

**FLUÊNCIA EM BARRAGEM DE ENROCAMENTO E INFLUÊNCIA DO ATRASO  
CONSTRUTIVO DA FACE DE CONCRETO**

RENATO SANTOS PAULINELLI RAPOSO

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

Julho/2022

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

**FLUÊNCIA EM BARRAGEM DE ENROCAMENTO E INFLUÊNCIA DO ATRASO**  
**CONSTRUTIVO DA FACE DE CONCRETO**

**RENATO SANTOS PAULINELLI RAPOSO**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD 170/2022**

**BRASÍLIA/DF: Julho/2022**

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

**FLUÊNCIA EM BARRAGEM DE ENROCAMENTO E INFLUÊNCIA DO ATRASO  
CONSTRUTIVO DA FACE DE CONCRETO**

**RENATO SANTOS PAULINELLI RAPOSO**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

**APROVADA POR:**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ADRIANO FRUTUOSO DA SILVA, DSc (UFRR)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS, DSc (UFG)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF: 13 de JULHO de 2022**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

RAPOSO, RENATO SANTOS PAULINELLI

Fluência no Enrocamento de Barragem e influência no Atraso Construtivo da Face de Concreto [Distrito Federal] 2022

xxvi, 186 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2022)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Barragens

2. Simulação

3. Fluência

4. Enrocamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

RAPOSO, R.S.P. Fluência no Enrocamento em Barragem e Influência no Atraso Construtivo da Face de Concreto. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-175/22, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 186 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Renato Santos Paulinelli Raposo

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Fluência no Enrocamento em Barragem e influência no Atraso Construtivo da Face de Concreto

GRAU/ANO: Doutor / 2022

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.

---

Renato Santos Paulinelli Raposo

Rua Ramiro Botinha, 244. Apto. 102,

Bairro Centro, Luz – MG

CEP 35.595-000

(renatopaulinelli@gmail.com)



*Ao Pedro Enrique Medina Paulinelli*  
*(Pedrito)*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, a família e amigos, em especial para minha esposa, Janny Carrasco Medina.

Ao professor André Pacheco de Assis em sua imensa paciência e sabedoria. Sempre presente em minha formação desde os primeiros anos de graduação. Também por orientações profissionais e pessoais, sempre como exemplo de postura e gentileza com todos. Por não desistir de mim e acreditar em meu potencial.

Ao professor Manoel Porfírio Cordão Neto, pelos anos de aprendizado, incentivo e amizade.

Professor Luiz Fernando Martins Ribeiro, na sua valorização das coisas simples da vida.

Ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e todos os seus professores, pela oportunidade de convívio nessa esta jornada de aprendizagem.

Aos órgãos de fomento, CAPES e CNPq.

A todos os neuroatípicos.

Por fim, agradecimentos póstumos aos meus queridos avós João dos Santos e Déa da Silva Santos, que me receberam em Brasília com todo apoio e carinho. Por me transformarem em uma pessoa melhor.

## RESUMO

### FLUÊNCIA NO ENROCAMENTO EM BARRAGEM E INFLUÊNCIA DO ATRASO CONSTRUTIVO DA FACE DE CONCRETO

Os avanços de equipamentos e ferramentas implementadas para geotecnia estão permitindo que os projetos sejam respaldados por simulações numéricas. Entretanto, mesmo com recursos sofisticados, a indústria ainda carece de poucas informações de parâmetros de laboratório como no caso dos Barragens de Enrocamentos com Face de Concreto (BEFC). Neste sentido, a presente tese é um produto que estimula o uso de retro-análises de obras reais de BEFC para buscar métodos que possam ser aplicados na indústria. Os objetivos incluem o uso de módulos lineares associados com um coeficiente que representa as características físicas de recalques no tempo e devido o fluxo do reservatório. O modelo calibrado permite a extrapolação tridimensional para a avaliação de tensões e deslocamentos na laje de concreto em diferentes atrasos construtivos. Entre diversos temas, o texto perpassa por exemplos de simulações de BEFC reais e cita alguns modelos constitutivos de colapso e fluxo em geotecnia. O modelo para calibração da BEFC inclui adaptação do fluxo de calor como artifício de representação do colapso ortotrópico vertical do enrocamento. Para calibração, foram testados 16 esquemas de módulos a maioria com fluência, nove deles ficaram com resultados bem ajustados tanto na fase construtiva quanto durante o enchimento, em comparação com deslocamento lidos de BEFC. Após coleta dos resultados, os pares de parâmetros foram plotados em nuvem de pontos na busca de padrões para as calibrações. Mais adiante, foram simulados seis diferentes arranjos de sequenciamento de atrasos construtivo da laje. O estudo se utiliza de um artifício numérico que viabiliza o acionamento da laje de concreto em sua espessura correta de projeto. Dentre os resultados de tensões, o sequenciamento passo a passo da laje acompanhando o enrocamento, atingiu as piores tensões horizontais, que chegam até 48 MPa, que ultrapassa as resistências à compressão típicas de concretos convencionais e se torna um ponto de atenção com relação a integridade estrutural da laje. Os resultados específicos sugerem que o sequenciamento passo a passo deve ser evitado e o equilíbrio entre o comportamento poderia ser alcançado em um cenário de sequenciamento de atraso de concretagem da laje de pelo menos metade da altura da barragem com aterro inicial.

## **ABSTRACT**

### **CREEP IN ROCKFILL DAM AND ITS INFLUENCE ON THE CONSTRUCTION DELAY OF THE CONCRETE FACE**

The advances in equipment and tools implemented for geotechnical engineering are allowing projects to be supported by numerical simulations. However, even with sophisticated resources, the industry still lacks information on laboratory parameters as in the case of Concrete Face Rockfill Dams (CFRD). In this regard, the present thesis is a product that stimulates the use of backanalysis of real BEFC works to search for methods that can be applied in the industry. The objectives include the use of linear modules associated with a coefficient that represents the physical characteristics of settlements in time and due to reservoir flow. The calibrated model allows three-dimensional extrapolation for the evaluation of stresses and displacements in the concrete slab at different construction delays. Among many topics, the text goes through examples of real BEFC simulations and cites some constitutive models of collapse and flow in geotechnics. The model for calibration of the BEFC includes adaptation of the heat flux as a representation artifice of the vertical orthotropic collapse of the rockfill. For calibration, 16 module schemes were tested mostly with creep, nine of them got well fitted results both in the constructive phase and during backfilling, compared to read displacement of BEFC. After results were collected, the parameter pairs were plotted in point cloud in search of patterns for the calibrations. Further, six different slab constructive delay sequencing arrangements were simulated. The study uses a numerical trick that enables the activation of the concrete slab in its correct design thickness. Among the results of stresses, the step-by-step sequencing of the slab following the rockfill, reached the worst horizontal stresses, which reach up to 48 MPa, which exceeds the typical compressive strength of conventional concrete and becomes a key issue regarding the structural integrity of the slab. The specific results suggest that the step-by-step sequencing should be avoided and the equilibrium between the behavior could be achieved in a scenario of delay sequencing of the slab concreting of at least half the height of the dam with initial backfill.

## SUMÁRIO

1	Introdução .....	1
1.1	Motivação .....	3
1.2	Objetivos.....	4
1.3	Apresentação dos Capítulos.....	4
2	Barragens de Enrocamento .....	7
2.1	Progresso das Barragens de Enrocamento.....	7
2.1.1	Período Primitivo (1850-1940) Enrocamento Lançado.....	7
2.1.2	Período de Transição (1940-1965) Reavaliação Geral.....	8
2.1.3	Período Moderno (1965-1982) Enrocamento Compactado.....	11
2.1.4	Período Contemporâneo (a partir de 1984) .....	14
2.2	Exemplos Pioneiros em Modelagens Numéricas de BENA.....	15
2.2.1	Barragem Oroville .....	15
2.2.2	Barragem Beliche .....	17
2.3	Considerações finais do Capítulo 2 .....	18
3	Barragens de Enrocamento com Face de Concreto .....	19
3.1	Modelagem Foz do Areia .....	22
3.2	Modelagem da Barragem Campos Novos .....	23
3.3	Modelagem da Barragem Barra Grande .....	27
3.4	Modelagem da Barragem Shuibuya .....	30
3.5	Modelagem da Barragem Glevard.....	32
3.6	Barragem Langyashan .....	34
3.7	Barragem Tianshengqiao-1.....	35
3.8	Barragem Nam Ngum 2.....	37
3.9	Considerações finais do Capítulo 3 .....	38
4	Colapso em Materiais Geotécnicos.....	41
4.1	Colapso em Solos Não Saturados .....	41
4.1.1	Colapso em Solos Não Saturados .....	42
4.1.2	Colapso com Modelo Básico de Barcelona.....	44
4.1.3	Fluxo não Saturado.....	47
4.1.4	Tensões Efetivas .....	48
4.2	Colapso em Enrocamento.....	49

4.2.1	Modelos de Compressibilidade para Enrocamentos.....	50
4.3	Implementações de Colapso .....	52
4.3.1	Colapso de Solos Não Saturados .....	52
4.3.2	Colapso no Enrocamento.....	57
4.4	Considerações finais do Capítulo 4 .....	60
5	Definição do Modelo Usado para Calibração.....	61
5.1	Geometria, Interfaces e Malha.....	61
5.1.1	Geometria .....	61
5.1.2	Interfaces Entre as Partes Geométricas .....	62
5.1.3	Regiões de Aplicação de Materiais na Geometria.....	63
5.1.4	Malha .....	64
5.2	Condição de Contorno .....	64
5.2.1	Deformação Vertical ao Longo do Tempo de Construção .....	64
5.2.2	Deformação Vertical ao Longo do Enchimento .....	65
5.2.3	Restrição de Deslocamento .....	67
5.2.4	Carregamento na Laje de Concreto e Peso próprio .....	68
5.3	Proporções entre Módulos de Deformabilidade .....	68
5.3.1	Proporção Elasto-Plástica em Dez Vezes .....	68
5.3.2	Proporção Elasto-Plástica em Três Vezes .....	70
5.3.3	Proporção Elasto-Plástica em Duas Vezes .....	71
5.3.4	Proposta Elástica.....	71
5.4	Parâmetros .....	72
5.4.1	Parâmetros de Calibração para Módulos de Deformabilidade .....	72
5.4.2	Parâmetros de Calibração para a Deformabilidade Vertical Imposta.....	73
5.4.3	Parâmetros Fixos sem Calibração.....	73
5.5	Passos da Análise 2D.....	74
5.5.1	Alteamento do Enrocamento .....	74
5.5.2	Alteamento da Laje de Concreto no modelo 2D .....	75
5.5.3	Artifício de Substituição para Regularizar a Face .....	75
5.6	Considerações Finais do Capítulo 5 .....	76
6	Calibrações.....	77
6.1	Calibração do Modelo EP-10x-50% .....	78
6.2	Calibração em Módulos com Proporção de Três Vezes .....	81
6.2.1	Calibração do Modelo EP-03x: Sem Fluência ou Colapso .....	81

6.2.2	Calibração do Modelo EP-03x-00%: 00% Faltante .....	83
6.2.3	Calibração do Modelo EP-03x-25%: 25% Faltante .....	85
6.2.4	Calibração do Modelo EP-03x-50%: 50% Faltante .....	86
6.2.5	Calibração do Modelo EP-03x-75%: 75% Faltante .....	88
6.3	Resultados Comparativos entre Diferentes Calibrações.....	89
6.3.1	Núvem de Pontos dos Pares Calibrados da Região de Montante .....	91
6.3.2	Nuvem de Pontos dos Pares Calibrados das Regiões Central e Jusante.....	93
6.3.3	Deslocamentos da Laje .....	94
6.4	Considerações Finais do Capítulo 6 .....	95
7	Comportamento da Laje em Diferentes Atrasos Construtivos .....	97
7.1	Estrutura das Simulações Tridimensionais .....	97
7.1.1	Geometria .....	98
7.1.2	Interfaces entre as Partes Geométricas .....	100
7.1.3	Condições de Contorno e Carregamento .....	101
7.1.4	Malha .....	103
7.2	Atrasos no alteamento da Laje.....	103
7.2.1	Atraso Passo a Passo.....	103
7.2.2	Atraso Passo a Passo com Aterro Inicial .....	105
7.2.3	Atraso de Um Quarto com Aterro Inicial .....	106
7.2.4	Atraso de Dois Quartos com Aterro Inicial .....	106
7.2.5	Atraso de Três Quartos com Aterro Inicial .....	107
7.2.6	Atraso Total com Aterro Inicial.....	107
7.3	Resultados Comparativos em Diferentes Atrasos .....	108
7.3.1	Compressão Horizontal Entre as Faixas da Laje .....	109
7.3.2	Tensão Normal no Sentido Longitudinal da Faixa de Laje .....	110
7.3.3	Deslocamentos Totais.....	111
7.3.4	Desvios Percentuais .....	112
7.4	Considerações Finais do Capítulo 7 .....	114
7.4.1	Análise Crítica .....	114
8	Conclusões .....	115
8.1	Respostas aos Objetivos .....	115
8.1.1	Objetivo Geral 1 .....	115
8.1.2	Objetivo Geral 2 .....	117
8.1.3	Objetivo Específico 1 .....	118

8.1.4	Objetivo Específico 2 .....	118
8.1.5	Objetivo Específico 3 .....	119
8.2	Recomendações de Trabalhos Futuros .....	120
	Bibliografia.....	122



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fotos de lajes de montante de BEFC: (a) e (b) trincas; (c), (d), (e) e (f) rupturas.	2
Figura 1.2 – Estrutura de desenvolvimento da Tese.	5
Figura 2.1 –Recalque da Barragem do Rio Dix. (modificado de Howson em 1939, citado por Wallace, 1963).	8
Figura 2.2 – Recalque vs. tempo no Arenito de Pottsville e Grauvaca de Nanthahala. (modificado de Wallace, 1963).	9
Figura 2.3 – Recalque de crista vs tempo, em barragens de enrocamento após construção. (modificado de Sowers <i>et al.</i> 1965).	10
Figura 2.4 – Determinação do módulo de enrocamentos durante a construção a) e durante o enchimento b). (modificado de Fitzpatrick <i>et al.</i> , 1985).	14
Figura 2.5 – Deslocamentos verticais (cm) medidos na seção de maior altura da Barragem Oroville (modificado de Nobari & Duncan, 1972).	16
Figura 2.6 – Deslocamentos verticais (cm) calculados na seção de maior altura da Barragem Oroville (modificado de Nobari & Duncan, 1972).	16
Figura 2.7 – Malha de elementos finitos para a modelagem da Barragem Beliche (modificado de Naylor <i>et al.</i> , 1986).	17
Figura 3.1 – Designação das zonas de uma BEFC de enrocamento são (modificado de Cooke & Sherard, 1987).	19
Figura 3.2 – Relação do Fator $A/H^2$ (modificado de Materón <i>et al.</i> , 2014).	20
Figura 3.3 – Compressão translacional e rotacional (Ma & Chi 2016).	22
Figura 3.4 – Apresentação esquemática entre (a) do modelo original de Duncan & Chang (1970) e o (b) modificado utilizado por Saboya & Byrne (1993).	23
Figura 3.5 – (a) Caixas de Recalque e (b) Regiões no maciço de enrocamento da Barragem Foz do Areia (modificado de Saboya & Byrne, 1993).	23
Figura 3.6 – Resultados lidos e calculados com modelos hiperbólicos dos (a) recalques durante a construção e dos (b) recalques durante o enchimento, (modificado de Saboya & Byrne, 1993).	24
Figura 3.7 - Seção 13+10 da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007).	25
Figura 3.8- Leituras das Caixas de Recalque a) CR01 até CR04 e b) CR05 até CR08 e altura da barragem vs tempo da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007).	25

Figura 3.9- Leituras das Caixas de Recalque a) CR12 até CR14 e b) CR15 até CR18 e altura da barragem vs tempo da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007). .....	26
Figura 3.10 – Deslocamentos na laje da BEFC Campos Novos após o primeiro enchimento (modificado de Xavier <i>et al.</i> , 2007). .....	26
Figura 3.11 – Vista geral das lajes trincadas na barragem da UHE Campos Novos (Sobrinho <i>et al.</i> , 2007). .....	26
Figura 3.12 – Distribuições dos materiais de projeto da BEFC Campos Novos (modificado de Antunes <i>et al.</i> , 2007). .....	27
Figura 3.13 – Resultados de compressão (MPa) na laje da BEFC Campos Novos (modificado de Antunes <i>et al.</i> , 2007). .....	27
Figura 3.14 – Arranjo Geral da Barragem Barra Grande (modificado de Borges, 2009). .....	28
Figura 3.15 – Seção da Barragem (modificado de Borges, 2009). .....	28
Figura 3.16 – Malha tridimensional para simulação da Barragem Barra Grande (Frutuoso et al. 2015). .....	29
Figura 3.17 – Deformações na direção $x$ durante o enchimento do reservatório (Frutuoso et al. 2015). .....	29
Figura 3.18 – Malha gerada – visão geral (Raposo, 2016). .....	30
Figura 3.19 – Isosuperfícies de poropressões (Pa), vista de montante (Raposo, 2016). .....	30
Figura 3.20– Magnitude (m) dos deslocamentos nas lajes com ampliação visual de 50 vezes (Raposo, 2016). .....	30
Figura 3.21 – (a) Posição das células de recalque na Seção 0+220 e (b) Modelo tridimensional da Barragem Shuibuya (modificado de Wei & Zhu, 2015). .....	31
Figura 3.22 – Recalques dos leitores na elevação 235 m da BEFC Shuibuya (modificado de Wei & Zhu, 2015). .....	31
Figura 3.23 – (a) Posição das células de recalque na Seção 0+220 e (b) Modelo tridimensional da Barragem Shuibuya (modificado de Yao <i>et al.</i> , 2019). .....	32
Figura 3.24 – Recalques dos leitores na elevação 235 m da BEFC Shuibuya (modificado de Yal <i>et al.</i> , 2019). .....	32
Figura 3.25 – (a) Malha e (b) distribuição de materiais no modelo da Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012). .....	33
Figura 3.26 – Deformações no plano da laje: (a) laje com faixas separadas (b) com laje contínua. Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012). .....	33
Figura 3.27 - Forças axiais no plano da laje (N): (a) laje com faixas separadas (b) com laje contínua. Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012). .....	33

Figura 3.28 – Malha simulada para a Barragem de Langya (modificado de Chen <i>et al.</i> , 2019). .....	34
Figura 3.29 – Calibração dos parâmetros por deslocamentos horizontais e verticais (modificado de Chen <i>et al.</i> , 2019). .....	34
Figura 3.30 – Distribuição de tensões horizontais entre as faixas de laje, em Pa (modificado de Chen <i>et al.</i> , 2019). .....	34
Figura 3.31 – Trincas de extrusão na face da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou <i>et al.</i> , 2016). .....	35
Figura 3.32 – (a) regiões enrocamento estão (b) o sequenciamento de alteamento. Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou <i>et al.</i> , 2016). .....	35
Figura 3.33 – Posição dos instrumentos auscultados da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhang <i>et al.</i> , 2004). .....	35
Figura 3.34 – Resultado de calibração de uma das caixas de recalque (modificado de Zhang <i>et al.</i> , 2004). .....	36
Figura 3.35 – Malha e contatos no modelo da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou <i>et al.</i> , 2016). .....	36
Figura 3.36 – Tensões axiais em MPa nas faixas de laje da Barragem Tianshengqiao-1 (a) sem amortecimento entre as juntas e (b) com amortecimento entre as juntas (modificado de Zhou <i>et al.</i> , 2016). .....	37
Figura 3.37 – Geometria e malha tridimensional do modelo da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee <i>et al.</i> , 2017). .....	37
Figura 3.38 – Seção típica de construção da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee <i>et al.</i> , 2017). .....	38
Figura 3.39 – Deslocamentos vertical 4 meses depois do enchimento da BEFC NN2. (a) sem fluência e (b) com fluência (modificado de Pramthawee <i>et al.</i> , 2017). .....	38
Figura 3.40 – Comparação entre recalques calculados por MEF e lidos nos instrumentos HSC 3.10 e HSC 3.11 da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee <i>et al.</i> , 2017). .....	38
Figura 4.1 – Gráficos esquemáticos de Tensões totais vs sucções mátricas vs: a) índice de vazios e b) teor de umidade (modificado de Fredlund, 1978). .....	42
Figura 4.2 - Superfície constitutiva de índices de vazios e grau de saturação (respectivamente) em solo colapsível sob carregamento isotrópico (modificado de Matyas & Radhakrishna, 1968). .....	43
Figura 4.3 - Curva de compressão para o colapso de solo com relação entre a tensão normal e a sucção mátrica. (modificado de Rahardjo, 1990). .....	43

Figura 4.4 – Comparativo entre modelo e ensaios oedométricos (Mascarenhas, et al. 2016).	44
Figura 4.5 – Superfície de plastificação (modificado de Alonso <i>et al.</i> 1990).....	45
Figura 4.6 – Coesão aparente e envoltória de ruptura vs aumento de sucção nos planos: (a) tensão líquida média vs tensão desviadora q (b) tensão líquida média vs sucção (modificado de Alonso <i>et al.</i> 1990).....	45
Figura 4.7 –Espaço elástico definido pelas curvas SI e LC no espaço s vs p (modificado de Alonso <i>et al.</i> 1990).....	47
Figura 4.8 – Deformações volumétricas em diferentes caminhos de tensões no BBM (modificado de Alonso <i>et al.</i> 1990).....	47
Figura 4.9 – Gráfico $\chi$ vs Saturação na argila a) Talybont e b) Selset, c) xisto Mangla e d) moreia Vaich (modificado de Bishop & Blight,1963). ....	49
Figura 4.10 – a) Modelo de velocidade da propagação esquemática de trincas vs das tensões e da umidade relativa do ar em enrocamentos b) Curva de retenção de rocha Pancrudo, com histerese (Oldecop & Alonso, 2001). ....	50
Figura 4.11 – a) carregamentos no espaço tensão-sucção. b) tensões vs deslocamentos verticais (modificado de Oldecop & Alonso, 2003)., .....	51
Figura 4.12 – a) índice de compressibilidade dependente do tempo vs tensão em sucção constante b) representação de microfissuras e macrofissuras no maciço de enrocamento (modificad ode Oldecop & Alonso, 2007). ....	51
Figura 4.13– Curvas de endurecimento com auxílio do modelo <i>Cap Plasticity</i> .....	54
Figura 4.14 – Inserção da expansão por molhagem no modelo BBM. ....	56
Figura 4.15 – Comparação entre Alonso <i>et al.</i> (1990) e a implementação numérica em Método dos Elementos Finitos (MEF). ....	56
Figura 4.16 – Curvas de endurecimento para calibração do modelo com Oldecop & Alonso (2003). ....	58
Figura 4.17 – Comparação entre os resultados de ensaios oedométricos com o modelo de Oldecop & Alonso (2003) e a implementação numérica em Método dos Elementos Finitos (MEF). ....	58
Figura 4.18 – Simulação de fluxo em meios porosos no GeoStudio®. ....	59
Figura 4.19 – Simulação de fluxo de calor no ABAQUS®. ....	60
Figura 5.1 – Seção geométrica de importação do modelo. ....	62
Figura 5.2 – Detalhe A, com as dimensões do plinto.....	62
Figura 5.3 – Partes geométricas independentes de importação.....	63
Figura 5.4 – Interfaces entre as partes geométricas. ....	63

Figura 5.5 – Separação geométrica dos materiais atribuídos nas simulações numéricas elasto-plásticas. ....	63
Figura 5.6 – Referência de setorização aplicada à geometria. ....	63
Figura 5.7 – Malha tetraédrica C3D4T de tamanho na ordem de 5 m. ....	64
Figura 5.8 – Exemplo de representação do comportamento de colapso até final de construção. ....	65
Figura 5.9 – Condição de contorno final de propagação de deformação vertical faltante devido o reservatório. ....	66
Figura 5.10 – Etapas de aplicação da condição de contorno à montante de propagação do colapso devido enchimento. ....	66
Figura 5.11 – Exemplo de propagação após enchimento do reservatório, com $Sf = 50\%$ . ....	67
Figura 5.12 – Exemplo de visualização das cinco etapas de enchimento do reservatório com $Sf = 50\%$ . ....	67
Figura 5.13 – Exemplo de propagação após enchimento do reservatório, com $Sf = 25\%$ . ....	67
Figura 5.14 – Exemplo de visualização das cinco etapas de enchimento do reservatório com $Sf = 25\%$ . ....	67
Figura 5.15 – Condição de contorno na base com restrição de Deslocamento nas direções Horizontais e Verticais. ....	68
Figura 5.16 – Visualização das cinco etapas de carregamento devido ao enchimento do reservatório. ....	68
Figura 5.17 – Destaque da ordem de grandeza da relação entre compressão e descompressão (modificado de Oldecop & Alonso, 2001). ....	69
Figura 5.18 – Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 10x. ....	69
Figura 5.19 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 10x. ....	70
Figura 5.20 – Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 3x. ....	70
Figura 5.21 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 3x. ....	70
Figura 5.22 - Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 2x. ....	71
Figura 5.23 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 2x. ....	71
Figura 5.24 – Esquemático em tensão deformação modelo elástico proposto. ....	72
Figura 5.25 – Exemplos de parâmetros elásticos: <i>Mechachical, Elasticity, elastic</i> no ABAQUS®. ....	72
Figura 5.26 – Exemplos de parâmetros plásticos: <i>Mechachical, Plasticity, Plastic</i> no ABAQUS®. ....	73

Figura 5.27 – Exemplo de dilatação térmica ortotrópica em 3%: <i>Mechachical, Expansion</i> no ABAQUS®. ....	73
Figura 5.28 – Sequência padrão de alteamento de 01 até 34. Primeiro a região em cinza. ....	74
Figura 5.29 – Primeiro alteamento da laje no modelo 2D. ....	75
Figura 5.30 – Deslocamentos (m) da: (a) a camada toda deformada e, (b) após artifício de substituição.....	75
Figura 6.1 – Agrupamentos de regiões no Modelo EP-10x-50%. ....	78
Figura 6.2 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	79
Figura 6.3 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	79
Figura 6.4 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	79
Figura 6.5 – Deslocamento horizontal total à montante em metros no Modelo EP-10x-50%: (a) antes e (b) depois do enchimento do reservatório. ....	80
Figura 6.6 – Módulos equivalentes estimados à montante no Modelo EP-10x-50%. ....	80
Figura 6.7 – Agrupamento de regiões do Modelo EP-03x.....	82
Figura 6.8 – Deslocamento devido enchimento: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	82
Figura 6.9 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	82
Figura 6.10 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	83
Figura 6.11 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	84
Figura 6.12 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	84
Figura 6.13 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	84
Figura 6.14 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	85
Figura 6.15 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	85

Figura 6.16 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	86
Figura 6.17 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	87
Figura 6.18 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	87
Figura 6.19 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	87
Figura 6.20 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	88
Figura 6.21 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).....	89
Figura 6.22 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Xavier et al., 2007).....	89
Figura 6.23 – Núvem de pontos dos binários calibrados. ....	91
Figura 6.24 – Agrupamentos por proporção de módulos nas regiões de montante. ....	92
Figura 6.25 – Agrupamentos por porcentagem faltante de colapso nas regiões de montante. ....	93
Figura 6.26 – Agrupamentos por proporção de módulos nas regiões central e jusante. ....	93
Figura 6.27 – Agrupamentos por porcentagem faltante de colapso nas regiões central e jusante. ....	94
Figura 6.28 – Deslocamento na laje devido enchimento: 5 modelos calculados vs lidos de Xavier et al., 2007. ....	96
Figura 7.1 – Geometria 3D com maciço (branco), face do maciço (azul) e laje e plinto (cinza). ....	98
Figura 7.2 – Vista em planta do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2.....	98
Figura 7.3 – Vista lateral no eixo de simetria do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2A.....	99
Figura 7.4 – Vista frontal do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2B.....	99
Figura 7.5 – Detalhe 2 com vista superior, Detalhe 2A com vista lateral e Detalhe 2B com vista frontal. ....	99
Figura 7.6 – Geometria 3D com destaque da laje e plinto, em cinza. ....	100
Figura 7.7 – Geometria 3D aberta das faixas na laje de concreto a cada 16 m.....	100
Figura 7.8 – Geometria 3D do grupo de camadas da face do maciço, são malhas independentes conectadas entre si.....	101

