, Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Paraná.

- Mauro, V., Humes, C. & Alves, A.J. UHE Machadinho (2002). O Enfoque Adotado Para o Dimensionamento da Face de Concreto da Barragem principal. XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, pp. 397-418.
- Mori, R.T. (1999). Deformações e trincas em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. II Simpósio de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, CBDB, Florianópolis, SC, pp. 27-60.
- Mori, R.T., & Sobrinho, J.A., (1999). Aplicação de um novo Veda-juntas nas lajes da Barragem de Enrocamento com Face de Concreto de Itá. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, SC, pp. 327-340.
- Naylor, D.J. & Mattar JR., D. (1988). Layered analysis of embankment dams. Numerical Methods in Geomechanics, 2: pp.1199 - 1206.
- Naylor, D.J., Pande, G.N., Simpon, B. & Tabb, R. (1981). Finite Element in Geotechnical Engineering. Pineridge Press.
- Nogueira, G. & Vidal, L. (1999). Puclaro's cut-off wall. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, SC, pp. 341-355.
- Pacheco, D., Rovere, L., Loriggio, D.D., Watzko, A. & Stramandinoli, J.S.B. (2003). Modelagem de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, SP.
- Peixoto, M., Saboya Jr. F. & Karan, V.J. (1999). Análise de Movimentações Diferenciais entre a Face e o Maciço em Barragem de Enrocamento. II Simpósio Sobre Barragens de Enrocamento com face de Concreto, Florianópolis-SC, pp. 119-128.
- Pereira, S.M.F. (1996). Análise tridimensional em interface solo-concreto de barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-033A/96, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116p.
- Perman, A.M., Charles, J. (1985). A Comparison of observed performance with predicted behaviour for a rockfill dam with an upstream asphaltic membrane, proc. 11th ICSMFE, San Francisco.
- Rammamurthy, T. & Gupta, k.k. (1980). Prediction of the behavior of rockfill materials. Proceedings, 3rd Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, Vol.3:13-18, Wellington.
- Resende, F.D., Albertoni, S.C. & Pereira, R.F. (2001). XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza-CE, pp. 39-53.
- Roscoe, K.H. & Burland, J.B. (1968). On generalized stress-strain behavior of wet clay. Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp. 535-609.

- Saboya Junior, F. (1999). Considerações sobre compressibilidade de Enrocamento e Determinação de Parâmetros para Análise Numérica de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. II Simpósio Sobre Barragens de Enrocamento com face de Concreto, Florianópolis-SC, pp. 99-118.
- Saboya Junior, F., Rocha Filho, P. & Toniatti, N.B. (1994). Análise do Comportamento da Barragem de Segredo durante o período de Construção e o primeiro enchimento, Revista Portuguesa de Geotecnia, N^o. 70, pp. 1-25.
- Saboya Junior, F. (1993). Análise de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante o Período de Construção e Enchimento. Tese de Doutorado, DEC/PUC – Rio de Janeiro, RJ, 225p.
- SAP2000 Plus – Integrated structural Analysis and Design Software – Version 9, Computers and Structures, Inc., 2000.
- Saura, J. (1979) – “Estudio Tridimensional de Tensiones y Deformaciones en Presas de Matheriales Suelos”, Ph.D. Thesis, Polytechnical University of Madrid.
- Schumann, W.H. (1987). Discussion of A Study of Deformation in Concrete Faced Rockfill Dams. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, V. 113, n^o 10.
- Sherard, J.L. & Cooke, J.B. (1987). Concrete Face Rockfill Dams: I Assessment, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 10, October, pp. 1096-1112.
- Sierra, J.M. (1991). Concrete face rockfill dam foundations. De Mello Volume, Edgard Blücher, São Paulo, SP, pp. 423-446.
- Sobrinho J.A., Xavier, L.V., Albertoni, S.C. e Pereira, R.F. (2007). Usina Hidroelétrica Campos Novos, Barragem de Enrocamento com Face de Concreto, Relato do desempenho, ocorrências e recuperações na face da barragem. Xxvii Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belém – PA, 03 A 07 de junho de 2007. T101 – A15.
- Souza, R.J., Cavalcanti, A.J.C.T., Silva, S.A. & Silveira, J.F. (1999). Barragem de Enrocamento com Face de Concreto de Xingó - Comportamento da Barragem de Enrocamento na Região da Ombreira Esquerda. II Simpósio Sobre Barragens de Enrocamento com face de Concreto, Florianópolis-SC, pp. 141-156.
- Sowers, G.F., Williams, R.C., Wallace, T.S. (1965). Compressibility of broken rock and settlement of rockfill, 6th ISCMFE, Montreal, v.3, 561-565.
- Uddin, N. (1999). Adynamic analysis procedure for concrete-faced rockfill dams subjected to strong seismic excitation. Journal - Computers and Geotechnics, V. 72, N^o 1, pp. 409-421(13).

- Vasconcelos, A.A., Eigenheer, L.P., Barbosa de Souza, R.J. (1991). Concepção da barragem de Xingó, I Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, UHE Segredo.
- Veiga Pinto, A.A. (1979). Características de Resistência e Deformabilidade dos Materiais de Enrocamento, *Geotecnia* N^o. 27, pp.3-41.
- Wood, D.M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom, 462 p.
- Wood, D.M. (1984). Choice of Models for Geotechnical Predictions. *Mechanics of Engineering Materials*. Desai, C.S. & Gallagher, R.H. (eds.) John Wiley & Sons Ltd. pp. 633-654.
- Xia, L., Xingzheng, W., Junxia, X. & Hangong, T. 2001. Three-dimensional stress and displacement analysis of Yutiao concrete faced rockfill dam. *Second International Symposium on Flood Defence*, Beijing, China.
- Yearbook (2005). *International Water Power and Dam Construction*.
- Zhang, B., Wang, J.G. & Shi, R. (2004). Time-dependent Deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Journal - Computers and Geotechnics*, pp. 559-573.