Figura 7.9 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista lateral do plano de simetria. ....	102
Figura 7.10 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista frontal. ....	102
Figura 7.11 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista lateral da ombreira. ....	102
Figura 7.12 – Geometria da malha 3D. ....	103
Figura 7.13 – Sequenciamento de alteamento do maciço de enrocamento no sequenciamento passo a passo. ....	104
Figura 7.14 – Sequenciamento passo a passo da ativação da laje. ....	105
Figura 7.15 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos passo a passo com aterro inicial. ....	105
Figura 7.16 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de um quarto. ....	106
Figura 7.17 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de dois quartos. ....	107
Figura 7.18 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de três quartos. ....	107
Figura 7.19 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso total. ....	108
Figura 7.20 – Síntese dos resultados de compressões horizontais em S11 em diferentes atrasos e modelos. ....	109
Figura 7.21 – Tensões S33 nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. ....	110
Figura 7.22 – Tensões S33 nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso. ....	110
Figura 7.23 – Tensões S33 nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. ....	110
Figura 7.24 – Tensões S11' nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. ....	111
Figura 7.25 – Tensões S11' nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso. ....	111
Figura 7.26 – Tensões S11' nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. ....	111



Figura 7.27 – Deslocamentos U nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento. ....	112
Figura 7.28 – Deslocamentos U nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso. ....	112
Figura 7.29 – Deslocamentos U nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento. ....	112
Figura 7.30 – Desvios nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.....	113
Figura 7.31 – Desvios nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso.....	113
Figura 7.32 – Desvios nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.....	113
Figura 8.1 – Exemplo ilustrativo para a resposta ao primeiro objetivo geral, (a) caixas de recalque na construção e (b) deslocamento da laje devido o enchimento.....	116
Figura 8.2 – Exemplo ilustrativo para a resposta ao segundo objetivo geral com as tensões máximas para cada atraso da laje. ....	117
Figura 8.3 – Exemplo ilustrativo em resposta ao primeiro objetivo específico, com imagens de (a) fluxo em meios porosos e (b) fluxo de calor. ....	118
Figura 8.4 – Exemplo ilustrativo em resposta ao segundo objetivo específico para imposição de fluxo de calor para indução de redução vertical de volume. ....	119
Figura 8.5 – Exemplo ilustrativo em resposta ao terceiro objetivo específico. Com tensões no eixo de simetria da laje (a) compressão na direção horizontal e (b) tensões normais.....	120

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores Típicos do Modelo Hiperbólico (Saboya & Byrne, 1993). ....	15
Tabela 3.1– Casos de grandes trincas e rachaduras na laje de montante (Frutuoso, 2007). ....	20
Tabela 3.2 – Parâmetros de melhor ajuste do modelo hiperbolico modificado (Saboya & Byrne, 1993).....	23
Tabela 3.3 – Cota absoluta (modificado de Cruz & Pereira, 2007) e cota relativa.....	24
Tabela 3.4 – Módulos elásticos e de endurecimento do projeto da BEFC Campos Novos (Antunes <i>et al.</i> , 2007).....	27
Tabela 3.5 – Parâmetros utilizados para simulações da Barragem Barra Grande (Frutuoso et al., 2015).....	29
Tabela 5.1 – Espessura da laje. ....	62
Tabela 5.2 – Passos Construtivos do Enrocamento.....	74
Tabela 6.1 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-10x-50%. ....	78
Tabela 6.2 - Módulos equivalentes estimados à montante no Modelo EP-10x-50%.....	80
Tabela 6.3 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x. ....	81
Tabela 6.4 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-00%.....	83
Tabela 6.5 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-25%.....	85
Tabela 6.6 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-50%.....	86
Tabela 6.7 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-75%.....	88
Tabela 6.8 – Módulos de elasticidade calibrados em cada um dos nove modelos (MPa). ....	90
Tabela 6.9 – Fluência anual vertical, calibrados em cada um dos nove modelos (%/ano). ....	91
Tabela 6.10 – Deslocamentos na laje (cm), valores lidos e valores calculados nos cinco modelos e EQM. ....	95
Tabela 7.1 – Passos Construtivos do Enrocamento no sequenciamento passo a passo. ....	104

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIATURAS

$A, b$  = constantes obtidas a partir de ensaios para representação da resistência de enrocamentos [adimensional];

$A_l$  = área da laje de concreto [ $L^2$ ];

$BEFC$  = Barragem de Enrocamento com Face de Concreto;

$c$  = coesão [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$C_T$  = calor específico [ $ML^{-1}T^{-2}\Theta^{-1}$ ];

$C_U$  = coeficiente de uniformidade [adimensional];

$d$  = coesão aparente [ $ML^{-1}t^{-2}$ ];

$d'$  = coesão efetiva no trecho saturado [ $ML^{-1}t^{-2}$ ];

$D_r$  = densidade relativa [adimensional];

$D_{60}$  = diâmetro da peneira correspondente à 60% passante de material [adimensional];

$e$  = índice de vazios [adimensional];

$EQM$  = Erro Quadrático Médio;

$FFV$  = Fator de Forma do Vale;

$H$  = altura da barragem [ $L$ ];

$L$  = comprimento da crista de ombreira a ombreira [ $L$ ];

$e_{laje}$  = espessura da laje [ $L$ ];

$E_r$  = módulo de Young enrocamento [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$E_e$  = módulo elástico [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$E_p$  = módulo plástico [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$E_{ep}$  = módulo elasto-plástico [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$H$  = altura da barragem [ $L$ ];

$H_z$  = altura da barragem medida à partir do topo [ $L$ ];

$IIR$  = Indicador do Inverso do Recalque;

$k$  = razão entre tensão líquida média com coesão [adimensional];

$k_i$  = coeficiente de permeabilidade na direção  $i$  [ $LT^{-1}$ ];

$k_T$  = condutividade térmica [ $MLT^{-3}\Theta^{-1}$ ];

$K_B$  = módulo volumétrico hiperbólico [adimensional];

$K_E$  = número elástico hiperbólico [adimensional];

$m$  = módulo exponencial hiperbólico [adimensional];

$M$  = inclinação da curva de estado crítico [adimensional];

$n$  = expoente elástico hiperbólico [adimensional];  
 $N$  = número de amostras;  
 $p$  = média das tensões líquidas [ML-1T-2];  
 $p_s$  = tensão líquida negativa devido coesão aparente [ML-1T-2];  
 $p_0$  = tensão de plastificação [ML-1T-2];  
 $p^c$  = tensão de referência que remete ao pré-adensamento [ML-1T-2];  
 $p_0^*$  = tensão de plastificação na sucção zero [ML-1T-2];  
 $P_0(\lambda(s))$  = tensão efetiva média inicial, em uma determinada sucção ( $s$ ) no espaço p-q [ML-1t-2];  
 $P_{atm}$  = pressão atmosférica [ML-1t-2].  
 $q$  = tensão desviadora [ML-1T-2];  
 $r$  = rigidez máxima do solo, entre 0-1 [adimensional];  
 $R_f$  = fator de correção da hipérbole no modelo hiperbólico [ML-1T-2].  
 $s$  = sucção mátrica ( $u_w - u_a$ ) [ML-1T-2];  
 $S_w$  = grau de saturação [adimensional];  
 $S'$  = variável de controle da porcentagem faltante de colapso ou fluência [adimensional];  
 $S_f$  = constante de controle ao final da construção [adimensional];  
 $t$  = tempo [T];  
 $t_0$  = constante de tempo de início da construção [T].  
 $t_f$  = constante de tempo ao fim da construção [T].  
 $u_a$  = pressão do ar nos poros [ML-1T-2];  
 $u_w$  = poropressão da água [ML-1T-2];  
 $x, y, z$  = direções principais [L];  
 $\beta$  = razão crescente para o controle da rigidez do solo [M-1LT<sup>2</sup>];  
 $\gamma_r$  = peso específico do enrocamento [ML-2T-2];  
 $\delta$  = recalque total [L];  
 $\Delta\varepsilon_e$  = variação da deformação elástica [adimensional];  
 $\Delta\varepsilon_{ep}$  = variação da deformação elásto-plástica [adimensional];  
 $\Delta\varepsilon_p$  = variação da deformação elástica [adimensional];  
 $\Delta\sigma$  = variação de tensão [ML-1T-2];  
 $\Delta v(s)$  = variação de volume específico de uma sucção qualquer até zero [adimensional].  
 $\Delta\phi$  = variação do ângulo de atrito [adimensional];  
 $\varepsilon(s)$  = deformação dependente da sucção mátrica [adimensional];

$\varepsilon_{MS}(s)$  = deformação de expansão dependente da sucção mátrica [adimensional];  
 $\theta$  = umidade volumétrica [L];  
 $\hat{\theta}_i$  = valor esperado (no caso, o valor deslocamento lido em cm);  
 $\theta_i$  = valor que será avaliado (no caso, o valor de deslocamento calculado em cm);  
 $\theta_T$  = temperatura [Θ];  
 $\kappa$  = módulo elástico logarítmico de deformabilidade volumétrica [adimensional].  
 $\kappa_s$  = módulo elástico para tensão de sucção [adimensional];  
 $\lambda$  = módulo logarítmico de deformabilidade volumétrica [adimensional];  
 $\lambda^*$  = módulo logarítmico de deformabilidade volumétrica na sucção zero [adimensional];  
 $\sigma$  = tensões totais [ML-1T-2];  
 $\sigma'$  = tensão efetiva [ML-1T-2];  
 $(\sigma - u_a)$  = tensões líquidas [ML-1T-2];  
 $\tau_f$  = resistência ao cisalhamento [ML-1T-2];  
 $v(0)$  = volume específico inicial com sucção zero [adimensional];  
 $v(s)$  = volume específico em qualquer sucção [adimensional];  
 $v_{in\ line}(s)$  = volume específico sobre a linha de recompressão [adimensional];  
 $v_r(s_0)$  = volume específico inicial de referência na sucção inicial [adimensional];  
 $v_{Pa}(s)$  = volume específico na tensão de pré-adensamento [adimensional];  
 $\phi$  = ângulo de atrito [adimensional];  
 $\chi$  = fator de Bishop [adimensional].



## 1 INTRODUÇÃO

Barragens são estruturas utilizadas para criação de lagos artificiais com diversos fins, geração hidrelétrica, irrigação, lazer, armazenamento de rejeitos, entre outros. Suas estruturas principais de barramento da água são construídas com diferentes materiais constituintes, em duas classificações principais, de concreto ou as geotécnicas. As barragens de concreto podem ser convencionais ou compactadas com rolo e as geotécnicas de terra ou enrocamento. As barragens de enrocamento são classificadas a partir do elemento de vedação obrigatório. Caso a impermeabilização seja feita a partir de uma laje de concreto na face de montante, a estrutura é denominada Barragem de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC).

A solução em BEFC se mostra bastante segura em termos de estabilidade de taludes. Comumente, os fatores de segurança de estabilidade de taludes em projeto de BEFC ultrapassa o valor de sete. As BEFC são estáveis mesmo construídas em zonas sísmicas, até porque o enrocamento não desenvolve acréscimos de poropressões nestas condições (ICOLD, 2010). Um exemplo de estabilidade é demonstrado no caso de Zipingpu na China, com 156 m de altura. O epicentro de um terremoto em 2008 de 8 na escala Richter estava a cerca de 20 km do aproveitamento. Apesar de alguns danos localizados na laje e na crista, a estrutura permaneceu segura e estável (Materón *et al.*, 2014).

Os mecanismos de falhas observados em BEFC não estão relacionados com o maciço de enrocamento. Como exemplos no ICOLD (2010), pode-se citar a erosão de fundação devido galgamento, erosão interna regressiva tubular (*pipping*) de fundação ou falhas nos mecanismos hidráulicos, como vertedouros, tomadas de água, galerias de desvio etc.

Mesmo com os avanços em métodos de simulações numéricas, os projetos de barragens de enrocamento exigem muitas simplificações, principalmente pelo fato das dificuldades de se obter as propriedades do material por metodologia direta (ensaios). Seu dimensionamento envolve fenômenos complexos de propagação de água ao longo do tempo e seus critérios são predominantemente semiempíricos (Pinto, 2007). O problema é um pouco maior quando o material não está totalmente inundado, como no caso das BEFC. Arranjos de deformações não previstos em projeto geraram casos surpreendentes de grandes rupturas em lajes de vedação. A Figura 1.1 expõe exemplos de lajes de barragem que apresentaram trincas após o primeiro enchimento.



(a) Xingó



(b) Tianshengqiao N°.I



(c) Campos Novos



(d) Barra Grande



(e) Shuibuya



(f) Mohale

Figura 1.1 – Fotos de lajes de montante de BEFC: (a) e (b) trincas; (c), (d), (e) e (f) rupturas (modificado de Frutuoso et al. 2015).

A complexidade na previsão de comportamento do enrocamento também é agravada devido as incertezas oriundas da influência do formato das partículas, atrito entre partículas, mineralogia da rocha, estado de compactidade do enrocamento, granulometria, adição ou não de água (Maia, 2001). Além da falta de controle das fissuras provenientes do processo desmorte a fogo da rocha para formar o material de enrocamento. Com o material chegando na praça de compactação, o processo de subida do aterro também produz variações, por fatores tais como: lançamento; espalhamento; molhagem e energia de compactação etc.

Mesmo com uso ensaios de laboratório com artifício do efeito escada, os equipamentos são grandes e exigem mão de obra especializada disposta a manipular o material, o que demanda tempo e carga de trabalho excessiva. Ademais, o efeito escala pode influenciar significativamente os resultados dos ensaios (Maia, 2001). A escolha dos níveis de carregamento do ensaio está relacionada com a altura e tensões impostas pela obra que se pretende executar. Todavia, as incertezas também perpassam os efeitos transientes da água em BEFC, pois o talude de montante não fica totalmente inundado pelo reservatório como nas barragens com núcleo de argila. Por mais que a deformabilidade do enrocamento esteja intimamente relacionada com a umidade, o próprio



fluxo de umedecimento dos grãos que ficam atrás da laje de concreto é difícil de ser medido no campo. A propagação também envolve a umidade do ar e a velocidade de entrada de água dentro de fissuras e microfissuras da rocha em imensos volumes de material compactado (Oldecop & Alonso, 2001),

A avaliação comparativa do enrocamento seco e com água pode ser feito para caracterizar o comportamento predominante do material. O efeito da água pode ser: umedecimento; inundação; ou percolação de água. O termo colapso é usado quando ocorre uma redução de volume brusca sem aumento externo do carregamento.

Quando a amostra é umedecida ou molhada durante o carregamento, a tendência é que o material que estava inicialmente seco afluja para o comportamento do material com água, em termos de deslocabilidades, como nos modelos de Alonso et al. (1990) e Oldecop & Alonso (2001). Essa deslocabilidade adicional depende de diversos fatores, entre eles o grau de fissuração e a composição mineralógica dos grãos.

Ao longo das últimas décadas, os avanços de equipamentos e ferramentas implementadas para geotecnia estão permitidos, cada dia mais, que os projetos sejam respaldados por simulações numéricas computacionais. Entretanto, a disponibilização de recursos avançados e sofisticados podem demorar para atingir a indústria da engenharia geotécnica de barragens, principalmente nos materiais com poucas informações de parâmetros de laboratório, como no caso de enrocamentos.

## **1.1 MOTIVAÇÃO**

O comportamento de deformabilidade do enrocamento pode ser tratado por seus fenômenos macroscópicos no maciço em busca do equilíbrio entre dois parâmetros de um modelo simplificado: módulo de deformabilidade e deformação imposta pelo tempo que também pode se propagar no enchimento, devido umedecimento e da magnitude de tensões. A dificuldade na previsão em novos projetos reforça a crescente tendência de revisão dos critérios de projeto com uso de retroanálise fundamentada por bases técnicas a partir do desempenho de obras anteriores. O colapso do enrocamento em BEFC se desenvolve ao longo da construção, durante o enchimento e depois, na operação da barragem. A motivação principal do estudo está pautada na busca de modelo que possa representar a realidade de comportamento do colapso do enrocamento e a influência do atraso de construção da laje no contexto das BEFC.

## 1.2 OBJETIVOS

A tese possui dois objetivos gerais:

- Propor e validar uma metodologia de calibração para o colapso e fluência de enrocamento aplicado a barragens com face de concreto que considere deformabilidade no tempo;
- Avaliar a influência de tensões e deslocamentos na laje de concreto em diferentes atrasos de sequenciamento construtivo com relação ao alteamento do enrocamento com parâmetros já calibrados pela retroanálise de caixas de recalque e deslocamentos na laje.

Os objetivos específicos são:

- Adaptar as formulações matemáticas da equação de fluxo de calor e do comportamento da dilatação térmica ortotrópica como artifício para a acoplagem com comportamento mecânico de fluxo e colapso sem interferência da sucção na tensão efetiva de enrocamentos;
- Viabilizar a calibração de modelagem de colapso de enrocamento no tempo e com fluxo de umedecimento a partir de dados de instrumentação de caixas de recalque e deslocamentos na laje em uma seção de BEFC;
- Analisar como o estado de tensões possa induz o fissuramento na laje de BEFC a partir dos resultados do modelo tridimensional calibrado aos dados de instrumentação, considerando diferentes atrasos entre o alteamento do enrocamento e construção da laje.

## 1.3 APRESENTAÇÃO DOS CAPÍTULOS

A Figura 1.2 ilustra uma estrutura esquemática de desenvolvimento da tese. Os Capítulos 2 e Capítulo 3 correspondem às revisões para embasar questões teóricas de comportamento de barragens de enrocamento, com exemplos de aplicações em simulações numéricas em BENA e principalmente BEFC reais.

O Capítulo 4 se aprofunda em questões de modelos constitutivos de colapso e fluxo em geotecnia, com dois exercícios de implementação para adaptação do uso no ABAQUS®. Por mais que os capítulos subsequentes se utilizem de propostas diferentes destes exercícios, fica a experiência e a avaliação crítica do processo de colapso em geotecnia. O Modelo Básico de Barcelona (BBM) foi implementado de forma simples e elegante, somente com acionamento da dependência do comportamento mecânico com a sucção. Utilizando modelos constitutivos já disponíveis por

padrão no ABAQUS®. O modelo de colapso de enrocamento, utilizou-se a dependência da temperatura como representante da sucção, o que forneceu uma implementação ainda mais simples que do BBM.

O Capítulo 5 mostra o produto principal da tese, que é o passo a passo para calibração em um exemplo com resultados de auscultação de caixas de recalque e marcos superficiais, em diferentes tipos de abordagens. O grande diferencial é a possibilidade de utilização de somente dois parâmetros de calibração com obtenção de resultados bastante promissores. A grande contribuição não está no bom resultado em si, mas na apresentação consistente de uma metodologia viável, bem embasada e que possui início, meio e fim, partindo da coleta de dados, passando pela calibração paramétrica e se conectando com resultados que podem otimizar decisões de projetos de uma determinada BEFC.

Por fim, o Capítulo 6 trás uma aplicação prática dos modelos calibrados no capítulo anterior, a partir de avaliações paramétricas de tensões e deslocamentos na laje de concreto em diferentes atrasos construtivos. O estudo se torna única devido a exposição detalhada do artifício numérico singular de substituições sucessivas da camada de face do enrocamento. A estratégia viabiliza o acionamento da laje de concreto em sua espessura correta de projeto e permite a convergência numérica de um modelo tridimensional bastante complexo.

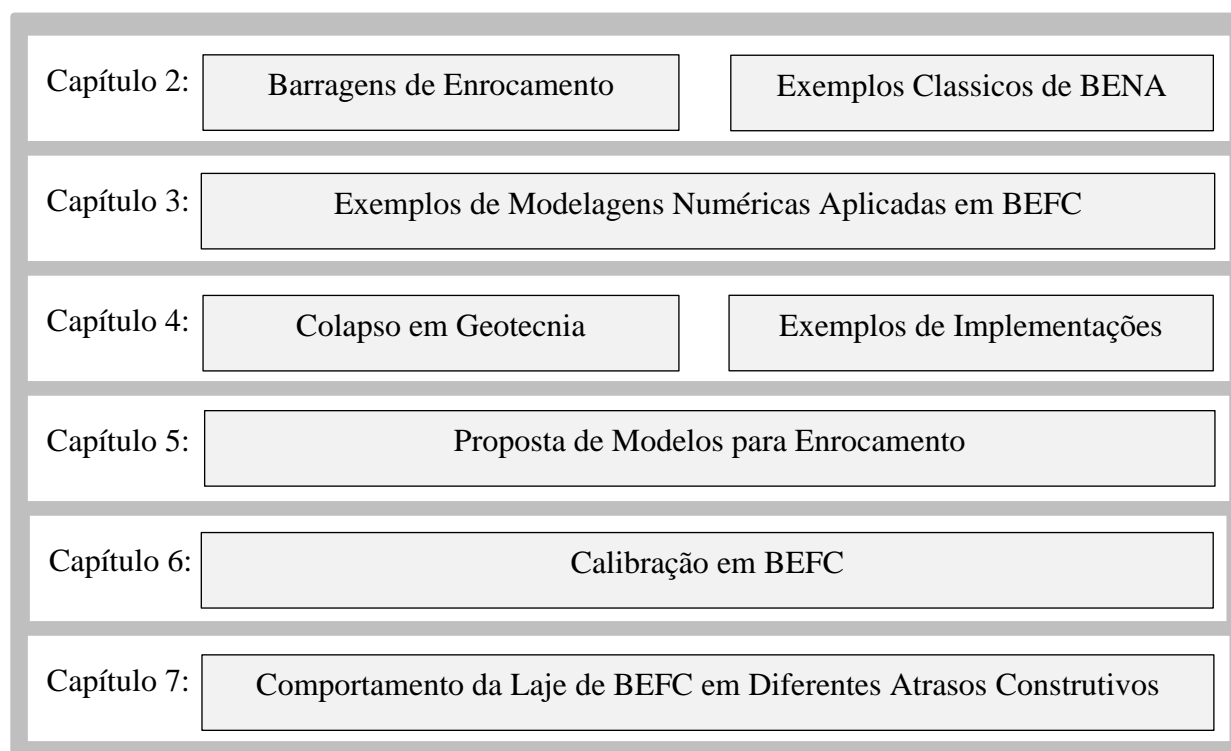


Figura 1.2 – Estrutura de desenvolvimento da Tese.



## **2 BARRAGENS DE ENROCAMENTO**

Os enrocamentos são muito utilizados em obras como rodovias, ferrovias e, também, em barragens, em vales de rios com ombreiras rochosas e abundância de jazidas pétreas. Em condições geológicas favoráveis, as vantagens do uso de maciços de enrocamento incluem a durabilidade e estabilidade estática e dinâmica, se construídas de acordo com as recomendações técnicas. Este capítulo visa exibir um histórico da evolução de entendimento do comportamento de enrocamentos e ao final, com dois exemplos de Barragens de Enrocamento com Núcleo de Argila (BENA) de Oroville e de Beliche que possuem históricos pioneiros de modelagens numéricas. Posteriormente, o Capítulo 3 aborda os exemplos específicos de modelagem numérica de BEFC.

### **2.1 PROGRESSO DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO**

O primeiro registro de uma obra de barragem é do Egito, datado da ordem de 2.700 aC com espaldares de enrocamento e núcleo de solo (Schnitter, 1994). A barragem possuía uma ordem de 14 m de altura, 56 m de comprimento da crista. Segundo Wilson & Squier (1969), a primeira barragem realmente de enrocamento data de meados do século XIX. A seguir um histórico dos períodos de 1850 até 1982, baseado na décima oitava *Terzaghi Lecture* de Cooke (1984).

#### **2.1.1 PERÍODO PRIMITIVO (1850-1940) ENROCAMENTO LANÇADO**

Segundo Cooke (1984), o período primitivo de barragens de enrocamento é datado do período entre 1850 e 1940, com majoritários registros de barragens de mineração de ouro na Califórnia, EUA. A construção das barragens era executada com enrocamento lançado. O material era proveniente das minas escavadas por desmonte a fogo e o elemento de impermeabilização era feito por tábuas de madeira. Nas últimas décadas do período, as barragens chegaram na ordem de 30 m de altura. Todavia, manifestavam consideráveis vazamentos.

O uso massivo de barragens de enrocamento foi popularizado principalmente no século XX, que forneceu material para o início das publicações sobre o assunto. O estudo dos dados de instrumentações de barragens de enrocamento logo mostrou que o enrocamento recalca com presença de água, como mostrado por Howson em 1939, citado por Wallace (1963), na Figura 2.1.

Galloway (1939), citado por Wilson & Squier (1969), afirma que a principal característica que diferencia as barragens de enrocamento é o maciço com material de ampla granulometria, lançado sem necessidade de rearranjo dos grãos. O consenso da época sugeria que de alguma forma, o maciço se consolida pelo próprio peso do material e pela ação aos agentes intempéricos. Estava popularizada a definição de barragens de enrocamento como sendo o maciço com uma impermeabilização à montante e um material intermediário de transição.

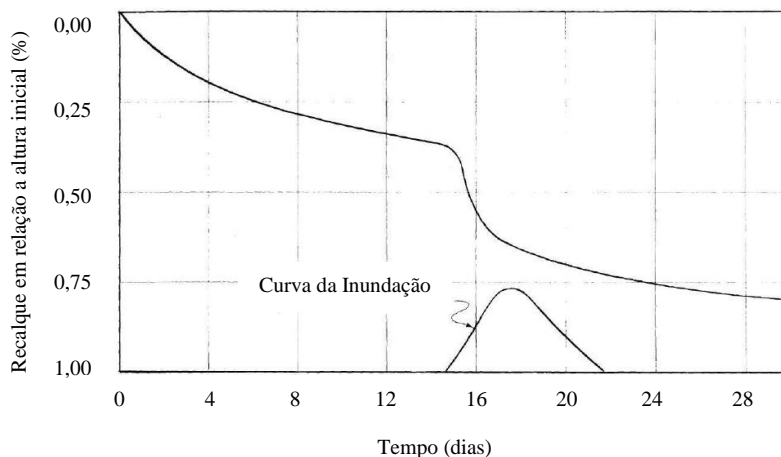


Figura 2.1 –Recalque da Barragem do Rio Dix. (modificado de Howson em 1939, citado por Wallace, 1963).

### 2.1.2 PERÍODO DE TRANSIÇÃO (1940-1965) REAVALIAÇÃO GERAL

O período de engenharia de barragens de enrocamento foi iniciado a partir de 1940 em um período de transição (Cooke, 1984). Iniciaram-se estudos para impermeabilização por núcleo de argila e melhorias nas técnicas construtivas em impermeabilização por face de concreto para melhorar a estanqueidade.

No âmbito das barragens com impermeabilização à montante, a partir de 1940, iniciou-se o uso da laje de concreto à montante, todavia o enrocamento continuava a ser lançado. As especificações da época exigiam material construtivo de alta resistência do aterro, para suportar o aumento das tensões confinantes. As normas utilizadas para enrocamento eram as mesmas de agregado para concreto armado.

O uso de jatos de água era recomendado para limpar todo material fino do enrocamento e garantir o melhor contato entre os grãos lançados. Uma barragem de 46 m foi construída com taludes de 1V:1H e apresentou um desempenho excelente. Segundo Cooke (1984), a BEFC foi nomeada como Lower Bear River No. 2, foi completada em 1952 e quase não careceu de manutenções. Mesmo com as melhores técnicas e os melhores materiais, diversas BEFC um pouco mais altas (a partir de 60 m) continuavam a expor grandes vazamentos quando submetidos ao carregamento do

peso do reservatório. As perdas de água em demasia as vezes impediam a correta formação do lago e o desempenho da barragem estava insuficiente. Optou-se, então, por parar temporariamente a construção de BEFC, acima de 65 m de altura a partir de 1960.

Os estudos da época já traziam a constatação dos indícios da sensibilidade dos enrocamentos com a presença de água. O próprio Terzaghi (1960) ressaltou os benefícios da molhagem no alteamento de enrocamento. O procedimento ajuda no rearranjo dos grãos com enfraquecimento dos blocos que permite a quebra antecipada durante a compactação e a melhora do contato entre os grãos. No mesmo ano, Snethlage *et al.* (1960) complementou os benefícios da molhagem ressaltando a lavagem dos finos, que também melhora o contato entre os grãos. Ambos os autores, daquela época, concordavam que a quebra dos cantos com rearranjo no tempo que provavelmente causa o recalque a longo prazo.

Wallace (1963) executou ensaios oedométricos em enrocamentos seco, inundado e com fluxo de água. Um dos materiais apresentou diferença de deslocamento molhado na ordem de 33% a mais que o seco. Com água em movimento, a diferença passou para 49%. O autor sugeriu que o movimento da água possa ter causado o carreamento de materiais mais finos e rearranjo dos grãos. O ensaio oedométrico também foi executado iniciando com material seco com carregamento até 780 kPa e posterior inundação (Figura 2.2). O recalque do material ocorre com a presença da água sem necessidade de aumentar o carregamento.

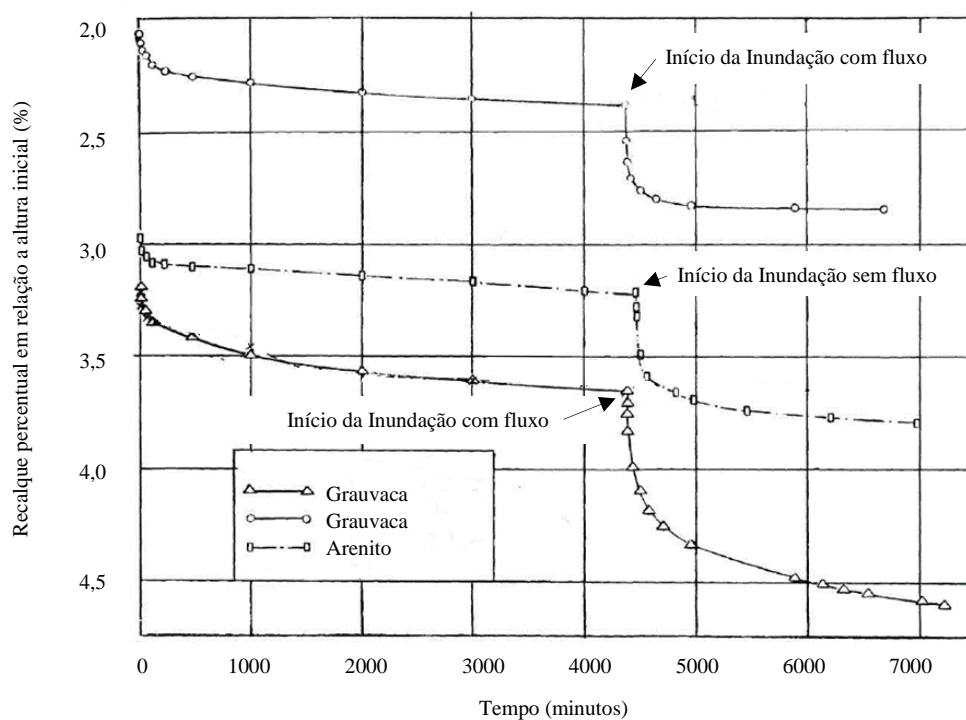


Figura 2.2 – Recalque vs. tempo no Arenito de Pottsville e Grauvaca de Nanthahala. (modificado de Wallace, 1963).

A Figura 2.3 mostra uma compilação feita por Sowers *et al.*, (1965) a partir do resultado de diversos autores, tais como: Growdon (1960); Cooke (1960); Leonard & Raine (1960); Schmidt (1960); Steele & Cooke (1960); Wallace (1963); Hayes (1964) e Cooke (1964). Os recalques percentuais da crista são de 14 barragens. Os resultados sugerem a tendência de uma faixa estreita de comportamento entre 0,25 e 1% nos recalques em relação a altura, para um período de 10 anos.

Os autores esclarecem que a magnitude dos deslocamentos percentuais aparentemente está relacionada principalmente com o método construtivo. O uso de água na compactação do enrocamento possui função de redução dos recalques no tempo.

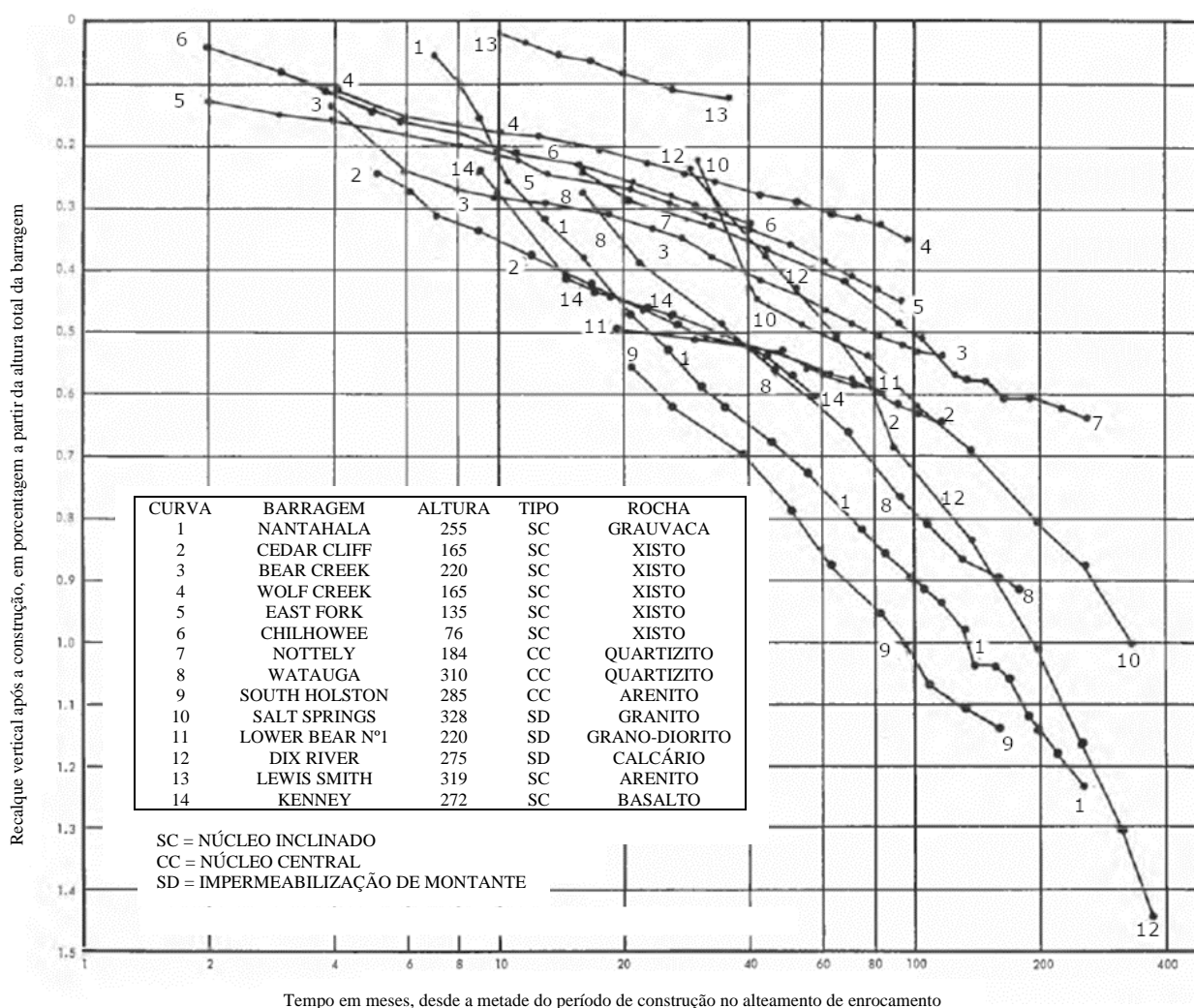


Figura 2.3 – Recalque de crista vs tempo, em barragens de enrocamento após construção. (modificado de Sowers *et al.* 1965).

Sowers *et al.* (1965) mostra que os maiores recalques registrados foram da Barragem Dix, justamente em um alteamento que foi lançado quase sem água. O exemplo contrário é a Barragem Lewis Smith, que foi compactada com bastante lançamento de água e apresentou recalques muito pequenos. As barragens Alcoa, Wolf Creek, East Folk, Beer Creek e Chilhowee foram construídas



com técnicas mais adequadas e expressam resultados melhores que barragens construídas depois, como Nantahala e Cedar Cliff.

Como exemplo de proposta para prever o comportamento da deformabilidade no tempo, Lawton & Lester (citado por Wilson & Squier, 1969) propõe uma equação empírica para estimar o recalque da crista da barragem em função da altura em 1964. Os autores usam dados de onze barragens. Todas desenvolvem uma deformação acima de 0,02% ao ano, em função da altura, sem citar o tempo para chegar neste patamar. A proposta de melhor ajuste foi:

$$\delta = 0,001 \cdot H^{2/3} \quad (2.1)$$

onde  $\delta$  é o recalque total [L] e  $H$  a altura da barragem [L].

O documento de Wilson & Squier (1969) fecha a década com uma compilação do estado da arte de barragens de terra e enrocamento. Diversas barragens são indicadas com detalhes de deslocamentos lidos por instrumentos, entre elas a Barragem Oroville na Califórnia e a Barragem Infiernillo no México, entre outras. O trabalho inclui diversos detalhes dos instrumentos utilizados para realização dos monitoramentos.

### **2.1.3 PERÍODO MODERNO (1965-1982) ENROCAMENTO COMPACTADO**

Os estudos apresentados até o Oitavo Congresso de Grande Barragens, em Edinburgo (1964), marcaram o final do período de transição e início do período moderno. Um dos marcos foi a aposentadoria da técnica de enrocamento lançado, que deu lugar para o enrocamento compactado, em uma transição rápida e inevitável. Os projetistas passaram a desenvolver barragens com alturas cada vez mais altas. Houve a popularização de rolos vibratórios na compactação com muita água, proporcionando notáveis melhorias no desempenho dos enrocamentos.

Os estudos foram ampliados durante o período moderno, compilações de documentação de em diversos aspectos que influenciam no desempenho dos maciços de enrocamento. Segundo Nobari & Duncan (1972), foram observados alguns fatores importantes:

- a umidade inicial é a variável mais importante, pois os quando molhados antecipadamente, possuem uma redução considerável de recalque devido ao enchimento do reservatório;
- o grau de compactação, pois quanto maior a densidade seca, menor a deformabilidade;
- o tipo de composição mineralógica, sendo que enrocamentos provenientes de rochas mais duras (como o basalto), possuem menos recalque por molhagem do que rocha mais brandas (como o argilito), mesmo com características geométricas equivalentes;

- mesmo com diferentes tamanhos de partículas, os materiais possuirão comportamentos semelhantes quando molhados caso estes possuam distribuições granulométricas paralelas, formatos semelhantes dos grãos e a mesma composição mineralógica;
- o mecanismo de colapso por molhagem também possui dependência direta com a magnitude das tensões de contato entre os grãos;
- os enrocamentos inundados tendem a convergir para uma mesma curva de comportamento final, semelhante a linha de estados críticos de areias. Mesmo partindo de diferentes índices de vazios e magnitude de tensões.

- **Efeitos da Água**

O lançamento de água para a compactação é benéfico, principalmente em enrocamentos que manifestam queda de resistência quando molhados. Entretanto, a água em excesso pode induzir problemas ambientais devido o carreamento de sedimentos para o leito natural do rio. Quanto menor a resistência da rocha, maiores serão os sedimentos lançados, que algumas vezes precisam ser tratados antes de retornarem ao leito do rio.

O comportamento de deformabilidade do enrocamento aplicado para construção de barragens é objeto de estudo a várias décadas. Autores pioneiros, especialmente nos Estados Unidos e México, desenvolveram estudos de referência com escala reduzida, como Marachi *et al.* (1969), Fumagalli, (1969) e Marsal (1973). Tais estudos forneceram os elementos fundamentais para a compreensão da deformabilidade de cascalhos com granulometria uniforme. Os dois últimos avaliaram a resistência com oedômetro, e Marsal (1973) ainda incluiu a análise com quebra de blocos de rocha.

Ainda na mesma época, outros estudos oedométricos adicionais também foram realizados com ensaio oedométrico para avaliação de resistência, tais como Sowers *et al.* (1965), Rzadkowsky & Zurech (1970), Nobari & Duncan (1972) e Clements (1981). Os motivos da quebra dos grãos induzidos por água também foram estudados e oferecem explicações complementares no comportamento do enrocamento devido aumento de umidade, tais como:

- perda de coesão por redução de energia livre superficial (Lama & Vutukuri, 1978);
- redução tensão efetiva por redução de sucção (Lama & Vutukuri, 1978);
- expansibilidade em minerais argilosos (Delgado Rodrigues et al., 1982);
- a propagação subcrítica de trinca devido a corrosão sob tensão (Atkinson & Meredith, 1987).

- **Processo de Compactação**

Nas características do processo de compactação, as camadas não ficam homogêneas, pois durante o lançamento dos blocos, os maiores tendem a se depositar na base da camada. Os blocos finos são compactados diretamente abaixo do rolo e induzem um fenômeno de cunha que aperta lateralmente os blocos maiores na base da camada. Segundo Cooke (1984), a escarificação não precisa ser executada para solidarização com as adjacentes, pois anisotropia é favorável no comportamento do todo. O material segregado acaba ficando mais denso e com permeabilidade horizontal muito maior que a vertical. A camada superficial mais lisa gera melhorias para o tráfego e consequentemente aumenta a produtividade sobre o aterro.

Para as BEFC, as melhorias nos processos de compactação consolidados a partir de 1965, forneceram elementos para redução da espessura da laje, menores taxas de armadura, juntas mais eficientes, barragens mais altas e muito mais frequentes devido suas vantagens em relação a outros tipos de arranjos. Os detalhamentos e especificações dos projetos também foram desenvolvidos. Trabalhos icônicos foram publicados com uso de ferramentas computacionais para simulação bidimensional de barragens de enrocamento já na década de 70 do Século XX.

- **Deformabilidade e Estabilidade**

Por mais que rochas resistentes sejam desejáveis, as rochas mais brandas também têm demonstrado bons desempenhos em barragens já construídas. O material do enrocamento não precisa ser obrigatoriamente somente rocha de alta resistência, sendo que siltitos, arenitos, xistos e argilitos podem ser usados como material de aterro. Caso o maciço se torne muito impermeável devido a quebra dos materiais durante a compactação, pode ser necessária a recomendação de instalação de alguma eventual região de drenagem interna.

Segundo Cooke (1984), a deformabilidade dos aterros já monitorados sugerem valores de módulos na ordem de 21 Mpa até 138 MPa. Esse comportamento não depende somente do tipo da rocha, mas da espessura da camada, da granulometria, da compactação, da quantidade de água durante a compactação e de outros fatores.

Ao final do Período Moderno já estava popularizado o uso do modelo linear elástico com incrementos hiperbólicos (Veiga Pinto, 1983) para simulações com elementos finitos para barragens de enrocamento. Alguns exemplos da Barragem Mica por Eisenstein & Simon (1975) e da Barragem Foz do Areia, por Nardelli Rossi (1980). A envoltória de resistência ao

cisalhamento de enrocamentos mais aceito até hoje é o de De Mello (1977) em sua Rankine lecture. A sugestão é uma função que segue uma relação exponencial baseada em ensaios oedométricos realizados nas décadas de 60 e 70:

$$\tau_f = A(\sigma')^b \quad (2.1)$$

onde:

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

A, b = constantes obtidas a partir de ensaios [adimensional], para representação da resistência de enrocamentos;

$\sigma'$  = tensão efetiva [ $ML^{-1}T^{-2}$ ].

#### 2.1.4 PERÍODO CONTEMPORÂNEO (A PARTIR DE 1984)

Devido o grande tamanho dos grãos do encoramento, a determinação de parâmetros por laboratório é muito difícil. É muito usual a estimativa das propriedades por avaliação de comportamento de barragens que foram auscultadas. Autores como Marsal (1973); Clements (1984); Fitzpatrick *et al.* (1985); Cooke & Sherard (1987); Pinto & Marques Filho (1998); estudaram correlações para estimar deformações em enrocamento, que podem ser usados para supor parâmetros também em BEFC. Contudo, devido a grandes dificuldades de execução, os ensaios nos enrocamentos são escassos e com limitações de um ou dois fatores para correlação com a deformabilidade. A Figura 2.4, mostra um modelo ilustrativo para estimativa de deformabilidades construtivas e, também, deformabilidades na face de montate.

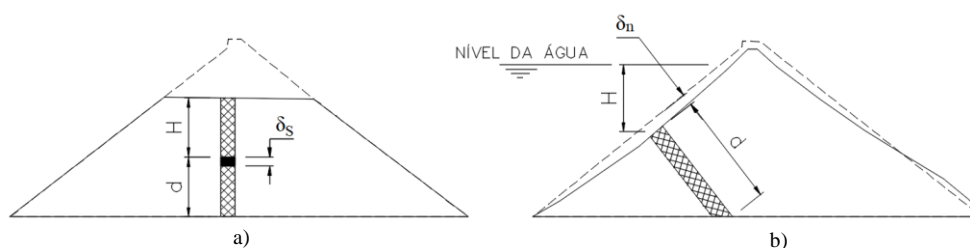


Figura 2.4 – Determinação do módulo de enrocamentos durante a construção a) e durante o enchimento b). (modificado de Fitzpatrick *et al.*, 1985).

As análises construtivas consideraram módulos de elasticidade variáveis com as tensões octaédricas. A Tabela 2.1 mostra exemplos de valores de parâmetros estudados por diferentes autores. Hunter & Fell (2002) apontam métodos de estimativa de comportamento em 35 barragens da Austrália, África do Sul, Sudeste da Ásia, México, China e Estados Unidos, com dados técnicos de boa qualidade com caracterização de materiais. Outras áreas da engenharia empregam o uso de enrocamento também se beneficiam com os estudos provindos das barragens, como engenharia rodoviária, proteções hidráulicas, entre outras.

Tabela 2.1 - Valores Típicos do Modelo Hiperbólico (Saboya &amp; Byrne, 1993).

Referência	CU	KE	n	M	KB	Dr (%)	D60(cm)	Tipo de Partícula
Marsal (1973)	18,0	534	0,37	0,14	283		20,0	Basalto, subangular
Signer (1973)	4,7	450	0,35			82	5,0	Basalto, subangular
Signer (1973)	5,0	400	0,51			100	2,0	Basalto, subangular
Marsal et al.*	52,0	540	0,43	0,34	135	70	4,7	Conglomerado, subangular
Marsal et al.*	84,0	690	0,45	0,22	170	85	2,1	Cascalho, arredondado
Marsal et al.*	5,5	340	0,28	0,18	52	90	9,3	Diorito, angular
Marsal et al.*	19,0	450	0,37	0,18	255	95	1,9	Basalto, angular
Sharnon*	2,5	410	0,21	0,00	175	90	1,5	Basalto triturado, angular
Becker et al.*	6,8	330	0,46	0,46	110	90	2,0	Arenito, angular

\*para estas referências, ver Duncan et al. (1980).

Mais recentemente, Santos (2019) contribui com uma análise crítica do comportamento mecânico de enrocamentos por meio de modelagem em escala de laboratório. Um extenso banco de dados do comportamento mecânico do enrocamento foi criado. Com ensaios de laboratório variando tamanho, forma e distribuição granulométrica das partículas, fatores que influenciam na força de contato e na quebra de partículas. O comportamento de ensaios pode ser aproximado ao observado em campo. De forma secundária, observou-se que o colapso do enrocamento da barragem estudada ocorre em múltiplos estágios e não necessariamente no momento da molhagem.

## 2.2 EXEMPLOS PIONEIROS EM MODELAGENS NUMÉRICAS DE BENA

Dois métodos pioneiros marcaram de análises computacionais de elementos finitos aplicados à BENA: Nobari & Duncan (1972) com uma consideração do colapso na Barragem Oroville e; Naylor *et al.* (1989) a partir de uma generalização do primeiro método, aplicado na Barragem Beliche.

### 2.2.1 BARRAGEM OROVILLE

A Barragem Oroville foi concluída em 1968 e possui uma altura na ordem de 235 m, com espaldares de enrocamento e núcleo de argila inclinado à montante. É a barragem mais alta dos Estados Unidos e contemplada como a primeira proposta de implementação computacional em elementos finitos para o colapso do enrocamento. O modelo de análise foi proposto, testado e validado por Nobari & Duncan (1972) a partir dos deslocamentos verticais medidos na barragem desde o final da construção até o enchimento do reservatório estão mostrados na Figura 2.5.

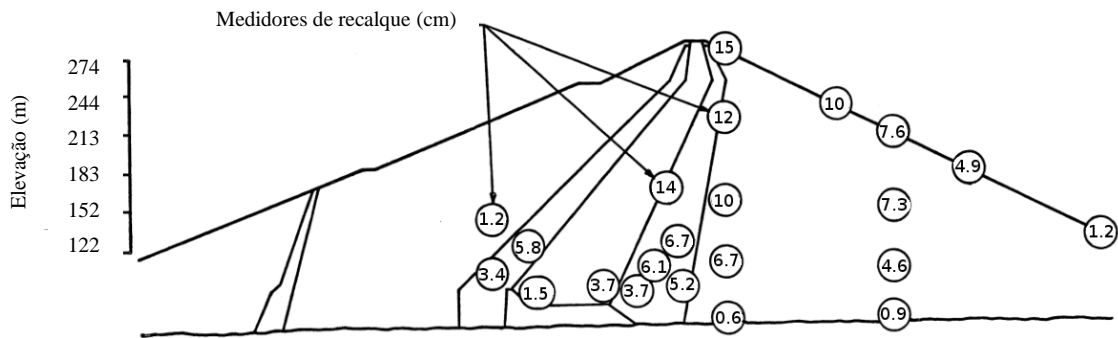


Figura 2.5 – Deslocamentos verticais (cm) medidos na seção de maior altura da Barragem Oroville (modificado de Nobari & Duncan, 1972).

As medidas de campo também incluem todos os efeitos ao longo do tempo com magnitude desconhecida e que o modelo em elementos finitos não contempla. Segundo os autores, esta foi a razão pela qual o resultado do modelo computacional (Figura 2.6) retornou deslocamentos menores que os lidos na maior parte da barragem. A generalização do método de Nobari & Duncan (1972) foi implementado por Naylor *et al.* (1989) com a utilização em modelos constitutivos arbitrários. A análise é baseada sempre em dois conjuntos de parâmetros: primeiro seco e depois saturado. Todos os métodos implementados até então consideravam a inundação completa do enrocamento.

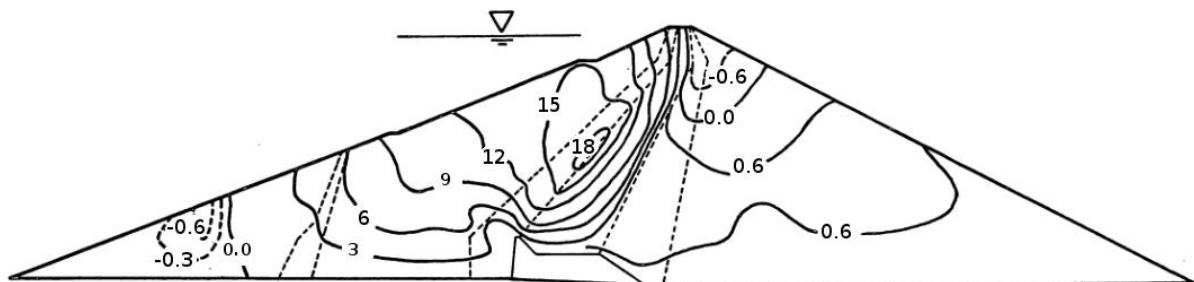


Figura 2.6 – Deslocamentos verticais (cm) calculados na seção de maior altura da Barragem Oroville (modificado de Nobari & Duncan, 1972).

O estudo experimental de Nobari & Duncan (1972) exhibe também uma proposta analítica em comparação com resultado computacional para modelar o comportamento de BENA submetida ao enchimento do reservatório. Observou-se que a umidade possui influência direta na compressibilidade, resistência ao cisalhamento, mudanças de volume dos materiais geotécnicos, durante o umedecimento e ao longo do tempo.

Nobari & Duncan (1972) consideraram o colapso duas etapas: primeiro com a variação de tensões devido a inundação, com deformações constantes, baseada em resultados de ensaios experimentais; segundo com a permissão de deformações para o equilíbrio de forças externas e internas. A calibração dos parâmetros foi feita a partir de resultados de laboratório em duas

condições distintas, com o material seco e com a molhagem das amostras. Com os parâmetros, foi simulado computacionalmente antes e depois do enchimento da BENA, comparando com resultados reais de auscultação.

As duas etapas propostas por Nobari & Duncan (1972) foram seguidas em diversos trabalhos, tais como Veiga Pinto (1983) com a Barragem Beliche e Justo & Saura (1983), que abordam simulações tridimensionais lineares da Barragem Infiernillo. Posteriormente, Naylor *et al.* (1989) generalizou o método para outros modelos constitutivos, que permitiu a obtenção da trajetória de tensões durante o processo de inundação. Segundo os autores, o procedimento era um artifício computacional que apresenta bons resultados, mas não necessariamente representava fisicamente a realidade.

### 2.2.2 BARRAGEM BELICHE

A Barragem Beliche possui 54 m de altura, espaldares de enrocamento e núcleo com argila de baixa plasticidade. Mesmo com altura muito inferior à Barragem de Oroville, esta estrutura geotécnica sempre foi alvo de atenção no meio acadêmico, pois foram contemplados ensaios de laboratório extensivos para determinar diversos parâmetros do enrocamento. A instrumentação foi executada com células de tensões totais, piezômetros, inclinômetros e marcos topográficos. Naylor *et al.* (1989) descreveu uma retroanálise da barragem de Beliche, considerando os efeitos devido ao enchimento do reservatório. O modelo considerou um modelo constitutivo elasto-plástico, dependente das tensões efetivas. Os autores se debruçaram no problema, na tentativa de calibrar os parâmetros nos resultados obtidos no laboratório com posterior estimativa dos deslocamentos em comparação aos resultados lidos da instrumentação. A Figura 2.7 mostra a malha de elementos finitos do modelo numérico.

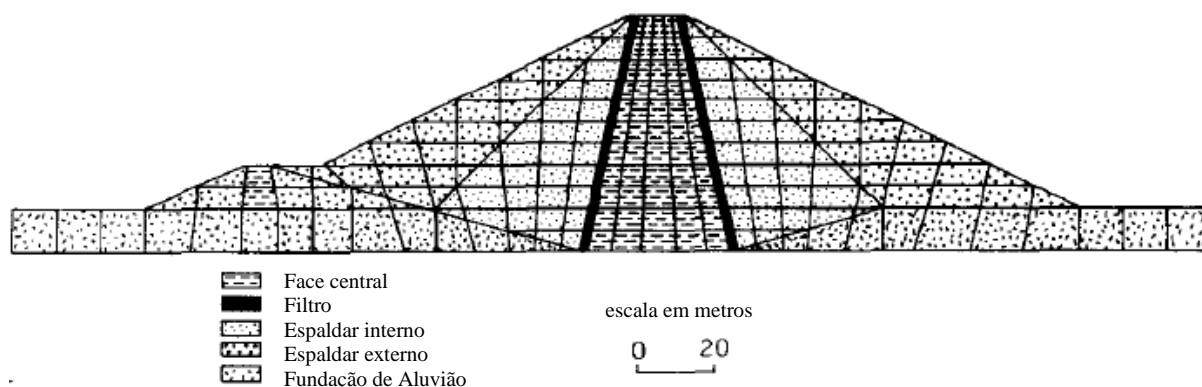


Figura 2.7 – Malha de elementos finitos para a modelagem da Barragem Beliche (modificado de Naylor *et al.*, 1986).

Naylor *et al.* (1997) chegou à conclusão de que o procedimento de importação das tensões, separadamente das deformações, não necessariamente representa a realidade. Os autores descrevem uma metodologia para retro análise da Barragem de Beliche, agora com os efeitos do enchimento do reservatório, utilizando tensões efetivas e parâmetros em modelo de estado crítico elastoplástico, a discussão é retomada em Naylor *et al.* 2001.

Mas adiante, autores como Alonso *et al.* (2005) também estudaram a mesma barragem com uso do modelo proposto por Oldecop & Alonso (2001) para os espaldares de enrocamentos, abordado mais adiante no item 4.2. Para o núcleo de argila, foi aplicado o Modelo Básico de Barcelona (BBM) de Alonso *et al.* 1990. A implementação numérica do BBM no CODE\_BRIGTH foi concebida por Olivella *et al.* (1996). Vale ressaltar a utilização deste mesmo programa computacional por Alonso *et al.* em 2011, para análise da Barragem Lechago. O BBM é apresentado em mais detalhes no Capítulo 4.

Paralelamente, uma outra vertente foi a implementação numérica do programa ALFINE, por Farias em 1993, a partir da tese de análise numérica de barragens com núcleo de argila. A adição da consolidação em meios não saturados com aplicação em obras de terra foi executada por Cordão Neto (2005), entre outros atributos. As melhorias do ALLFINE foram aplicadas na análise da Barragem Emborcação, por Rocha (2007), que se trata de uma BENA e por Frutuoso *et al.*, 2015 na BEFC Barra Grande, que será ilustrada no Capítulo 3.

### **2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 2**

O capítulo exibiu um breve histórico da evolução de entendimento do comportamento de enrocamentos, desde o período primitivo de barragens de enrocamento na Califórnia (entre 1850 e 1940), passando pelo período de transição, até o Oitavo Congresso de Grande Barragens, em Edimburgo (1964). O período de transição foi marcado com o desenvolvimento de melhorias nas técnicas construtivas de impermeabilização que foram consolidadas no período moderno com o fechamento do trabalho de Cooke (1984). A finalização do Capítulo 2 foi marcada com a apresentação de duas abordagens pioneiras de utilização de modelos computacionais para modelagem de barragens de enrocamento. O Capítulo 3, discorre sobre BEFC, com algumas citações de propostas de calibrações macroscópicas, que auxiliarão na compreensão do panorama recente de abordagens que possuem algum tipo de similaridade ao tema desta tese.



### 3 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

Na sequência do breve histórico da evolução do comportamento de enrocamentos desenvolvido no Capítulo 0. O atual capítulo se aprofunda nas questões de Barragem de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC). Desde o básico, a seção principal clássica com distribuição do enrocamento foi proposta por Cooke & Sherard (1987), na Figura 3.1.

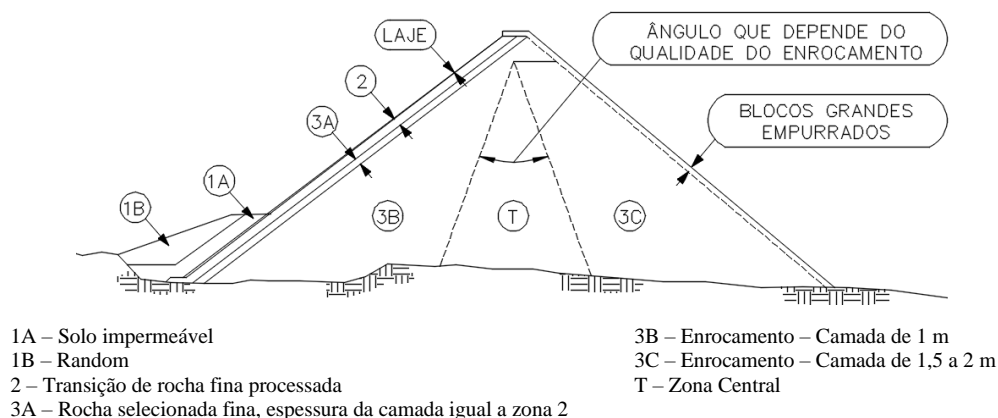


Figura 3.1 – Designação das zonas de uma BEFC de enrocamento são (modificado de Cooke & Sherard, 1987).

A solução em BEFC se mostra bastante segura em termos de estabilidade de taludes mesmo construídas em zonas sísmicas, como demonstrado no caso de Zipingpu na China, com 156 m de altura. O epicentro de um terremoto em 2008, de 8 na escala Richter estava a cerca de 20 km do aproveitamento. Apesar de alguns danos localizados na laje e na crista, a estrutura permaneceu segura e estável (Materón *et al.*, 2014).

Mesmo com os avanços em métodos de simulações numéricas, os projetos de barragens de enrocamento exigem muitas simplificações, principalmente pelo fato de não ser possível obter as propriedades do material por metodologia direta sem fator de escala nos ensaios. Seu dimensionamento envolve fenômenos de propagação de deformabilidades ao longo do tempo e seus critérios de projeto são predominantemente semiempíricos (Pinto, 2007). Arranjos de deformações não previstos em projeto geraram casos surpreendentes de grandes rupturas em lajes de vedação.

Quatro casos chamam a atenção, conforme Tabela 3.1, ressaltados também por autores como Frutuoso (2007) e Materón *et al.* (2014). As perdas de água devido às trincas e rachaduras na laje de montante devem ser medidas e observadas, pois podem representar uma perda econômica na geração hidroelétrica. O fenômeno de deformação lenta, devido ao esmagamento e as

acomodações do enrocamento, também deve ser medido, porque pode causar ou agravar danos na laje. Todas as quatro barragens estão em pleno funcionamento, sem comprometimento de suas estabilidades estruturais.

Tabela 3.1– Casos de grandes trincas e rachaduras na laje de montante (Frutuoso, 2007).

Barragem	H	L/H	A/H <sup>2</sup>	Geologia	Talude de Montante	Talude de Jusante
Tianshengqiao-1 (2003/2004)	178	6,2	5,68	Calcário e Argilito	1,4	1,4
Barra Grande (2005)	185	3,59	3,16	Basalto	1,3	1,3
Campos Novos (2005)	202	2,93	2,60	Basalto	1,4	1,4
Mohale (2006)	145	4,14	4,14	Basalto Dolerítico	1,4	1,45

Os módulos de deformabilidade decrescem com o aumento das tensões nos materiais que constituem a barragem, onde as barragens mais altas irão deformar mais em termos percentuais. Materón *et al.* (2014) expõe um gráfico que plotam resultados de dezoito BEFC de eixos com indicadores adimensionais (Figura 3.2). Destaca-se que as quatro barragens que manifestaram ruptura estão abaixo de uma espécie de linha de segurança. No eixo das abcissas o indicador é puramente geométrico, chamado de Fator de Forma do Vale (FFV), e dado por:

$$FFV = A_l/H^2 \quad (3.1)$$

onde:

FFV = fator de forma do vale [adimensional];

$A_l$  = área da laje de concreto [L<sup>2</sup>].

H = altura da barragem [L].

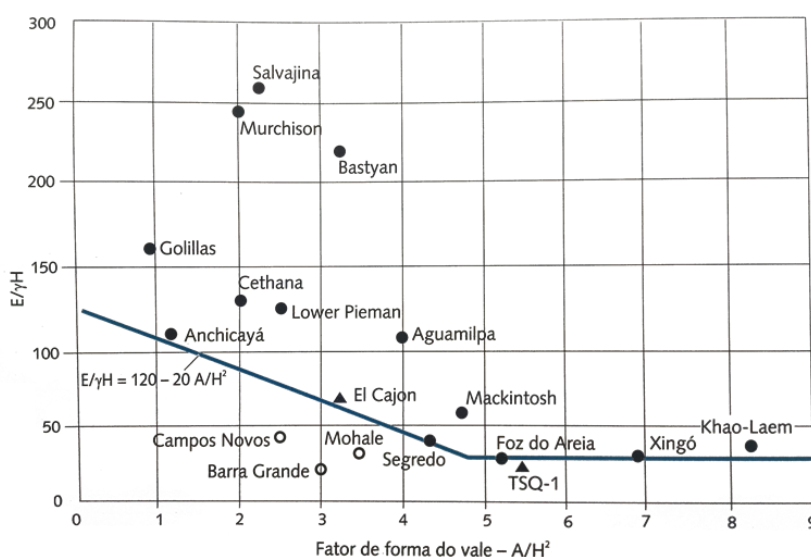


Figura 3.2 – Relação do Fator  $A/H^2$  (modificado de Materón *et al.*, 2014).

No eixo das coordenadas, tem-se um indicador de deformabilidade adimensional que se refere a um indicador do inverso do recalque (IIR), definidos por:

$$IIR = E_r / \gamma_r H \quad (3.2)$$

onde:

$IIR$  = Indicador do Inverso do Recalque

$\gamma_r$  = peso específico do enrocamento [ $ML^{-2}T^{-2}$ ];

$E_r$  = módulo de Young enrocamento [ $ML^{-1}T^{-2}$ ].

O meio técnico tem ampliado o banco de dados de comportamento de deformabilidade de enrocamentos, antes, durante e depois do enchimento do reservatório. As Barragens são auscultadas ao longo do tempo. As informações mais importantes são: dos deslocamentos verticais e horizontais no interior do maciço; dos recalques na crista e; das leituras de deslocamentos das lajes no primeiro enchimento. Mesmo com aumento no volume de dados auscultados, segundo Basso (2007), as leis constitutivas são pouco realistas com relação aos dados lidos em campo, nas diferentes regiões do enrocamento se consideradas as fases construtivas. As tensões construtivas são baixas nas proximidades das faces dos espaldares, o enchimento do reservatório promove uma rotação de tensões principalmente no primeiro terço do talude de montante.

Basso (2007) tenta simular em laboratório a variação de tensões entre a fase construtiva e a fase de enchimento do reservatório. Os módulos de deformabilidade construtivas são maiores durante o carregamento hidrostático em relação ao carregamento de peso próprio. O autor pontua também a inobservância de variações nas tensões desviadoras entre as fases construtivas. A melhor forma de reduzir as deformabilidades e problemas na laje é dedicando maiores esforços para o aumento dos módulos do enrocamento pelo menos dois terços na região do espaldar de montante, que corresponda a Região 3B da Figura 3.1. Como breve resumo de medidas de melhorias, Pinto (2007), estão:

- de seis a oito passadas de rolo vibratório com no mínimo de 12 toneladas, (cerca de 5 t/m);
- molhagem ampla durante a compactação, na ordem de 300 l/m<sup>3</sup>;
- espessura máxima de 60 cm na zona 3B (espaldar de montante) e de até 80 cm na zona 3C (espaldar de jusante).

Para barragens menores, o meio técnico aceita bem que o talude de jusante (3B) possua maior deformabilidade com relação ao espaldar de montante (3C), por questões econômicas. Em barragens maiores, estas grandes diferenças devem ser evitadas.

Na tentativa de compilar os problemas mais comuns, Ma & Chi (2016) mostra o progresso técnico de segurança em BEFC, elenca e analisa diversas barragens de 200 m a 300 m de altura e, também, descrições de comportamentos. Como exemplo de comportamento da laje, os autores citam um estudo do Instituto Chinês de Pesquisas em Recursos Hídricos e Hidroelétrica (CIWRHR, 2016) sobre comportamento de juntas verticais. Os efeitos macroscópicos de deslocamento podem induzir uma rotação e translação nas faixas da laje que induzem regiões de elevadas de compressão, como ilustrado na Figura 3.3. Este efeito pode ser reproduzido por modelos constitutivos macroscópicos. A falta de uniformidade no contato entre as faixas de laje gera forças e danos ao longo das faixas de laje.

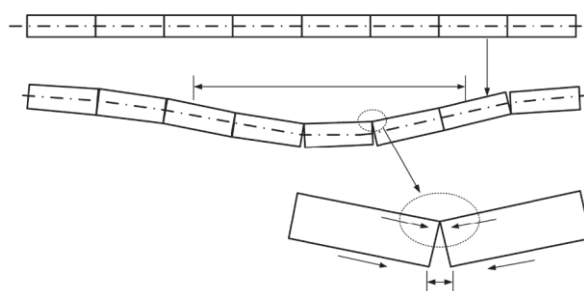


Figura 3.3 – Compressão translacional e rotacional (Ma & Chi 2016).

As análises que consideram efeitos de rotações, translações, concentrações de tensões entre outras, evoluem com os modelos e ferramentas computacionais na aplicação dos Métodos de Elementos Finitos (MEF), onde observou-se um aumento nas publicações de previsibilidade de comportamento de BEFC. Mais recentemente, modelagens numéricas com permissão de deslocamentos diferenciais entre as faixas de laje, principalmente com advento de separação de malha implementada no software comercial ABAQUS®. Deste modo, os subitens subsequentes tratam de citar trabalhos relacionados que se dedicaram para representação o comportamento de BEFC por aplicação de métodos computacionais.

### 3.1 MODELAGEM FOZ DO AREIA

A Barragem Foz do Areia é a primeira BEFC no mundo a exceder a altura de 150 m, deste modo, é o primeiro exemplo descrito neste Capítulo 3. Saboya & Byrne (1993) desenvolveram um estudo bidimensional com utilização do modelo hiporbólico modificado com relação ao implementado por Duncan et al. (1984) no programa FEADAM84 com uma modificação do modelo de Duncan & Chang (1970). O estudo considera a calibração dos parâmetros a partir dos deslocamentos observados das Caixas de Recalque durante a construção da barragem. Os resultados indicam que os módulos de deformabilidade observados durante o enchimento são consideravelmente maiores, pois se comportam com descarregamento.

Para a calibração durante o enchimento, Saboya & Byrne (1993) utilizaram diferentes relações entre os parâmetros de módulos elásticos e elasto-plásticos de 2,5x a 4x e propuseram uma modificação do modelo original no modelo de Duncan et al. (1984), que consiste basicamente em ativar o módulo linear elástico no trecho de descompressão, conforme Figura 3.4. Com a ativação imediata do módulo elástico linear na descompressão, permitiu a calibração dos parâmetros da Tabela 3.2 nas caixas de recalque SC4, SC10, SC15 e SC19, que compõe o eixo central da barragem (Figura 3.5). Os resultados foram plotados durante a construção e enchimento na Figura 3.6.

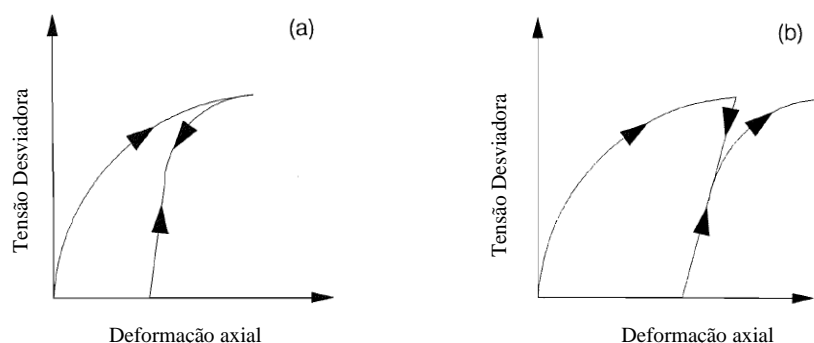


Figura 3.4 – Apresentação esquemática entre (a) do modelo original de Duncan & Chang (1970) e o (b) modificado utilizado por Saboya & Byrne (1993).

Tabela 3.2 – Parâmetros de melhor ajuste do modelo hiperbolico modificado (Saboya & Byrne, 1993).

Material	$C_u$	$K_E$	$n$	$R_f$	$KB$	$m$	$\phi$	$\Delta\phi$
IB	6	350	0,37	0,6	100	0,13	45	5,5
IC	14	400	0,37	0,8	150	0,13	42	2
ID	-	460	0,1	0,65	150	0,13	38	2

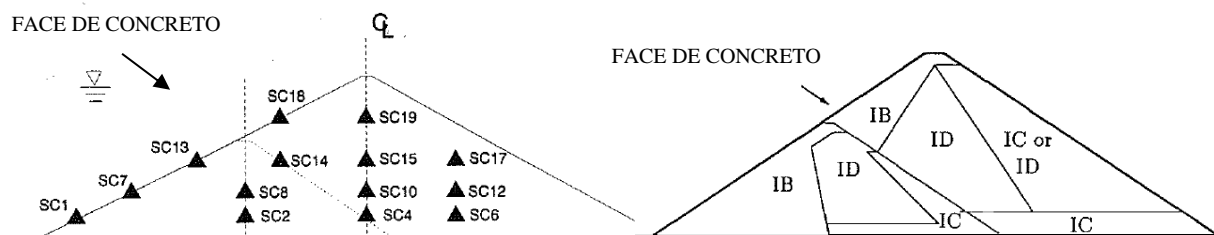


Figura 3.5 – (a) Caixas de Recalque e (b) Regiões no maciço de enrocamento da Barragem Foz do Areia (modificado de Saboya & Byrne, 1993).

### 3.2 MODELAGEM DA BARRAGEM CAMPOS NOVOS

O Terceiro Simpósio de BEFC realizado em Florianópolis no ano de 2007, apresentou os resultados de comportamentos lidos e simulações de diversas BEFC, sobretudo brasileiras. Destacam-se os trabalhos relacionados com a Barragem de Campos Novos, inclusive com descrição detalhada de todo processo de recuperação de rachaduras na laje por Xavier *et al.* (2007). Cruz & Pereira (2007) publicou as leituras de instrumentação com diversos gráficos e

tabelas. A Figura 3.7 mostra o posicionamento das Caixas de Recalque (CR) ao longo da seção de maior altura (Tabela 3.3). As cotas relativas foram adicionadas para auxiliar nas análises posteriores do Capítulo 5.

Tabela 3.3 – Cota absoluta (modificado de Cruz & Pereira, 2007) e cota relativa.

Data	Cota Absoluta	Cota Relativa
15/4/03	465	0
5/5/03	517,5	57,5
14/7/03	535	75
2/10/03	555	95
1/12/03	575	115
30/3/04	595	135
18/6/04	615	155
7/8/04	635	175
27/8/04	645	185
26/9/04	655	195
1/10/05	665	200
13/2/07	Enchimento	

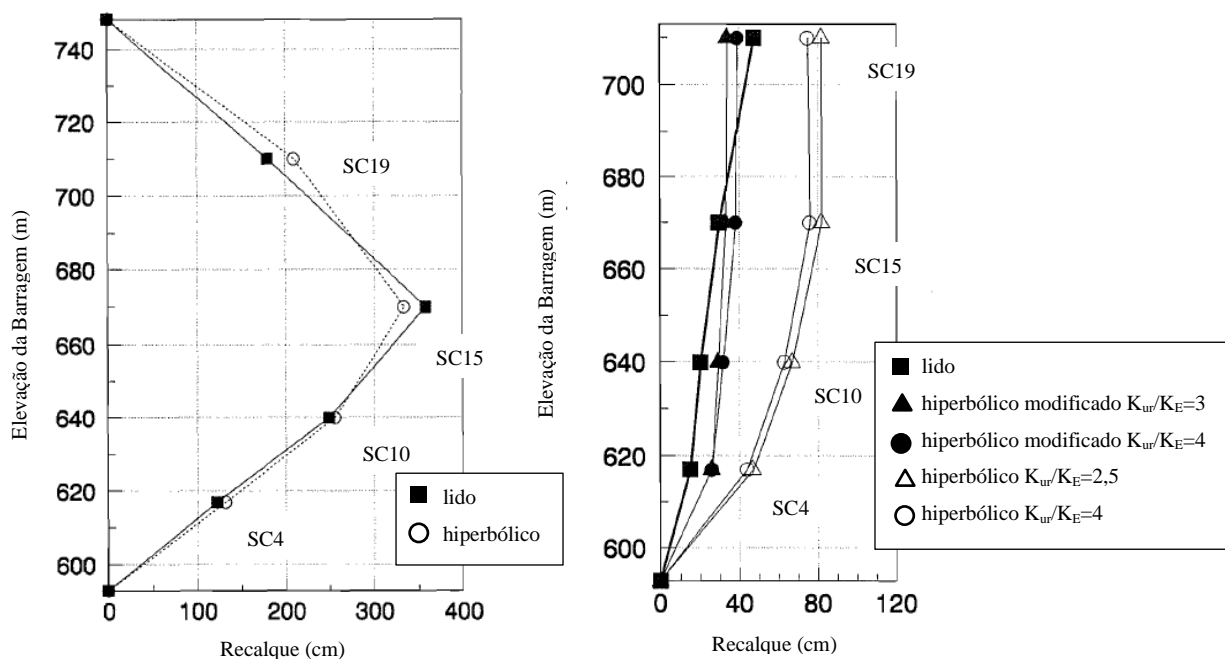


Figura 3.6 – Resultados lidos e calculados com modelos hiperbólicos dos (a) recalques durante a construção e dos (b) recalques durante o enchimento, (modificado de Saboya & Byrne, 1993).

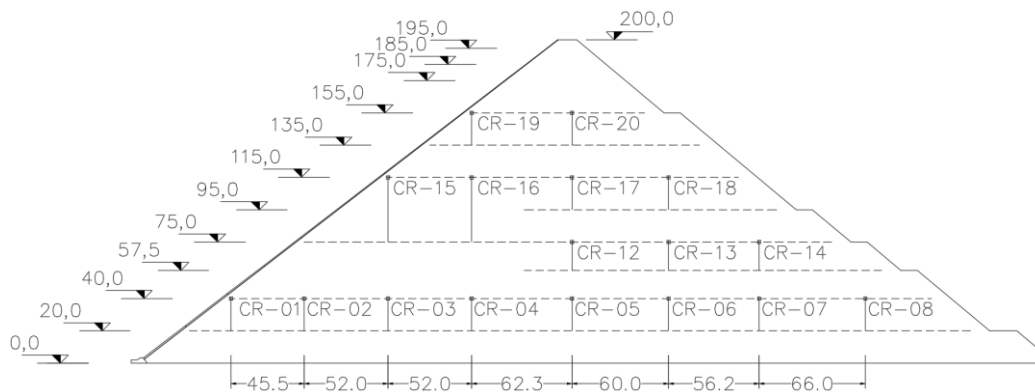


Figura 3.7 - Seção 13+10 da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007).

As leituras de deslocamentos verticais de diversas CR estão mostradas na Figura 3.8 e Figura 3.9. A Figura 3.10 mostra os deslocamentos na laje após o primeiro enchimento da BEFC Campos Novos (Xavier *et al.*, 2007). E na Figura 3.11, demonstra-se a vista geral das lajes trincadas na barragem da UHE em Campos Novos.

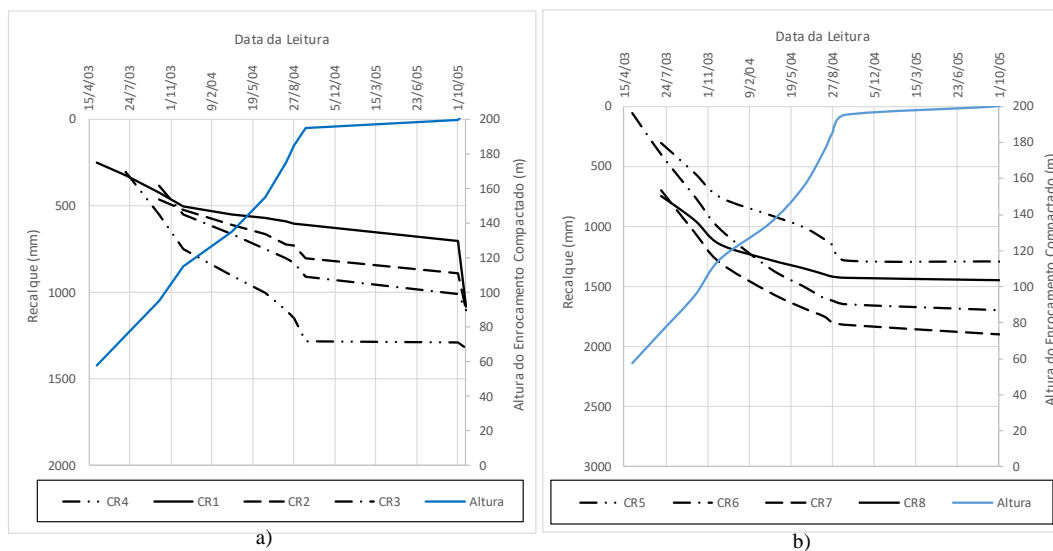


Figura 3.8- Leituras das Caixas de Recalque a) CR01 até CR04 e b) CR05 até CR08 e altura da barragem vs tempo da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007).

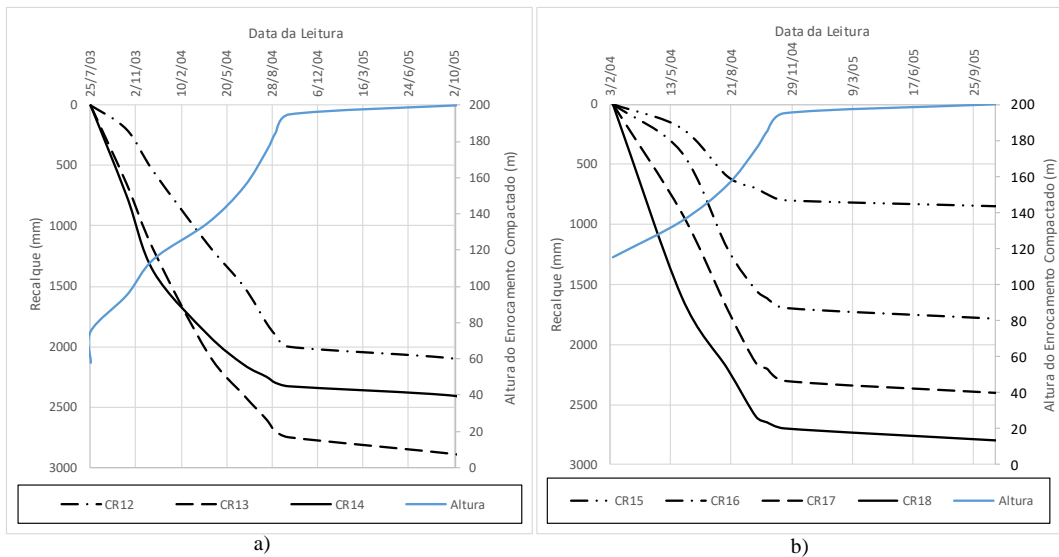


Figura 3.9- Leituras das Caixas de Recalque a) CR12 até CR14 e b) CR15 até CR18 e altura da barragem vs tempo da BEFC Campos Novos (modificado de Cruz & Pereira, 2007).

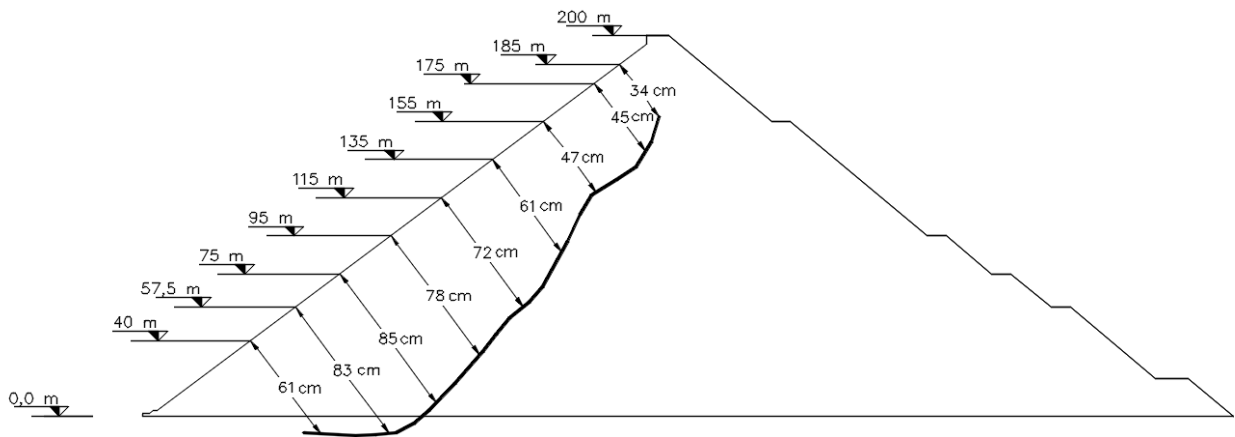


Figura 3.10 – Deslocamentos na laje da BEFC Campos Novos após o primeiro enchimento (modificado de Xavier *et al.*, 2007).

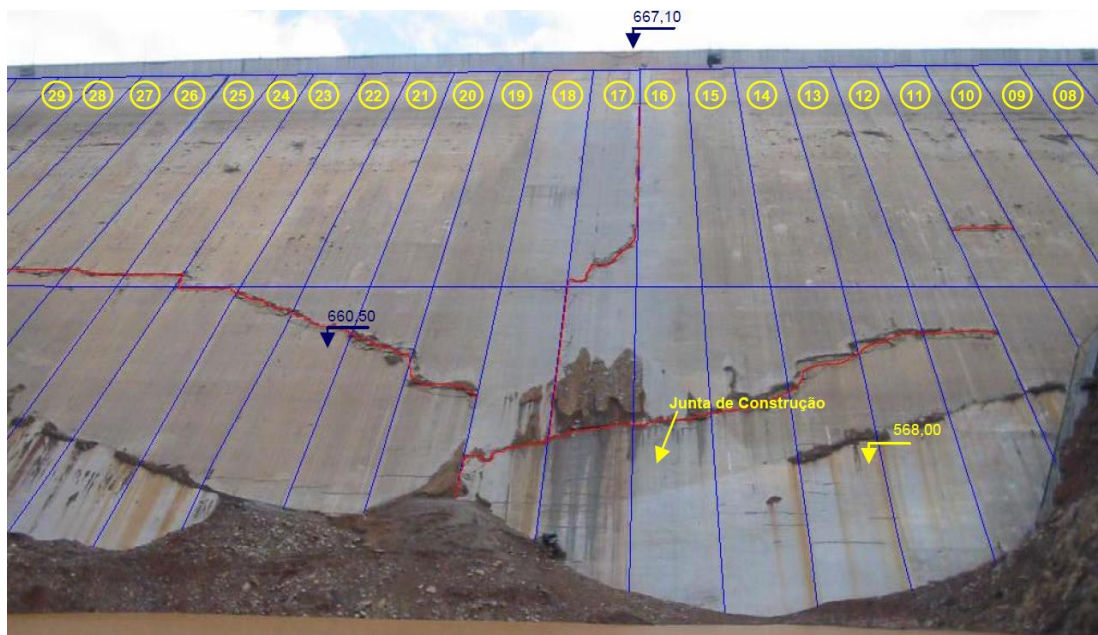


Figura 3.11 – Vista geral das lajes trincadas na barragem da UHE Campos Novos (Sobrinho *et al.*, 2007).



A geometria de separação dos materiais é mostrada na Figura 3.12 e os valores sugeridos no projeto estão listados na Tabela 3.4. Antunes *et al.* (2007) exhibe resultados numéricos dos esforços de compressão horizontal na laje de concreto (Figura 3.13).

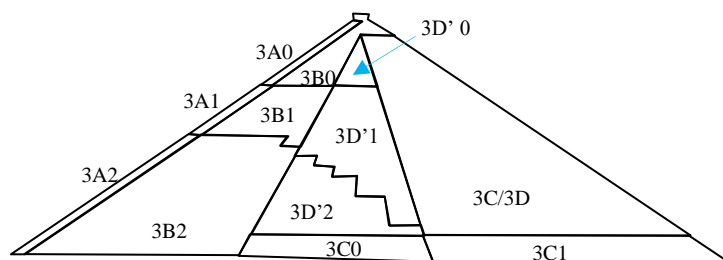


Figura 3.12 – Distribuições dos materiais de projeto da BEFC Campos Novos (modificado de Antunes *et al.*, 2007).

Tabela 3.4 – Módulos elásticos e de endurecimento do projeto da BEFC Campos Novos (Antunes *et al.*, 2007).

Material	3A			3B			3D'			3C/3D		3C	
Zona	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	0	1	
Módulo de Deformação (MPa)	60	60	60	60	60	60	50	50	50	30	50	50	
Módulo de Endurecimento (MPa)	60	90	120	60	90	120	50	75	100	30	100	50	

### 3.3 MODELAGEM DA BARRAGEM BARRA GRANDE

A Barragem Barra Grande (Figura 3.14) possui semelhanças importantes com relação à Campos Novos (descrita no item 3.2), como formato do vale, altura (Figura 3.2) e inclusive no padrão de trincas na laje. A altura máxima é da ordem 185 m, com distribuição de regiões construtivas conforme Figura 3.15.

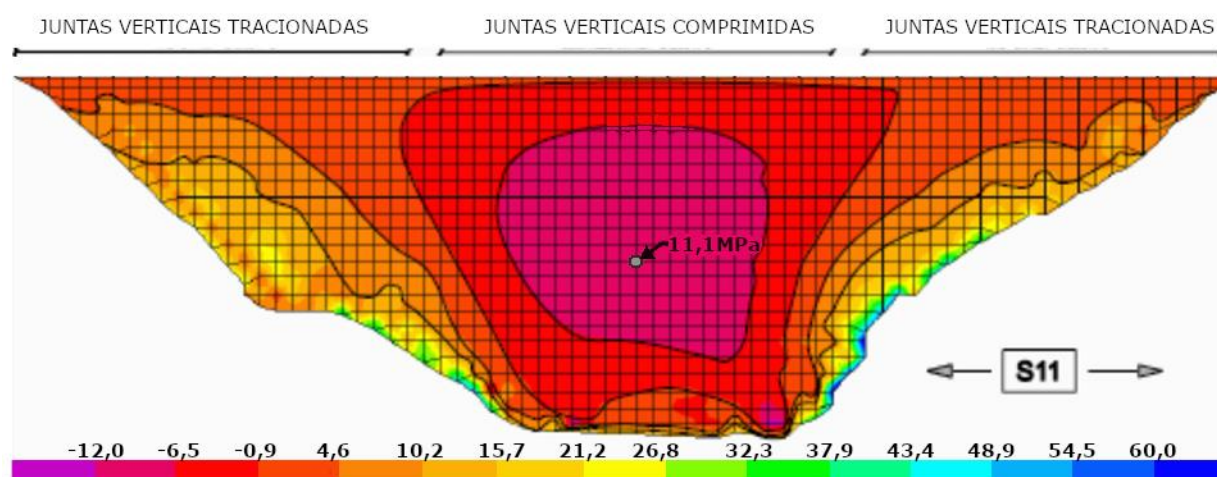


Figura 3.13 – Resultados de compressão (MPa) na laje da BEFC Campos Novos (modificado de Antunes *et al.*, 2007).

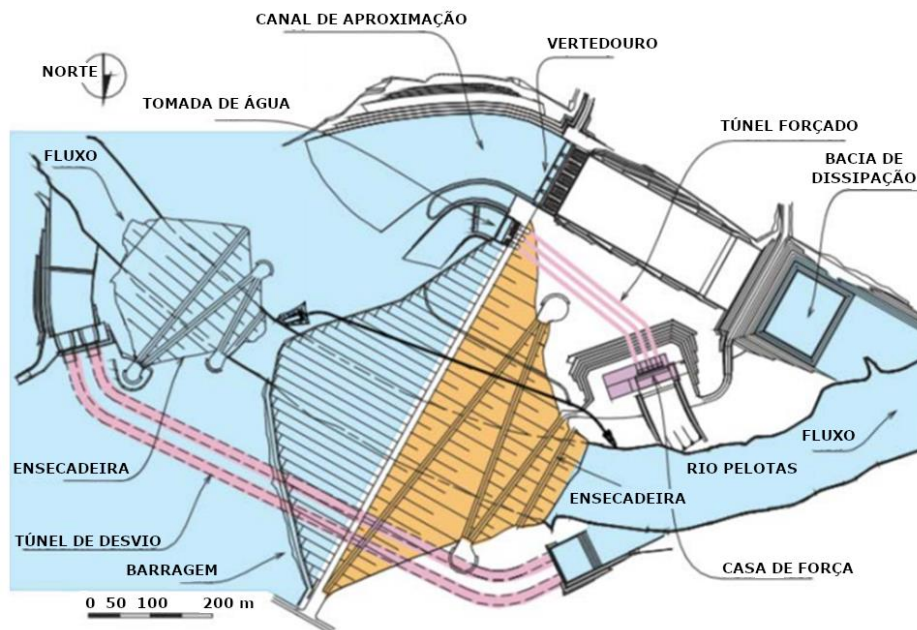
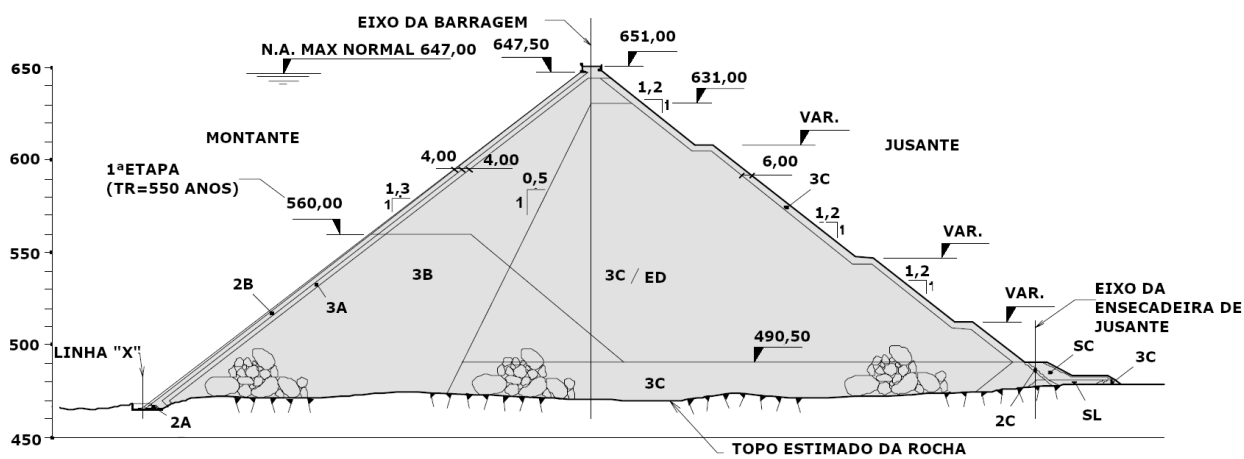


Figura 3.14 – Arranjo Geral da Barragem Barra Grande (modificado de Borges, 2009).

Frutuoso et al. (2015) realizou simulação tridimensional (Figura 3.16) do maciço de enrocamento com Cam-Clay modificado considerando a fase de construção e enchimento com ALLFINE, com parâmetros Tabela 3.5. Entre as várias contribuições do estudo, vale ressaltar que as placas de laje tendem a se separar na região das ombreiras e se comprimir na região central da laje, conforme a linha tracejada azul destacada na plotagem de resultados de deformações na direção x, (Figura 3.17). O resultado evidenciado ajuda na orientação de projeto de separação entre juntas de tração e compressão.



3A – Enrocamento $\phi < 40$ cm, $>50$ MPa	2A – Transição Fina $\phi < 2,5$ cm
3B – Enrocamento $\phi < 80$ cm, $>50$ MPa	2B – Transição Média $\phi < 10$ cm
3C – Enrocamento $\phi < 160$ cm, $>40$ MPa	2C – Transição com Rocha Alterada $\phi < 20$ cm
3D – Enrocamento $\phi < 160$ cm, $>20$ MPa	SC – Solo Saprolítico Compactado pelo Tráfego
3D' – Enrocamento $\phi < 100$ cm, $>25$ MPa	SL – Solo Saprolítico Lançado Submerso

Figura 3.15 – Seção da Barragem (modificado de Borges, 2009).

Tabela 3.5 – Parâmetros utilizados para simulações da Barragem Barra Grande (Frutuoso et al., 2015).

Material	$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e)}$	$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)}$	$R_f = \frac{(1+\sin\varphi)}{(1-\sin\varphi)}$	$\nu$	$E$ (MPa)	$a = \frac{2 \cdot \sin\varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin\varphi)}$	$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos\varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin\varphi)}$
Enrocamento E1	0,0010	0,014	4,0 ( $\varphi = 37^\circ$ )	0,27	-	-	-
Enrocamento E2	0,0013	0,016	3,6 ( $\varphi = 34^\circ$ )	0,41	-	-	-
Enrocamento E3	0,0020	0,017	3,0 ( $\varphi = 30^\circ$ )	0,25	-	-	-
Laje de Concreto	-	-	-	0,2	21.800	-	-
Interface	-	-	-	0,3	-	0,25 ( $\varphi = 32^\circ$ )	0 ( $\varphi = 0^\circ$ )

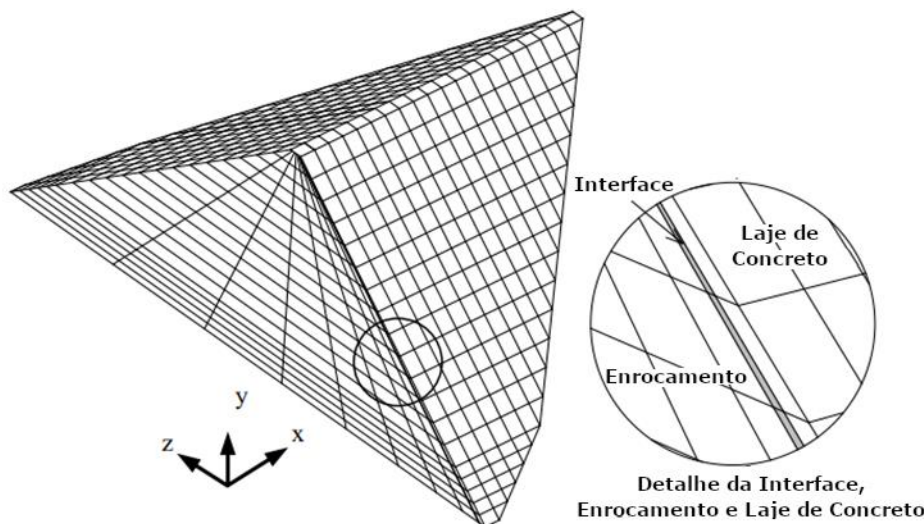


Figura 3.16 – Malha tridimensional para simulação da Barragem Barra Grande (Frutuoso et al. 2015).

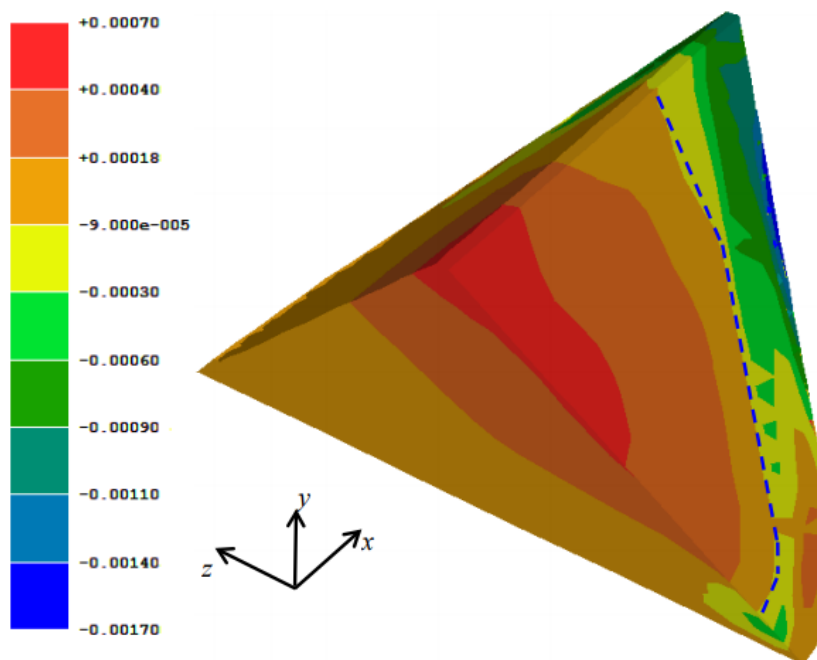


Figura 3.17 – Deformações na direção  $x$  durante o enchimento do reservatório (Frutuoso et al. 2015).

Um estudo tridimensional (Figura 3.18) foi realizada por Raposo em 2016 no ABAQUS® com faixas separadas da laje, com intuito de analisar os efeitos das forças de percolação sobre a laje de montante de BEFC (Figura 3.19). A geometria analisada possui características geométricas semelhantes à Barragem de Campos Novos e Barra Grande, com altura de 200 m, FFV de 2,77 (Equação 2.2) e IIR de 18 (Equação 2.3). Os parâmetros utilizados foram elásticos, mas com variações paramétrica de 48 combinações com e sem força de percolação. Observou-se que que

as forças de percolação induziram um aumento de 12 a 30% na abertura das juntas entre as faixas de laje, que se não estiverem bem vedadas, pode aumentar significativamente a perda de água do reservatório (Figura 3.20).

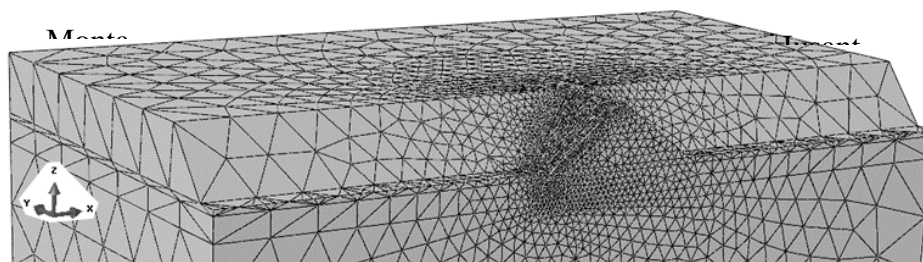


Figura 3.18 – Malha gerada – visão geral (Raposo, 2016).

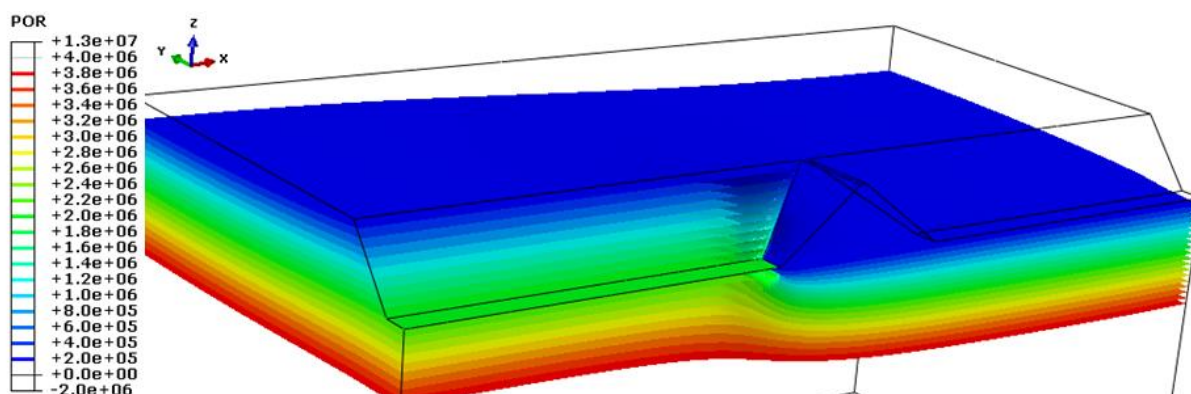


Figura 3.19 – Isosuperfícies de poropressões (Pa), vista de montante (Raposo, 2016).

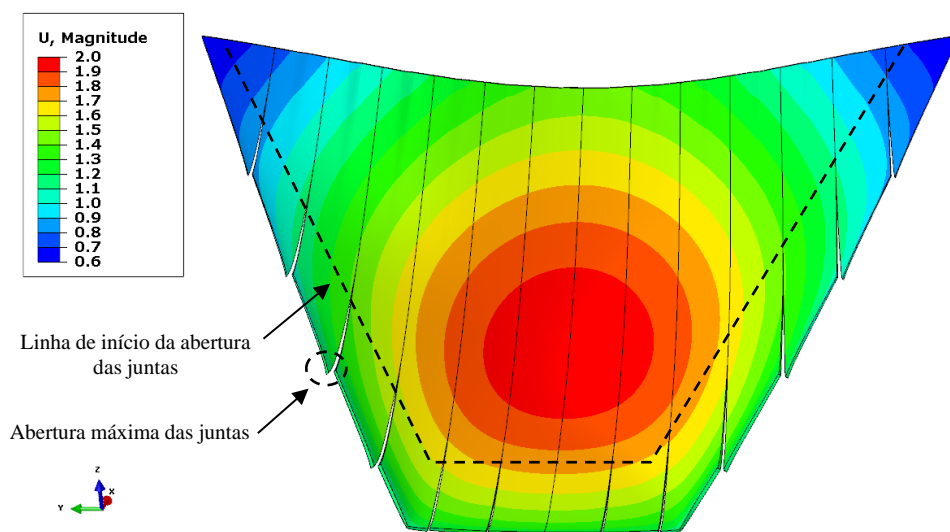


Figura 3.20– Magnitude (m) dos deslocamentos nas lajes com ampliação visual de 50 vezes (Raposo, 2016).

### 3.4 MODELAGEM DA BARRAGEM SHUIBUYA

Wei & Zhu (2015) aplicou um modelo de endurecimento rotacional cinético simplificado, baseado em modelos para solos coesivos em carregamento cíclicos. O conceito de sub-carregamentos foi empregado e fizeram uma aplicação de análise computacional na BEFC Shuibuya. A barragem estudada possui 234 m de altura e 675 m de comprimento na crista. Devido a magnitude do projeto, os dados de instrumentação são amplos e detalhado em três seções, sendo que a Figura



3.21a mostra a seção central de maior altura. A geometria tridimensional (Figura 3.21b) considerou a influência da laje de concreto e do alteamento do aterro por camadas construtivas em 33 passos.

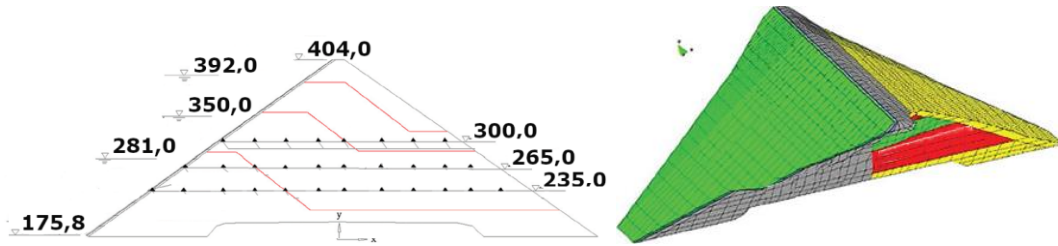


Figura 3.21 – (a) Posição das células de recalque na Seção 0+220 e (b) Modelo tridimensional da Barragem Shuibuya (modificado de Wei & Zhu, 2015).

As simplificações foram aplicadas nos parâmetros para reduzir o uso do modelo com apenas três variáveis definidas por calibração no comportamento real. O modelo foi calibrado a partir do comportamento macroscópico real lido pelos instrumentos, onde obteve-se a estimativa dos nove parâmetros que compõe o modelo constitutivo rotacional cinemático. Os resultados da simulação se mostraram bastante próximos da instrumentação (Figura 3.22). O modelo proposto não considera nenhum efeito de molhagem do enrocamento, mas somente aplicação de ciclos para degradação do material no tempo, o avanço da deslocabilidade dos enrocamentos ao longo da elevação do aterro e, também, com o enchimento do reservatório.

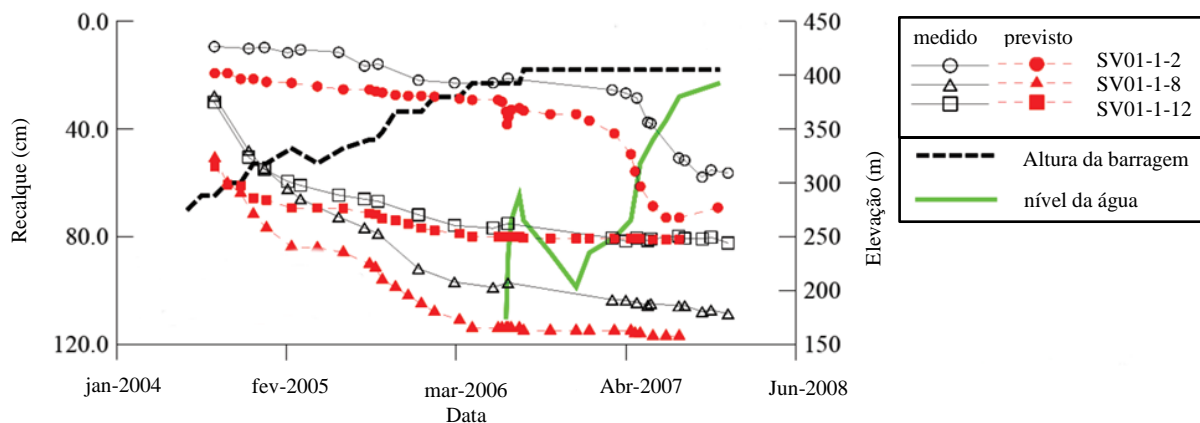


Figura 3.22 – Recalques dos leitores na elevação 235 m da BEFC Shuibuya (modificado de Wei & Zhu, 2015).

Mais adiante, em 2019, Yal *et al.* fez uma análise baseada em outra abordagem da Barragem Shuibuya. Os mesmos dados de entrada com posição de caixas de recalque (Figura 3.23a) e uma malha numérica tridimensional (Figura 3.23b). O comportamento mecânico representado pelo modelo constitutivo hiperbólico de *Duncan-Chang EB* que utiliza o do módulo volumétrico ( $B$ ) ao invés do Poisson ( $\nu$ ). Adicionalmente é adicionado um comportamento reológico de fluência, com queda exponencial. Os autores ressaltam a diferença entre os ensaios em escala reduzida com os resultados de campo. Os módulos encontrados no modelo mecânico provenientes da calibração

por retro-análise são menores que os observados em laboratório. Já nos parâmetros dependentes do tempo, a calibração por deslocamentos lidos decai mais lentamente que os testes de laboratório.

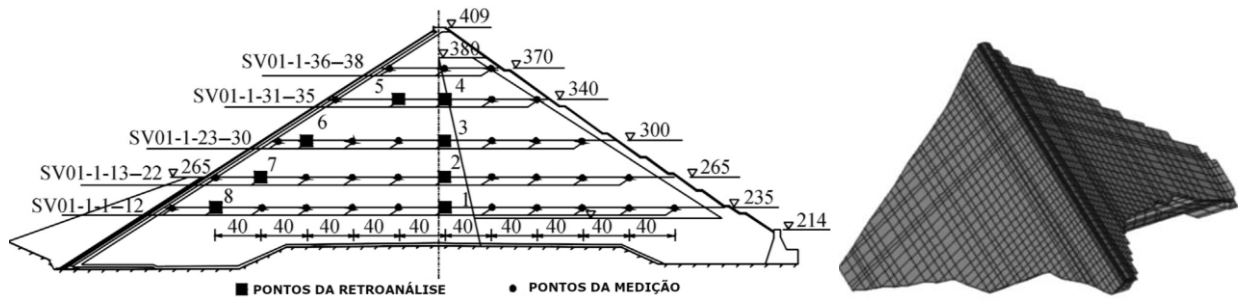


Figura 3.23 – (a) Posição das células de recalque na Seção 0+220 e (b) Modelo tridimensional da Barragem Shuibuya (modificado de Yao *et al.*, 2019).

Os resultados da calculados estão muito próximos dos lidos. A calibração na seção central na altura de 235 m está plotada na Figura 3.24. Os deslocamentos verticais são muito maiores durante a construção e durante o enchimento do reservatório e se estabilizam após o enchimento do reservatório.

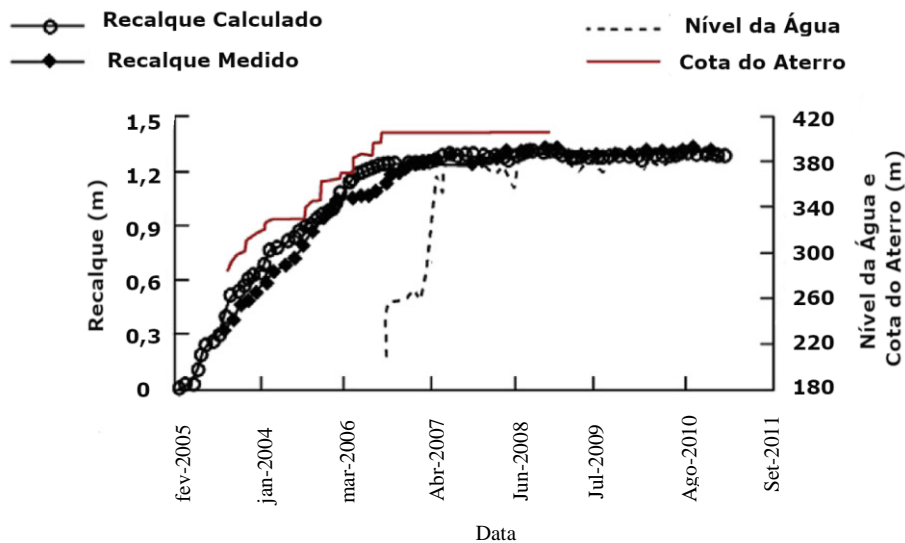


Figura 3.24 – Recalques dos leitores na elevação 235 m da BEFC Shuibuya (modificado de Yal *et al.*, 2019).

### 3.5 MODELAGEM DA BARRAGEM GLEVARD

O comportamento da Barragem Glevard (com 110 m de altura) durante o primeiro enchimento são examinados usando modelagem tridimensional no ABAQUS® por Mahabad (2012). A modelagem (Figura 3.25) utilizou-se de relações empíricas e comportamento observado em barragens semelhantes.

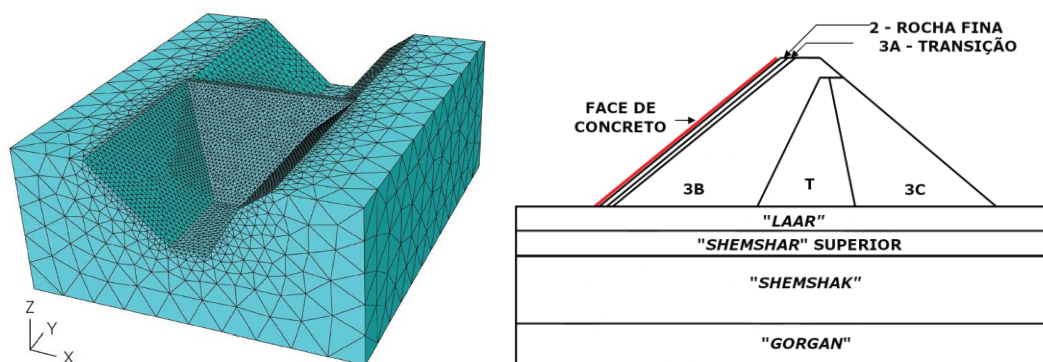


Figura 3.25 – (a) Malha e (b) distribuição de materiais no modelo da Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012).

Dois modelos são usados para a laje, um com juntas verticais entre os painéis e outro sem juntas. Os resultados indicam que a falta das juntas não interfere muito nos deslocamentos totais, mas pode resultar em subestimação substancial nas deformações horizontais que influencia na vedação (Figura 3.26) e nas forças axiais que influenciam no dimensionamento (Figura 3.27).

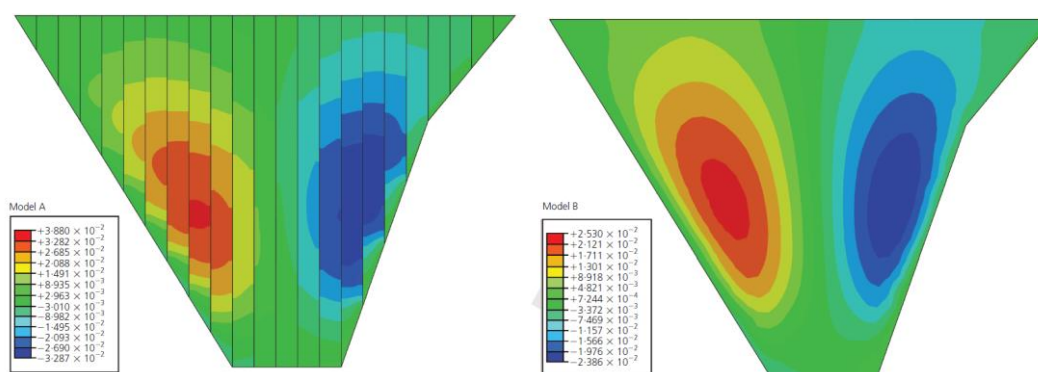


Figura 3.26 – Deformações no plano da laje: (a) laje com faixas separadas (b) com laje contínua. Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012).

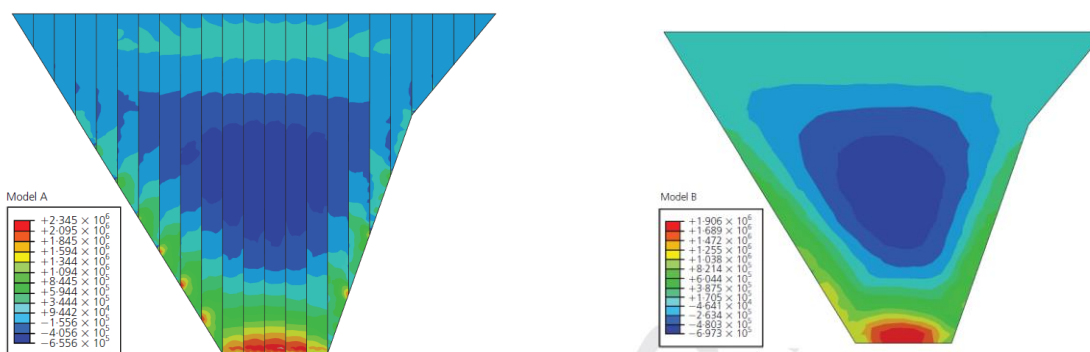


Figura 3.27 - Forças axiais no plano da laje (N): (a) laje com faixas separadas (b) com laje contínua. Barragem Glevard (modificado de Mahabad, 2012).

### 3.6 BARRAGEM LANGYASHAN

Um estudo da Barragem Langyashan, com 64 m de altura, foi desenvolvido com análise tridimensional no ABAQUS® por Chen *et al.* (2019) e posteriormente por Qin *et al.* (2020), cuja malha está na Figura 3.28 considerando juntas entre as faixas de laje. Os modelos constitutivos aplicados foram *Duncan-Chang* e *Burger*, com estudo de sensibilidade e confiabilidade de parâmetros com método modificado de Morris e com redes neurais. A calibração foi realizada partindo de parâmetros de referência com refinamento baseado em retroanálise de deslocamentos lidos (Figura 3.29).

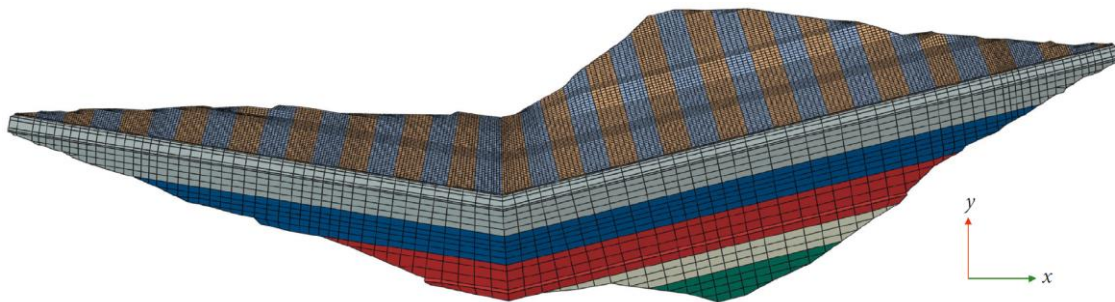


Figura 3.28 – Malha simulada para a Barragem de Langya (modificado de Chen *et al.*, 2019).

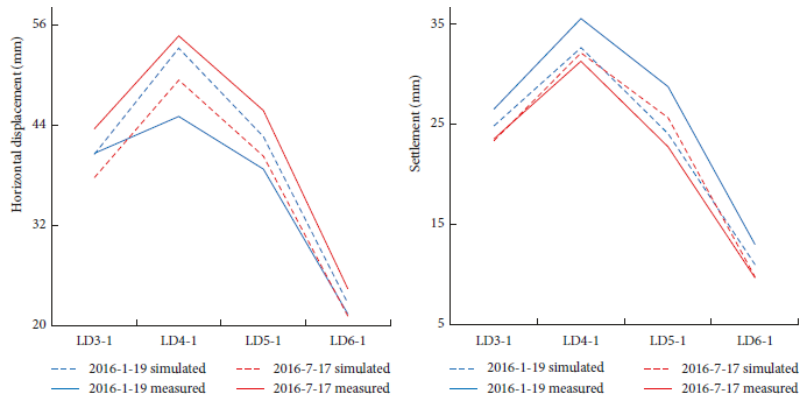


Figura 3.29 – Calibração dos parâmetros por deslocamentos horizontais e verticais (modificado de Chen *et al.*, 2019).

A análise permitiu obtenção de deformações mecânicas e reológicas de longo prazo e, também, a visualização das tensões horizontais de compressão nas lajes na Figura 3.30.

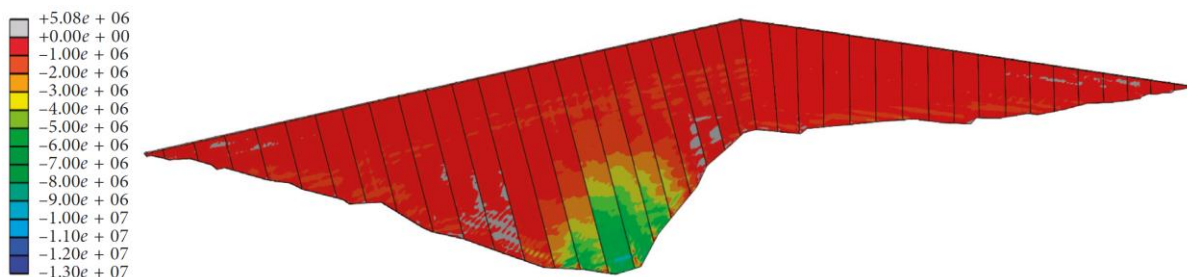


Figura 3.30 – Distribuição de tensões horizontais entre as faixas de laje, em Pa (modificado de Chen *et al.*, 2019).



### 3.7 BARRAGEM TIANSHENGQIAO-1

A Barragem Tianshengqiao-1 (TSQ-1) possui 178 m e está listada entre as BEFC que apresentaram trincas de compressão na laje (Figura 3.31), com padrões parecidos com as outras quatro barragens listadas no início deste Capítulo 3, na Tabela 3.1. As regiões no enrocamento estão na Figura 3.32a e o sequenciamento de alteamento da laje é feito quase que concomitante com a elevação do maciço de encocamento, conforme Figura 3.32b. A Figura 3.33 mostra a posição das caixas de recalque.



Figura 3.31 – Trincas de extrusão na face da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou *et al.*, 2016).

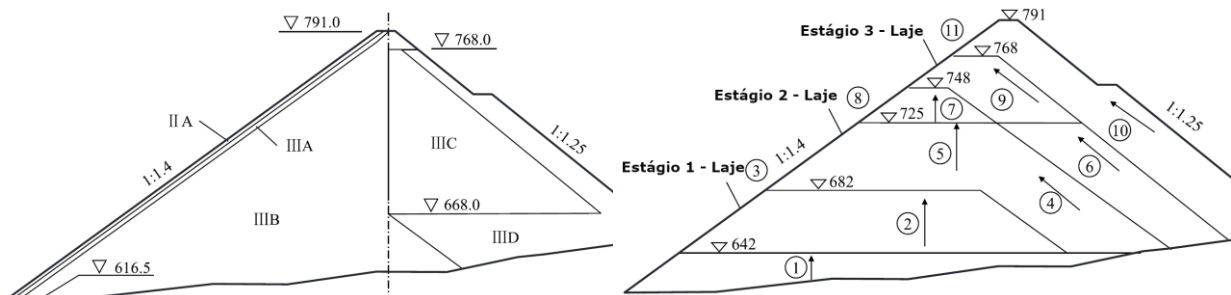


Figura 3.32 – (a) regiões enrocamento estão (b) o sequenciamento de alteamento. Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou *et al.*, 2016).

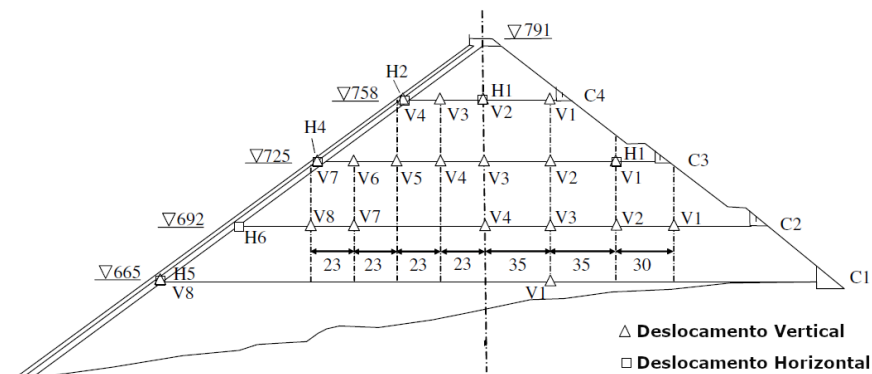


Figura 3.33 – Posição dos instrumentos auscultados da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhang *et al.*, 2004).

A calibração dos parâmetros foi promovida por Zhang et al. (2004) em uma análise bidimensional (Figura 3.34). O modelo constitutivo utilizado é o hiperbólico de *Duncan-Chang EB*, que utiliza o do módulo volumétrico ( $B$ ) ao invés do Poisson ( $\nu$ ) com adição de fluência de queda exponencial.

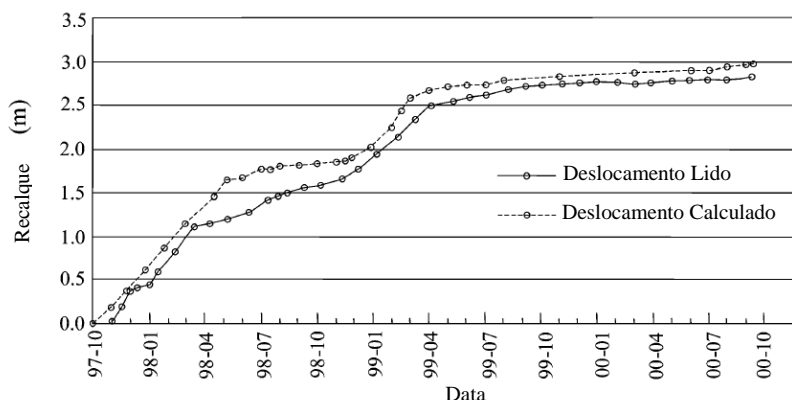


Figura 3.34 – Resultado de calibração de uma das caixas de recalque (modificado de Zhang *et al.*, 2004).

O trabalho de Zhou et al. (2016) mostra simulações tridimensionais (Figura 3.35) para o estudo do comportamento do amortecimento entre as juntas nas faixas verticais da laje. O modelo e os parâmetros utilizados foram os mesmos então calibrados por Zhang et al. (2004). Em suma, observa-se a utilização de junta de amortecimento pode efetivamente reduzir as tensões de compressão e evitar a extrusão do concreto (Figura 3.36).

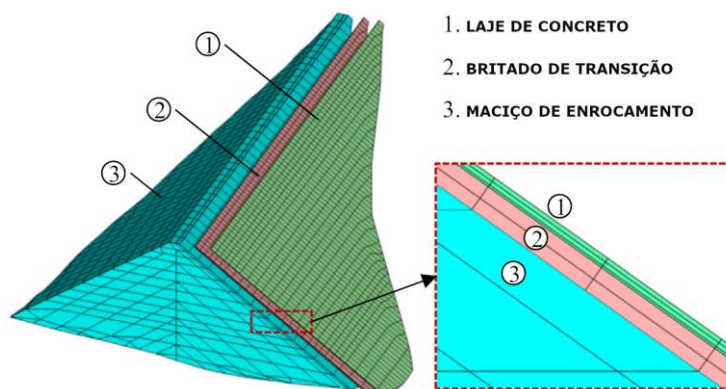


Figura 3.35 – Malha e contatos no modelo da Barragem Tianshengqiao-1 (modificado de Zhou *et al.*, 2016).

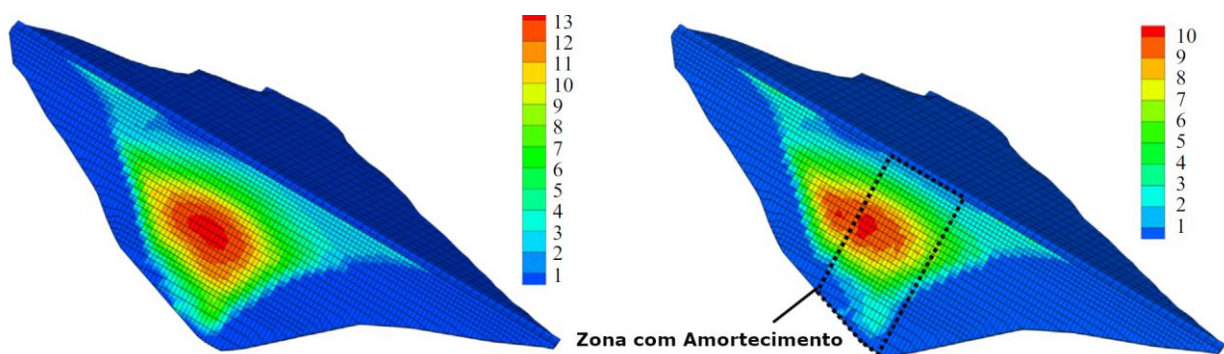


Figura 3.36 – Tensões axiais em MPa nas faixas de laje da Barragem Tianshengqiao-1 (a) sem amortecimento entre as juntas e (b) com amortecimento entre as juntas (modificado de Zhou *et al.*, 2016).

### 3.8 BARRAGEM NAM NGUM 2

O modelo tridimensional (Figura 3.37) aplicado por Pramthawee *et al.* (2017) considerou endurecimento e deformabilidade com dependência no tempo na análise computacional tridimensional na BEFC Nam Hgum 2. A barragem estudada possui 182 m de altura e 512 m de comprimento na crista, sendo que a Figura 3.38 mostra a seção central de maior altura. O modelo constitutivo elastoplástico do enrocamento foi adaptado de um modelo de fluência para solos a partir da elaboração de uma subrotina no ABAQUS®. O procedimento da análise mostrou o efeito do tempo na construção. O critério de deformação é influenciado pelas tensões confinante e cisalhante, cujo estado modifica as curvas de endurecimento do enrocamento no tempo. Os resultados são expostos nas Figura 3.39 e Figura 3.40.

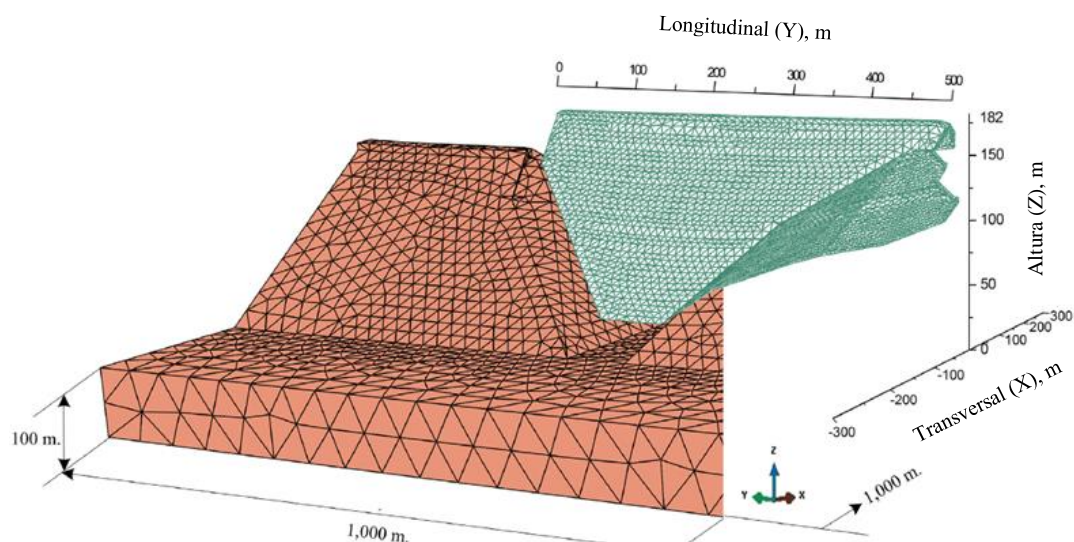


Figura 3.37 – Geometria e malha tridimensional do modelo da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee *et al.*, 2017).

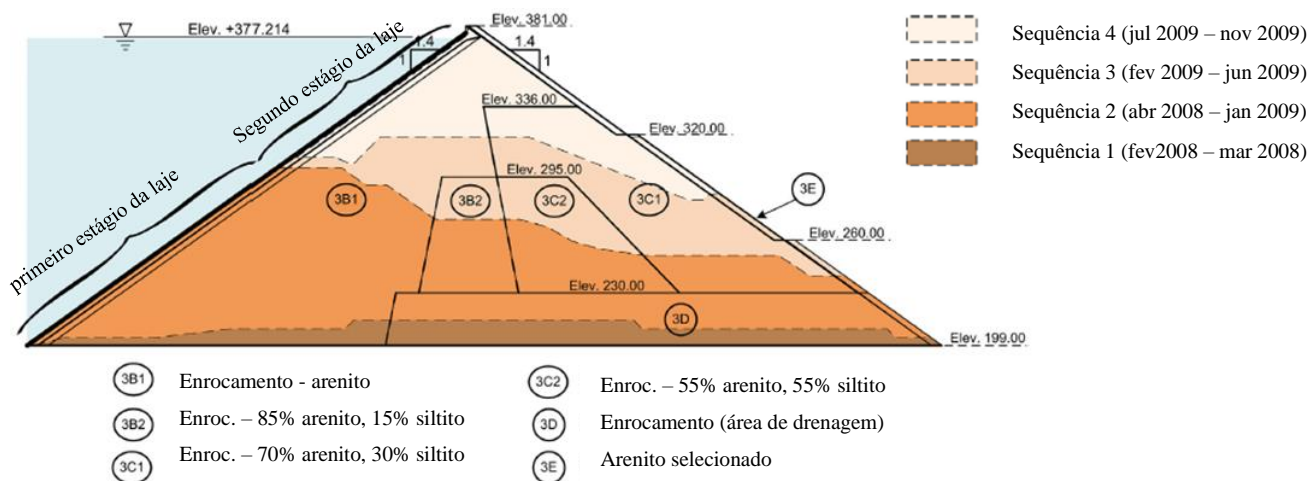


Figura 3.38 – Seção típica de construção da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee *et al.*, 2017).

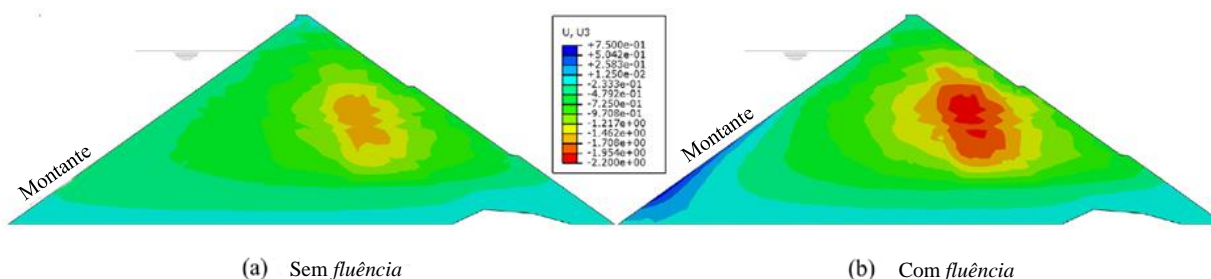


Figura 3.39 – Deslocamentos vertical 4 meses depois do enchimento da BEFC NN2. (a) sem fluência e (b) com fluência (modificado de Pramthawee *et al.*, 2017).

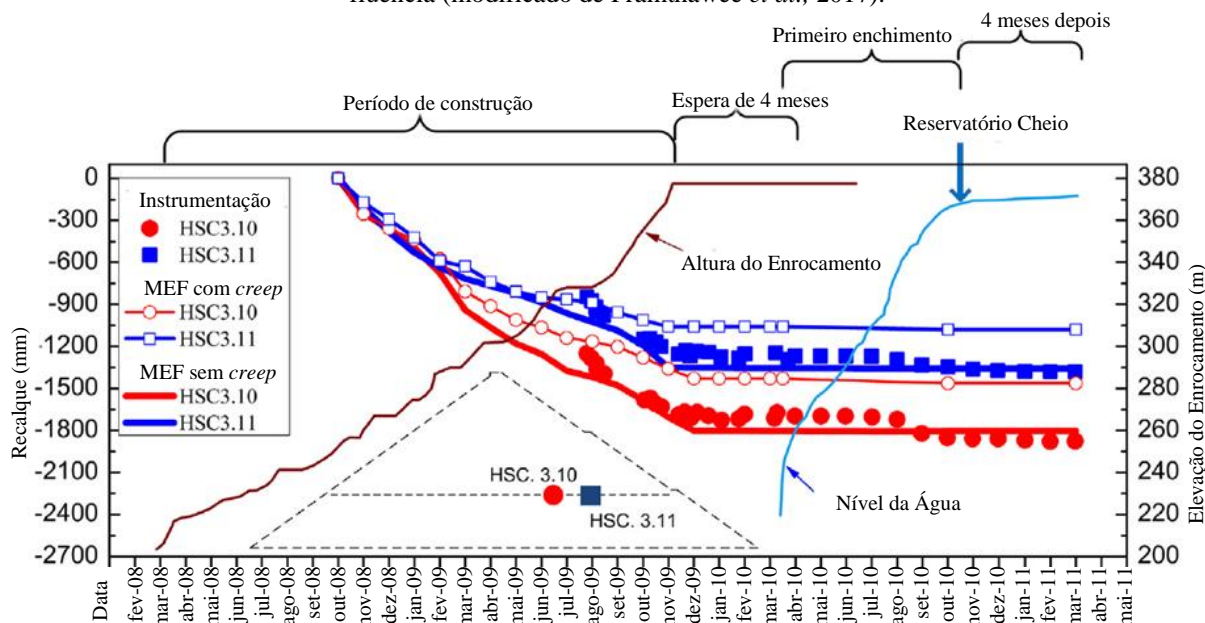


Figura 3.40 – Comparação entre recalques calculados por MEF e lidos nos instrumentos HSC 3.10 e HSC 3.11 da BEFC NN2 (modificado de Pramthawee *et al.*, 2017).

### 3.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 3

O Capítulo 3 se inicia com a introdução de alguns aspectos técnicos de projetos e se desenvolve com a citação de trabalhos que se propõe a modelos numéricos que representem o comportamento de BEFC. As simulações de comportamentos de estruturas complexas com enrocamento e

concreto ainda são principalmente baseadas em modelos macroscópicos em implementações de elementos finitos.

Observa-se um aumento significativo de modelos tridimensionais que permitem deslocamentos diferenciais entre as faixas de laje e até com proposta de amortecimento. Vale ressaltar que a utilização de modelos com fluência na fase construtiva é recorrente, por permitem as calibrações ajustadas com comportamentos reais. A interpretação de modelagem para BEFC desta Tese também propõe uma abordagem considerando a fluência, todavia a partir da tentativa de utilização aspectos da teoria de colapso em materiais geotécnicos e fluxo não saturado. Para tanto, se faz necessária a introdução no tema no Capítulo 0, que também contempla o exercício de implementação de dois modelos no programa ABAQUS®, que permitiram a obtenção alguma sensibilidade sobre os modelos clássicos de colapso, além da justificativa teórica para substituição da equação de fluxo em meios porosos por equação de calor.





## 4 COLAPSO EM MATERIAIS GEOTÉCNICOS

As bases teóricas para elaboração do modelo acoplado e que consideram colapso, partem dos princípios fundamentais desenvolvidos em estudos geotécnicos de solos. O colapso de solos não saturados possui um mecanismo físico diferente do enrocamento, porém ocorre uma concordância a respeito do comportamento macroscópico. A revisão teórica dos modelos constitutivos descritas neste capítulo, parte de uma síntese da teoria clássica de mecânica dos solos não saturados até os modelos mais atuais de comportamento dos enrocamentos.

Este capítulo tem por objetivo aprofundar a respeito de questões de modelos constitutivos de colapso e fluxo da geotecnia, primeiro com o BBM e posteriormente com o modelo de colapso de enrocamento. Ao final do Capítulo 4, é fundamentada a justificativa para a equação de fluxo em meios porosos por equação de calor. As abordagens teóricas forneceram os subsídios para a proposta do Capítulo 5, que pôde ser utilizado em modelagens complexas de BEFC.

### 4.1 COLAPSO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Biot (1941) apresentou a formulação teórica para o adensamento tridimensional com base na formulação unidimensional de Terzaghi de 1925, onde as seguintes simplificações foram consideradas: solo isotrópico; linear; elástico; pequenas deformações; água incompressível, podendo conter bolhas; a Lei de Darcy válida. Jennings e Burland (1962) provaram que a teoria de tensões efetivas de Bishop (1959) possui limitações em relação ao comportamento de deformação do solo, onde os resultados de ensaios indicaram que a mudança de volume não é única para os diferentes graus de saturação, nem para diferentes solos.

Coleman (1962) separou as componentes de tensões efetivas em duas relações constitutivas independentes, uma para a estrutura do solo e outra para as fases de água. A formulação é baseada em ensaios triaxiais e considera também a tensão desviadora como causadora de deformações. A mudança de volume é dependente da média das tensões ( $\sigma_m - u_a$ ), uma tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e a sucção mátrica ( $u_w - u_a$ ). Um pouco mais adiante, Bishop e Blight (1963) também publicaram sobre algumas dificuldades em considerar somente a tensão efetiva para descrever o comportamento volumétrico do solo. A proposta de formulação para as duas relações constitutivas também independentes, baseadas em rede de tensões normais ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção mátrica ( $u_w - u_a$ ).

Fredlund & Morgenstern (1976) propuseram uma relação constitutiva semiempírica para mudança de volume de um solo não saturado para pequenas deformações, usando duas variáveis

independentes que descrevem a variação volumétrica, de sucção mátrica e de rede de tensões normais, aplicadas para aumento ou diminuição de volume com mudança no estado de tensões, com formulação foi muito semelhante às propostas por Biot (1941) e Coleman (1962). Fredlund (1978) expõe os conceitos e tecnologias apropriadas para solos não saturados, com coeficientes de compressibilidade dependente das tensões totais e da sucção mátrica,  $\sigma_t$  e  $\sigma_m$  respectivamente (Figura 4.1a). De forma similar exhibe também coeficiente de contenção de água em relação ao índice de vazios e a sucção mátrica,  $b_t$  e  $b_m$ , respectivamente (Figura 4.1b).

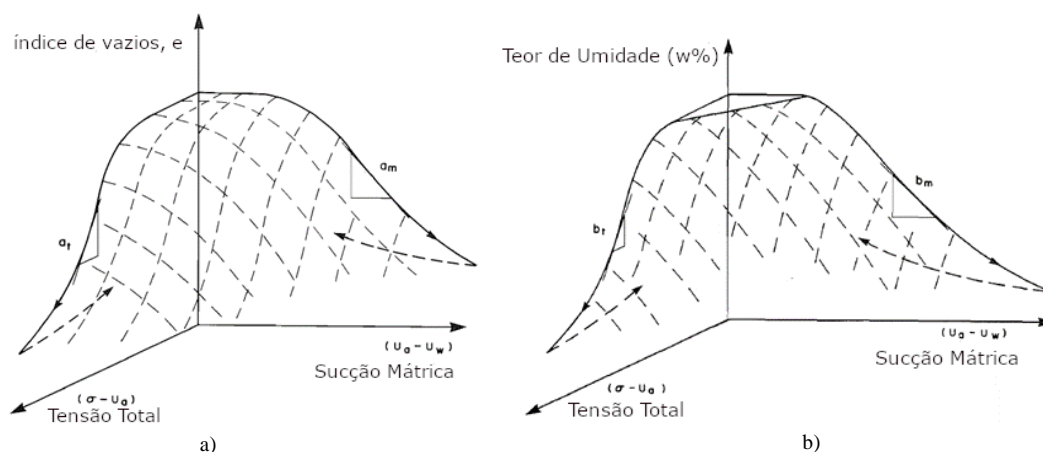


Figura 4.1 – Gráficos esquemáticos de Tensões totais vs sucções mátricas vs: a) índice de vazios e b) teor de umidade (modificado de Fredlund, 1978).

#### 4.1.1 COLAPSO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Na teoria desenvolvida por Bishop (1959) ocorre o aumento de volume do solo com acréscimo da saturação, isso devido a diminuição das tensões efetiva. Entretanto, o volume dos solos colapsíveis decaí muito na presença de água, quando submetidos a inundação. A explicação aparentemente mais aceitável para descrever o comportamento de colapso está baseada na teoria de solos não saturados, com as variáveis de tensão normal e sucção mátrica (Tadepalli & Fredlund, 1991).

Matyas & Radhakrishna (1968) realizaram ensaios com controle do índice de vazios e da saturação, em um mesmo tipo de solo, compactado com a mesma umidade e a mesma densidade seca iniciais. A partir dos resultados foi observada a chamada singularidade (tradução livre para uniqueness) da superfície plotada tridimensional dos parâmetros com o índice de vazios e a saturação pela rede de tensões totais e sucção mátrica. Foram realizados ensaios em carregamento isotrópico com várias trajetórias de tensões, com aferição da pressão de ar e de poro (Figura 4.2).



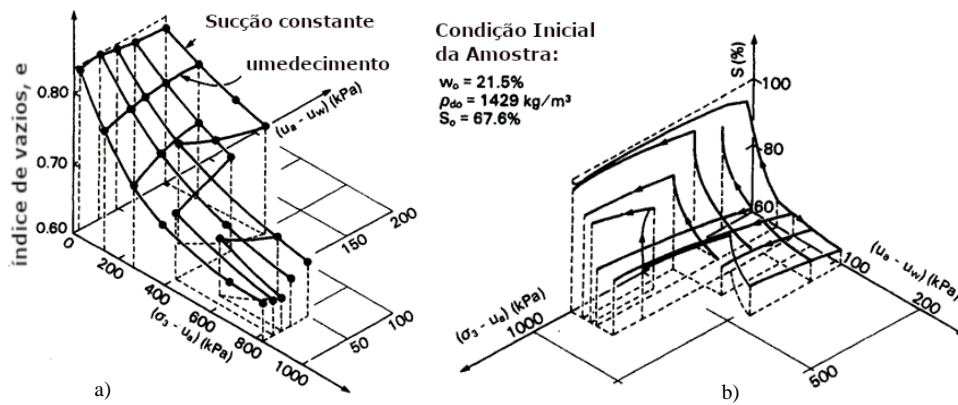


Figura 4.2 - Superfície constitutiva de índices de vazios e grau de saturação (respectivamente) em solo colapsível sob carregamento isotrópico (modificado de Matyas & Radhakrishna, 1968).

Os autores verificaram que durante a inundação ocorreu uma redução do volume, que indica o colapso. Verificaram, ainda, a ocorrência de histerese nos caminhos de variação de volume com variações das pressões de ar e água e que esse comportamento, pode ser previsto com a relação de variações entre as referidas pressões. Mais adiante, Rahardjo (1990) em sua tese de doutorado, observou que diferentemente da sucção mátrica, a tensão líquida permanece constante durante o colapso do solo, uma vez que a pressão de ar tende a dissipar rapidamente. A

Figura 4.3 mostra um resultado idealizado de um ensaio oedométrico não saturado que ilustra o comportamento citado. O trecho AB corresponde ao comportamento antes da inundação, BC durante a inundação, e os demais trechos depois da inundação.

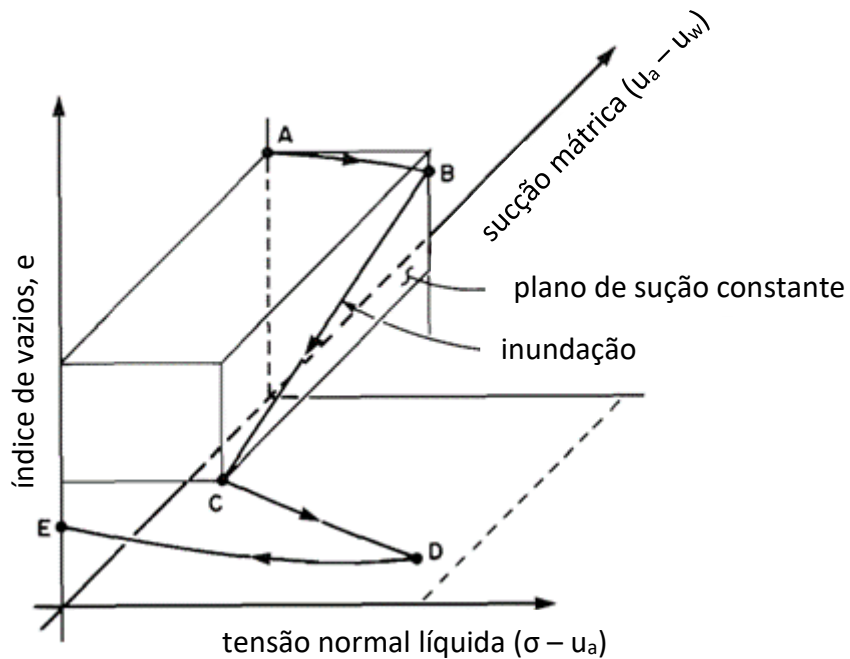


Figura 4.3 - Curva de compressão para o colapso de solo com relação entre a tensão normal e a sucção mátrica. (modificado de Rahardjo, 1990).

Tadepalli & Fredlund (1991) desenvolveu uma implementação numérica com Método de Diferenças Finitas (MDF) aplicado para solos colapsíveis compactados, comparando o modelo simulado com dados experimentais a partir da formulação adaptada de Fredlund & Morgenstern (1977) e do conceito de colapso com sucção mátrica constante. Concluíram entre outras coisas, que a o colapso durante a inundação é diretamente relacionado com a sucção mátrica, que o coeficiente de consolidação aumenta durante a inundação.

Mais recentemente, alternativas de modelos hidromecânicos acoplados foram propostos para representar diferentes tipos de materiais, a exemplo de Mascarenha et al. 2016, que busca a representação da argila porosa proveniente do campo experimental da Universidade de Brasília. O estudo foi realizado com a verificação do efeito do índice de vazios e de evaporação na curva característica com papel filtro, além dos ensaios oedométricos saturados e não saturados. O estudo considera a taxa de evaporação nos parâmetros do modelo constitutivo, que altera a taxa de variação do índice de vazios. A Figura 4.4 mostra o comportamento de resultados dos ensaios oedométricos com umidade controlada, em comparação com o modelo proposto pelos autores.

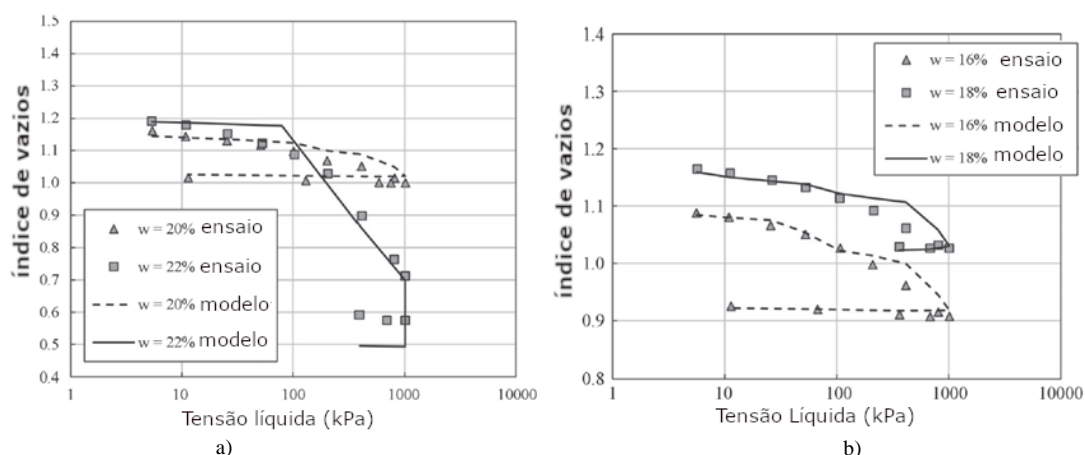


Figura 4.4 – Comparativo entre modelo e ensaios oedométricos (Mascarenhas, et al. 2016).

#### 4.1.2 COLAPSO COM MODELO BÁSICO DE BARCELONA

Alonso *et al.* (1990) desenvolveu um modelo conhecido como Modelo Básico de Barcelona (BBM). Este representa o comportamento clássico de solos não saturados que sofrem colapso com aumento de umidade volumétrica, porém sua utilização na indústria de projetos geotécnicos ainda envolve modelagens numéricas avançadas e poucos são os programas comerciais que incluem o modelo. A proposta do BBM é a ativação de uma lei de dependência da sucção no Modelo de Cam Clay (MCC), neste caso, a superfície de plastificação é mostrada na Figura 4.5. O aumento da sucção mátrica acarreta um ganho de coesão aparente deslocando a Curva de Estados Críticos (CSL) para esquerda em função de um índice  $k$  e na tensão de pré-adsensamento conforme outra equação descrita mais adiante.

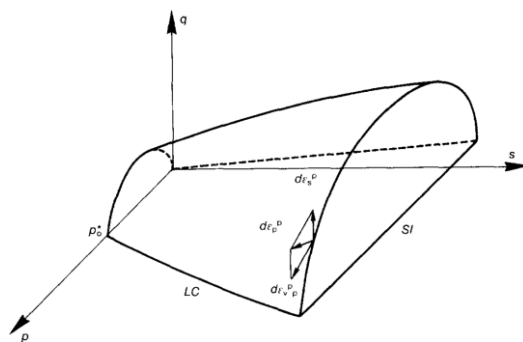


Figura 4.5 – Superfície de plastificação (modificado de Alonso *et al.* 1990).

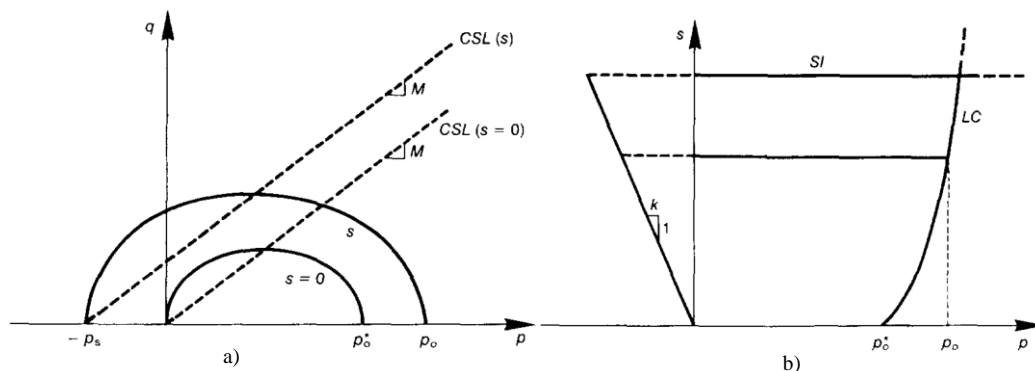


Figura 4.6 – Coesão aparente e envoltória de ruptura vs aumento de sucção nos planos: (a) tensão líquida média vs tensão desviadora \$q\$ (b) tensão líquida média vs sucção (modificado de Alonso *et al.* 1990).

A equação que descreve o comportamento da superfície de plastificação é a seguinte:

$$q^2 - M^2(p + p_s(s))(p_0(\lambda(s)) - p) = 0 \quad (4.1)$$

onde:

\$q\$ = tensão desviadora [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$M\$ = inclinação da curva de estado crítico [adimensional];

\$s\$ = sucção mátrica (\$u\_w - u\_a\$) [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$u\_w\$ = poropressão da água [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$u\_a\$ = pressão do ar nos poros [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$\lambda\$ = módulo logarítmico de deformabilidade volumétrica [adimensional];

\$p\$ = média das tensões líquidas [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$p\_s\$ = tensão líquida negativa devido coesão aparente [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

\$p\_0\$ = tensão de plastificação [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>].

A coesão aparente é diretamente proporcional a sucção mátrica e segundo a formulação a relação é linear e definida por:

$$p_s(s) = -sk \quad (4.2)$$

onde,

\$k\$ = razão entre tensão líquida média com coesão [adimensional].

O módulo logarítmico depende da sucção mátrica e de constantes, dado por:

$$\lambda(s) = \lambda^*[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \quad (4.3)$$

onde,

$r$  = rigidez máxima do solo, entre 0-1 [adimensional];

$\beta$  = razão crescente para o controle da rigidez do solo [ $M^{-1}LT^2$ ];

Quando ocorre variação de sucção, o volume específico então segue a seguinte equação:

$$\Delta v(s) = \kappa_s \ln \left( \frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right) \quad (4.4)$$

onde:

$\Delta v(s)$  = é a variação de volume específico de uma sucção qualquer até zero [adimensional].

$\kappa_s$  = é o módulo elástico para tensão de sucção [adimensional];

$P_{atm}$  = é pressão atmosférica [ $ML^{-1}t^{-2}$ ].

A dependência da tensão de plastificação (Figura 4.6 b) é definida por uma relação com o módulo logarítmico dada por:

$$p_0(\lambda(s)) = p^c \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{[\lambda^* - \kappa]/[\lambda(s) - \kappa]} \quad (4.5)$$

onde,

$p^c$  = tensão de referência que remete ao pré-adensamento [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$p_0^*$  = tensão de plastificação na sucção zero [ $ML^{-1}T^{-2}$ ];

$\lambda^*$  = módulo logarítmico de deformabilidade volumétrica na sucção zero [adimensional];

$\kappa$  = módulo elástico logarítmico de deformabilidade volumétrica [adimensional].

No exemplo proposto por Alonso *et al.* (1990), os valores de entrada são:  $p^c = 0,1$  MPa;  $P_0^* = 0,2$  MPa;  $\lambda(0) = 0,2$ ;  $\kappa = 0,02$ . A sucção do exemplo é de  $s = 0,2$  MPa e o módulo  $\kappa_s = 0,008$ . O uso da equação fornece um valor de  $\Delta v(s) = 0,0088$ . A implementação no método de elementos finitos precisou de ajustes nas variáveis fundamentais, com substituição do volume específico por deformação e ajustes para simplificar o parâmetro equivalente à tensão de pré-adensamento. A concepção do modelo foi ilustrada a partir de um exemplo de caminhos de carregamento conforme mostrado nas Figura 4.7 e Figura 4.8.

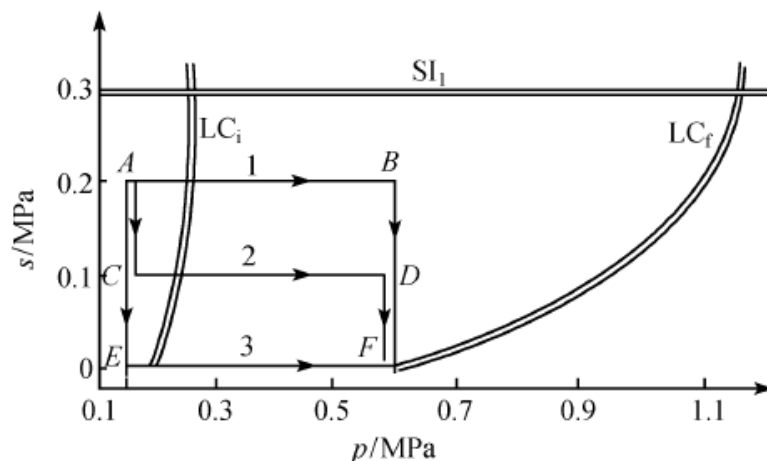


Figura 4.7 – Espaço elástico definido pelas curvas SI e LC no espaço s vs p (modificado de Alonso *et al.* 1990).

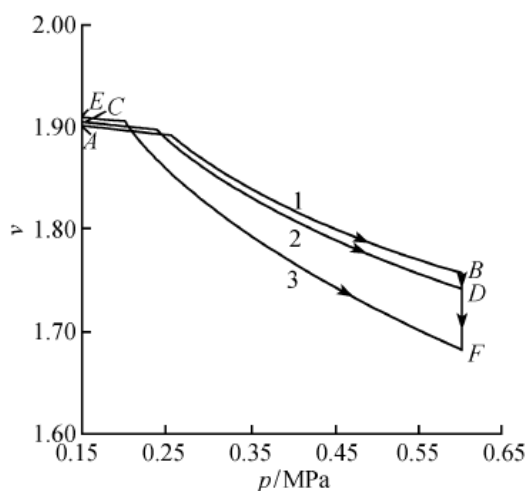


Figura 4.8 – Deformações volumétricas em diferentes caminhos de tensões no BBM (modificado de Alonso *et al.* 1990).

### 4.1.3 FLUXO NÃO SATURADO

A implementação numérica do fluxo transiente em meios porosos não saturados é baseado na interpretação mais utilizada e descrita por Fredlund & Barbour (1987), escrita em função da poropressão, tal como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial u_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial u_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial u_w}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (4.6)$$

onde,

x, y, z = direções principais [L];

$k_i$  = coeficiente de permeabilidade na direção i [LT<sup>-1</sup>];

$\theta$  = umidade volumétrica [L];

$\partial \theta / \partial t$  = gradiente de umidade volumétrica no tempo [adimensional].

$\partial \theta / \partial i$  = gradiente hidráulico na direção i [adimensional].

t = tempo [T].

#### 4.1.4 TENSÕES EFETIVAS

Os modelos constitutivos de solos não saturados usualmente utilizam a tensão líquida para representar deformabilidade, mas as implementações computacionais são muitas vezes utilizadas com tensões efetivas, como é o caso do ABAQUS®. Na equação da tensão efetiva, o aumento da sucção mátrica aumenta virtualmente a tensão efetiva em uma proporção que depende do parâmetro  $\chi$  de Bishop (1959):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (4.7)$$

onde:

$\sigma'$  = tensão efetiva [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$\sigma$  = tensão total [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$(\sigma - u_a)$  = tensão líquida [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$u_w$  = poropressão da água [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$u_a$  = pressão do ar nos poros [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$\chi$  = fator de Bishop [adimensional].

A determinação fator de  $\chi$  de Bishop possui muitas lacunas científicas e laboratoriais, e, ainda, muitas vezes se exhibe como uma relação não adequada como mostrado na Figura 4.9. A implementação computacional do fato é feita com a substituição do termo pelo grau de saturação ( $S_w$ ). Pereira *et al.* (2010) discute a adequabilidade de utilizar o grau de saturação em substituição ao parâmetro  $\chi$  de Bishop, que é uma prática usual para viabilizar resoluções complexas. No estudo, os autores concluem que a igualdade deve ser usada com cautela, pois não é válida para todos os tipos de solo. A pressão do ar nos poros também compõe a equação e geralmente é adotado com valor zero, pois possui uma ordem de grandeza da pressão atmosférica e influencia pouco na maioria das aplicações práticas. Com as duas simplificações citadas logo acima a Equação 3.8 é reescrita como:

$$\sigma' = \sigma + S_w(-u_w) \quad (4.8)$$

onde:

$\sigma'$  = tensões efetivas [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$\sigma$  = tensões totais [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>];

$S_w$  = grau de saturação [adimensional].

Implementações numéricas baseadas nas formulações de fluxo precisam ser adaptadas para a entrada de uma tensão de sucção que é convertida parcialmente em poropressão negativa.

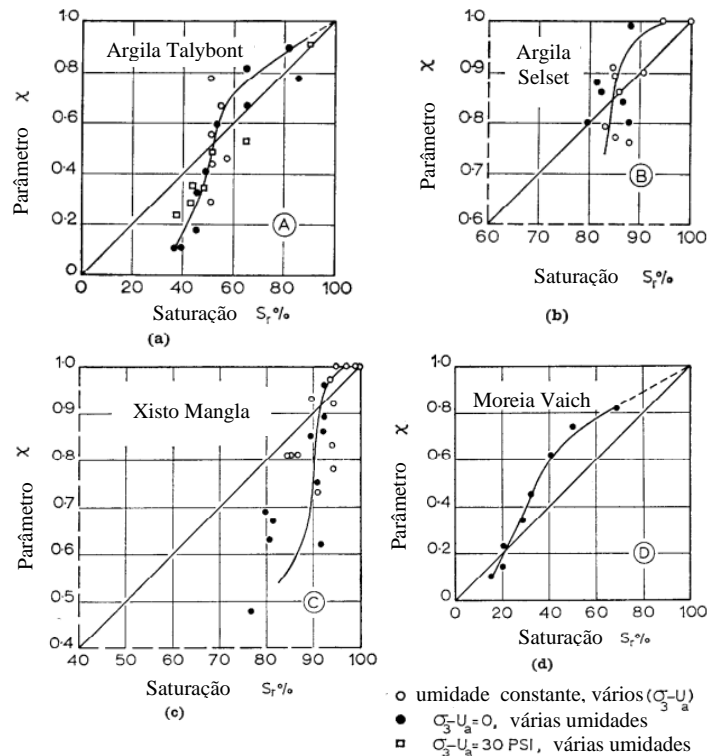


Figura 4.9 – Gráfico  $\chi$  vs Saturação na argila a) Talybont e b) Selset, c) xisto Mangla e d) moreia Vaich (modificado de Bishop & Blight, 1963).

## 4.2 COLAPSO EM ENROCAMENTO

Como observado no Capítulo 3, a utilização de simulações tridimensionais para projetos de BEFC é uma prática que está se difundindo recentemente. Segundo um estudo realizado por Frutuoso (2007), a maioria dos projetos, até então, eram elaborados com simulações bidimensionais e com modelos elásticos lineares. Tal prática acaba por ignorar a influência do efeito das ombreiras e da não linearidade dos materiais geotécnicos. Segundo Naylor *et al.* (1981), o modelo ideal para simular BEFC seria:

- Não linearidade tensão-deformação;
- Diversas trajetórias de tensões;
- Efeito de tempo, com deformações como a consolidação e a fluência;
- Anisotropia: especialmente em solos compactados;
- Dilatância: pois as tensões cisalhantes podem causar aumento de volume;
- Aumento de rigidez do material no carregamento.

Os critérios propostos por Cooke & Sherard (1987) continuam a ser seguidos pela maioria dos projetistas atualmente, quase trinta anos depois das publicações. Os desafios de custo e cronograma têm obrigado a projetos mais ousados e os avanços das análises tridimensionais, ajudam nas adaptações nos critérios clássicos.

#### 4.2.1 MODELOS DE COMPRESSIBILIDADE PARA ENROCAMENTOS

O modelo unidimensional foi proposto por Oldecop & Alonso em 2001, baseado no BBM para representar deformabilidade de enrocamentos. A quebra e rearranjo das partículas de enrocamento no maciço não depende somente das tensões atuantes, mas também das condições de umidade relativa do ar, que preenche os vazios dos blocos de rocha. A grande contribuição do trabalho citado é a observação de que o colapso do enrocamento em ambientes com 100% de umidade relativa do ar é o mesmo colapso observado em amostras inundadas. O enrocamento possui uma dependência intrínseca de deformação no tempo e a velocidade de propagação das trincas em geral, em duas variáveis principais: nível de tensões e teor de umidade (Figura 4.10a).

O enrocamento pode ser considerado como tendo duas dimensões de vazios: os espaços entre os grãos de rocha e; os poros da própria rocha, que são muito pequenos e estão nos grãos das rochas. Os poros da rocha podem ter influência determinante na deformabilidade dos enrocamentos. Uma alternativa para a curva de retenção de enrocamentos também é mostrada na (Figura 4.10 b), com base na lei de endurecimento.

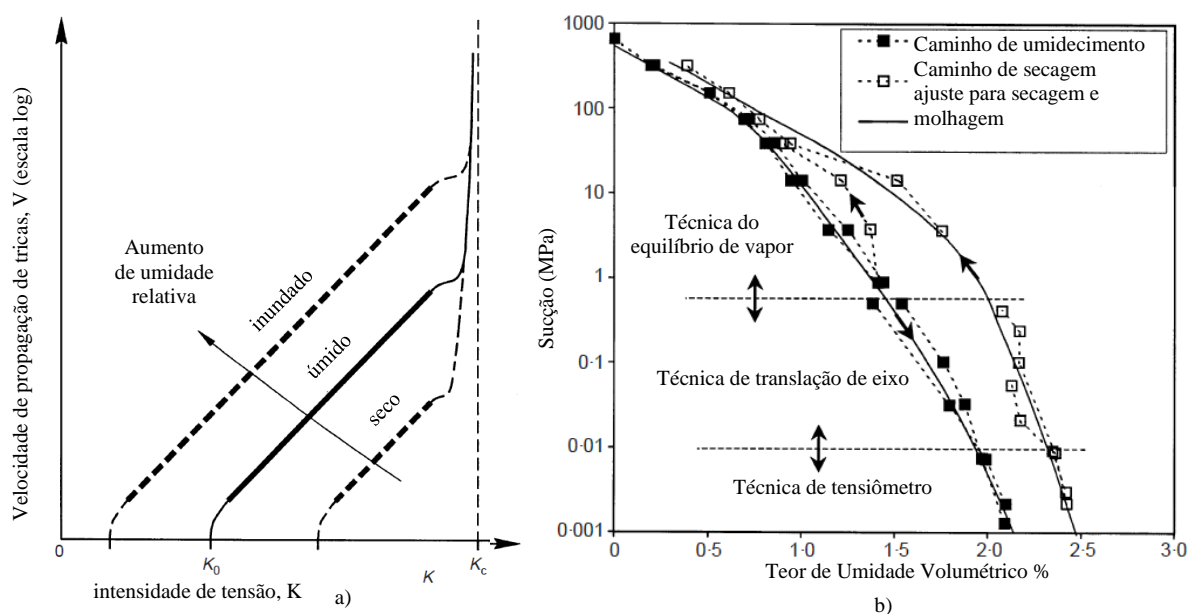


Figura 4.10 – a) Modelo de velocidade da propagação esquemática de trincas vs das tensões e da umidade relativa do ar em enrocamentos b) Curva de retenção de rocha Pancrudo, com histerese (Oldecop & Alonso, 2001).



Os trabalhos de Oldecop & Alonso (2003) complementaram o modelo com adição de novos resultados de ensaios oedométricos controlados (Figura 4.11). Os aprimoramentos em suas equações constitutivas geraram ganhos na formulação, como a correção do um endurecimento que independe da formulação inicial e possui uma ótima aderência com resultados experimentais.

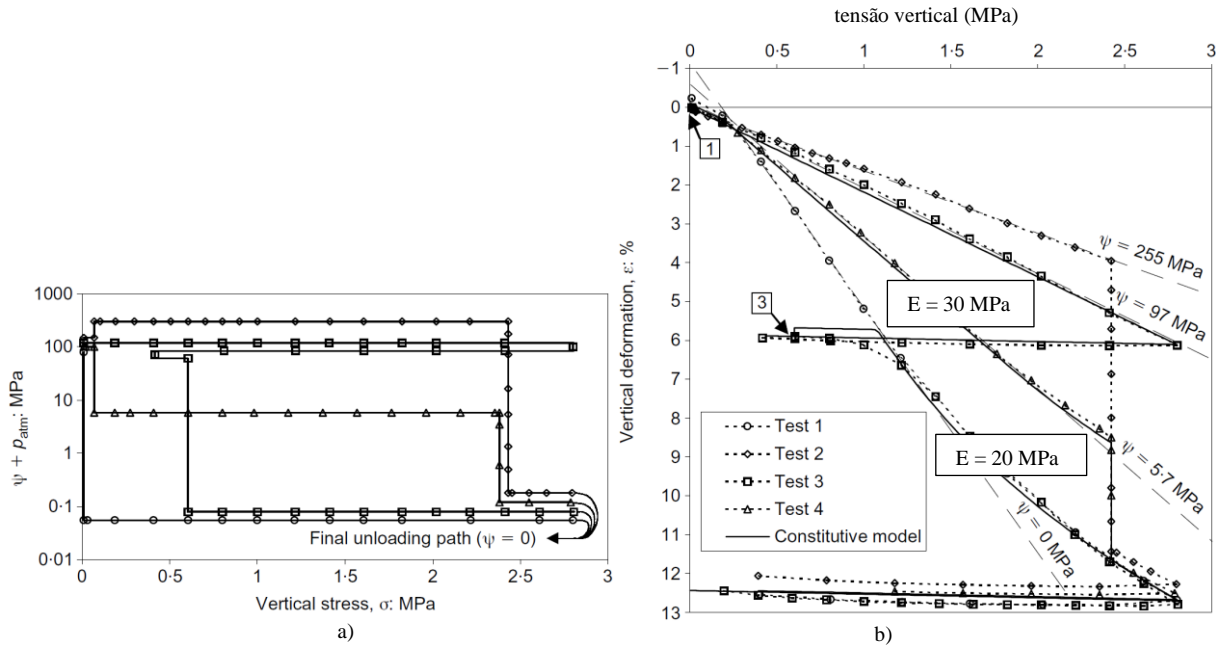


Figura 4.11 – a) carregamentos no espaço tensão-sucção. b) tensões vs deslocamentos verticais (modificado de Oldecop & Alonso, 2003).,

Oldecop & Alonso (2007) demonstrou que o comportamento a longo prazo das deformações pode ser linear em relação ao logaritmo do tempo (Figura 2.4), isso caso os materiais sejam granulares e o ensaio oedométrico seja de longo prazo em grandes diâmetros.

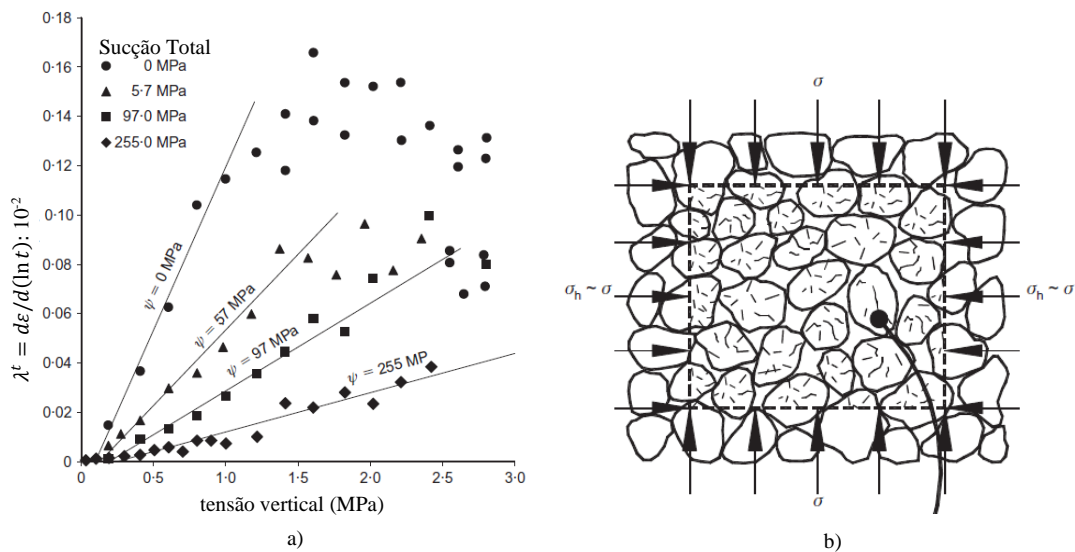


Figura 4.12 – a) índice de compressibilidade dependente do tempo vs tensão em sucção constante b) representação de microfissuras e macrofissuras no maciço de enrocamento (modificad ode Oldecop & Alonso, 2007).

O comportamento macroscópico pode ser explicado a partir do fenômeno de propagação de fissuras, com quebra sucessiva dos grãos submetidos a tensões, cujas microfissuras são influenciadas por questões como umidade relativa. A característica de comportamento é observada em leituras de recalques a longo prazo em diversas barragens de enrocamento. Em paralelo aos estudos de Oldecop, o grupo de pesquisa da Universidade Politécnica da Catalúnia, estudos de laboratório com câmaras triaxiais médias foram conduzidos por Chavez & Alonso (2003), Chavez (2004) cujos resultados trouxeram uma proposta de um novo equipamento triaxial publicado por Chavez et al. (2009).

### **4.3 IMPLEMENTAÇÕES DE COLAPSO**

Os modelos propõem que o comportamento mecânico dos materiais geotécnicos não saturados são sensíveis a variação de umidade (variação de sucção), em maior ou menor grau. O BBM de Alonso et al. (1990) é referência para adaptações de representação do colapso, também para o modelo de enrocamentos proposto por Oldecop e Alonso em 2003. O comportamento segue uma trajetória da relação tensão e deformação semelhante à de solos não saturados, todavia com mecanismo de quebra e rearranjo de grãos macroscópicos.

As duas implementações a seguir se trata de aplicação que forneceram a compreensão de modelos complexos. Ambos os modelos são baseados em tensão líquida e não na tensão efetiva. A primeira implementação foi baseada no modelo BBM de Alonso et al de 1990 e a segunda no modelo de colapso em enrocamento proposto por Oldecop e Alonso em 2003.

#### **4.3.1 COLAPSO DE SOLOS NÃO SATURADOS**

O modelo implementado para representação do comportamento do colapso do solo foi o BBM, com foco no comportamento de deformabilidade e não de resistência. O procedimento consistiu na ativação da dependência dos parâmetros mecânicos com relação à poropressão. A implementação numérica computacional do solo não saturado considera a simplificação de uma poropressão negativa para representar a sucção.

Na prática, com o programa ABAQUS®, foi necessário o uso de ativação por código FORTRAN e, também, com o ajuste dos parâmetros nos modelos já implementados por padrão no programa. O algoritmo é escrito para ativação da subrotina padrão USDFLD, cujo código completo é:

```
CALL  
GETVRM('POR',ARRAY,JARRAY,FLGRAY,JRCD,JMAC,JMTYP,MATLAYO,LACCF LG)  
POREP=ARRAY(1)
```

*FIELD(1)=POREP*

O único ajuste no campo do texto de entrada do modelo é com a inclusão de três linhas após a definição dos materiais:

```
*USER DEFINED FIELD
*DEPVAR
1,
```

Há configurações sem dependência obrigatória de campo no material, são elas: *density*, *porous elastic*, *moisture swelling*, *permeability*, *porous bulk moduli*, *sorption*. A única configuração com dependência de campo obrigatório é denominada *cap plasticidade* em parâmetros de coesão e da lei de endurecimento. Na curva de retenção inserida como *sorption* é descrita a dependência da sucção com o grau de saturação. Para viabilizar o ajuste, foi necessária a definição do valor do volume específico inicial que existiria com sucção zero:

$$v(0) = v_r(s_0) + \Delta v(s_0) \quad (4.9)$$

onde:

$v(0)$  = é o volume específico inicial com sucção zero [adimensional];

$v_r(s_0)$  = é o volume específico inicial de referência na sucção inicial [adimensional];

No trabalho original de Alonso *et al.* (1990), o volume específico inicial de referência possui valor  $v_r(0,2 \text{ MPa}) = 1,9$ . O valor de  $\Delta v(0,2 \text{ MPa}) = 0,0088$  foi calculado pela Equação 4.1. Desta forma, o resultado da equação é  $v(0) = 1,9088$ . O volume específico para uma sucção qualquer assume diversos valores, calculada como:

$$v(s) = v(0) - \Delta v(s) \quad (4.10)$$

onde:

$v(s)$  = é o volume específico em qualquer sucção [adimensional];

$\Delta v(s)$  = é a variação de volume específico de uma sucção qualquer até zero [adimensional].

O volume específico no ponto da tensão de pré-adensamento é calculado como:

$$v_{Pa}(s) = v(s) - \kappa \ln \left( \frac{P_0(\lambda(s))}{p^c} \right) \quad (4.11)$$

onde:

$v_{Pa}(s)$  = é o volume específico na tensão de pré-adensamento [adimensional];

$p_0(\lambda(s))$  = é a tensão efetiva média inicial, em uma determinada sucção (s) no espaço p-q [ $\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$ ];

$p^c$  = tensão de referência que remete ao pré-adensamento [ $\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$ ];

Os dados de entrada seguem Alonso *et al.* (1990), o resultado para sucção de 0,2 MPa: o módulo plástico é calculado com a Equação 3.3 e possui valor  $\lambda(0,2MPa) = 0,154$ ; a tensão de plastificação é calculada com a Equação 3.4 e possui valor  $p_0(s) = 0,2535$  MPa;  $p_c^c = 0,1$  MPa;  $\kappa = 0,02$ ;  $v(0,2 MPa) = 1,9$ . O cálculo da poropressão no início da plastificação calculada possui valor  $v_{Pa}(0,2 MPa) = 1,8895$ . A definição da variação de volume específico na linha de recompressão devido mudanças de tensão média é definida como:

$$v_{in\ line}(s) = v_{Pa}(s) + \kappa \ln\left(\frac{P_0(\lambda(s_0))}{P_0(\lambda(s))}\right) \quad (4.12)$$

onde  $v_{in\ line}(s)$  = é o volume específico sobre a linha de recompressão [adimensional];

As trajetórias de endurecimento devem ser inseridas já com o seu início na tensão de pré-adensamento nas diferentes sucções. A definição do volume específico e tensões iniciais que são usadas para o cálculo das deformações volumétricas dependentes da média de tensões atuantes como:

$$\varepsilon(s) = \frac{\lambda(s)}{v_{in\ line}(s)} \ln\left(\frac{P_0(\lambda(s_0))}{P_0(\lambda(s))}\right) \quad (4.13)$$

onde:  $\varepsilon(s)$  = deformação dependente da sucção mátrica [adimensional];

Com as adaptações descritas, é possível então definir as curvas de endurecimento (Figura 4.14) para o exemplo de Alonso *et al.* (1990) no software ABAQUS®. O início de cada curva representa as diferentes tensões de início da plastificação, iniciando pela sucção zero até sucção de 0,3 MPa em cinco intervalos.

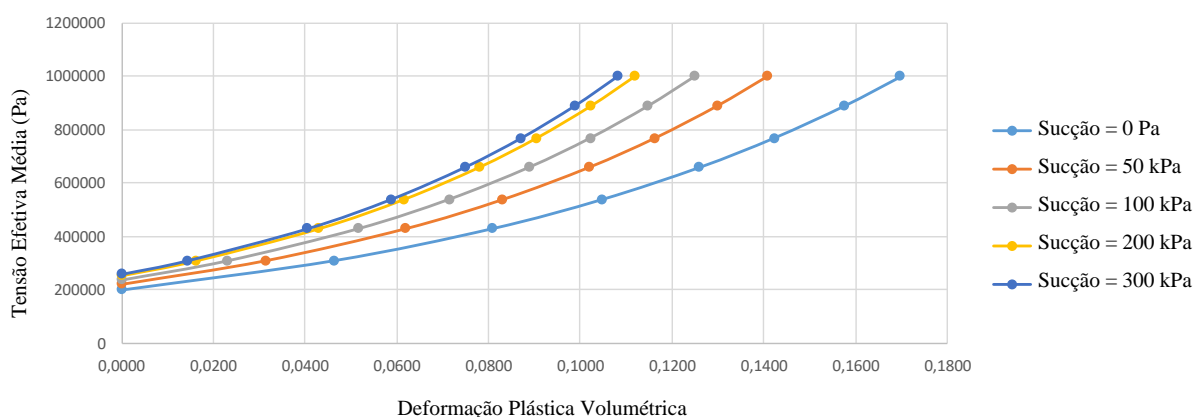


Figura 4.13– Curvas de endurecimento com auxílio do modelo *Cap Plasticity*.

Outra adaptação para o uso do *Cap Plasticity* é a coesão no modelo Drucker-Prager representada no plano de tensões média e desviadora (p-q), sendo que sua dependência com a sucção segue a função na interseção com o plano p=0 da Figura 4.6. Os parâmetros para definição da envoltória

de plastificação foram inseridos diretamente dos valores de Alonso *et al.* (1990). Optou-se por inserir o acréscimo da coesão em os cinco intervalos, devido sua dependência com a sucção. A interseção com o plano  $q=0$  segue a inclinação  $M$  como:

$$d(s) = d' - p_s(s)M \quad (4.14)$$

onde:

$d$  = coesão aparente [ $ML^{-1}t^{-2}$ ];

$d'$  = coesão efetiva no trecho saturado [ $ML^{-1}t^{-2}$ ].

A formulação do BBM considera uma expansão devido molhagem, implementado com adição de uma deformação dependente da sucção. O parâmetro usado para adaptar o fenômeno no ABAQUS® é chamado *moisture swelling*, dado por:

$$\varepsilon_{MS}(s) = \frac{\Delta v(s)}{v(0)} \quad (4.15)$$

onde:  $\varepsilon_{MS}(s)$  = deformação de expansão dependente da sucção mátrica [adimensional];

A Figura 4.14 mostra o resultado do uso da equação acima, nos cinco intervalos de sucção. Importante ressaltar que no caso desta calibração, a curva característica do solo se torna relevante devido a questão da tensão efetiva, pois o ABAQUS® não trabalha com tensão líquida. Neste caso a tensão efetiva precisa ser ajustada conforme os valores de saturação para diferentes níveis de sucção, para que o resultado da tensão líquida  $p$  esteja adequado conforme o resultado dos autores (Figura 4.15).

Por mais que o resultado da simulação numérica esteja adequado com o modelo teórico, observam-se limitações para o uso em cálculos reais. Toda adaptação necessária para o ajuste geométrico do volume específico foi executada para representar uma única amostra. O uso em um caso real, as camadas construtivas possuem diferentes tensões de pré-adensamento em diferentes trajetórias, com variação de tensões confinante.

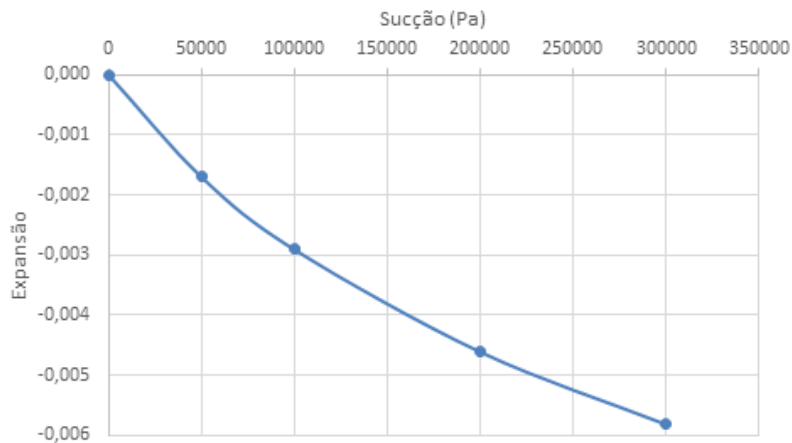


Figura 4.14 – Inserção da expansão por molhagem no modelo BBM.

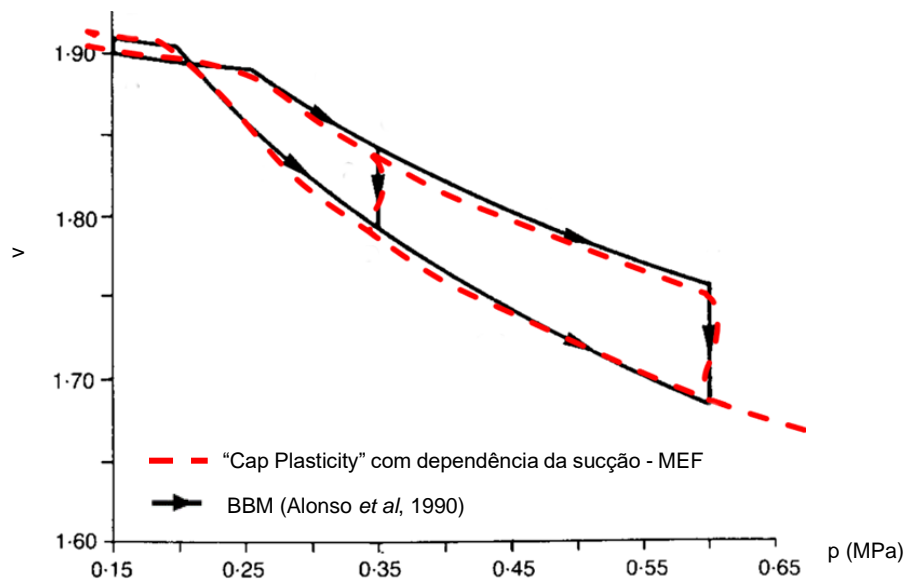


Figura 4.15 – Comparação entre Alonso *et al.* (1990) e a implementação numérica em Método dos Elementos Finitos (MEF).

Outro aspecto neste processo é que o modelo analisado utiliza a variável principal como tensão líquida, não a tensão efetiva. O aumento de umidade gera redução da sucção e tensão efetiva não saturada. Para representação do colapso, os módulos de deformabilidade reduzem por aumento de umidade. A questão é que a redução de tensões efetivas por si, induz um aumento de volume devido a descompressão. Outra questão é a coesão aparente por cota da sucção na resistência de solos, o aumento de umidade promove redução de coesão aparente.

Como o BBM foi implementado com tensões líquidas, a redução de tensão efetiva não está incorporada diretamente na formulação apresentada por Alonso *et al* (1990). Fato esse, que torna o modelo de cálculo de tensões efetivas convencional de solos não saturados inadequado para a modelagem do enrocamento. A proposta então é desvincular a variável de molhagem da tensão efetiva do enrocamento a partir de um artifício numérico computacional com utilização da equação de fluxo de calor.

A dificuldade em acoplar no modelo a poropressão negativa, trás uma série de dificuldades de implementação. Com a dependência com a sucção, os valores de tensão efetiva podem variar centenas de kPa com alta sensibilidade a pequenas variações de umidade. O trecho elástico do comportamento do solo acaba dificultando a implementação e o uso do modelo acoplado. Caso o modelo considere o ganho de tensão efetiva no trecho não saturado, a variação de volume predominante pode não ser devido ao colapso, mas devido o aumento ou diminuição da tensão causada pela variação de umidade.

#### **4.3.2 COLAPSO NO ENROCAMENTO**

O modelo escolhido para verificação de colapso é o modelo simplificado de Oldecop & Alonso (2003). A partir da implementação do BBM, foi possível obter uma visão mais diretiva, com simplificação nos aspectos de deformabilidade a partir do entendimento aprofundado do modelo original e permitiu uma implementação mais diretiva nos aspectos de deformabilidade. Nos resultados de Oldecop & Alonso (2001), os testes de laboratório indicam um comportamento praticamente linear do enrocamento submetido ao carregamento com sucção constante. As grandes deformações ocorrem quando se molha a amostra, com redução da sucção. Pretende-se, então, simular um teste controlado em busca de representar as condições obtidas no laboratório. Para tanto, será considerado primeiro uma sucção na ordem de 97 MPa com posterior molhagem até a saturação, em diferentes níveis de carregamento.

A molhagem se refere ao enchimento dos poros do enrocamento por água devido o aumento da umidade relativa do ar. Os níveis de tensão efetiva no maciço são constantes durante a entrada de água nos poros, pois o material é muito granular. A partir desse comportamento, optou-se por utilizar uma variável de representação da sucção que não altera a distribuição de tensões efetivas. Por conveniência, a adaptação numérica utiliza as equações de fluxo térmico, com alguns ajustes de variáveis. Entre outras vantagens, toda formulação de fluxo térmico no ABAQUS® já está implementada por padrão, sem a necessidade de ativação da dependência via código Fortran, como no caso do BBM (Item 4.3.1).

Como o modelo proposto por Oldecop & Alonso (2003) não usa mais a variável de volume específico, toda implementação é diretamente calibrada com a relação entre tensão e deformação de forma bilinear. O uso do modelo *Cap Plasticity* no ABAQUS® foi inserido com três retas de endurecimento, a primeira linear e as demais são bilineares (Figura 4.16). Os valores foram

obtidos diretamente do comportamento do gráfico de ensaios oedométricos em diferentes níveis de sucção. A implementação resultou em um comportamento que aderiu bem ao comportamento observado no laboratório (Figura 4.17).

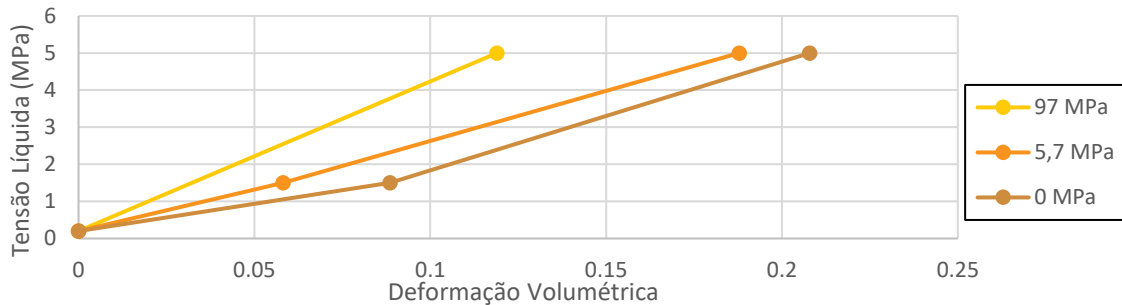


Figura 4.16 – Curvas de endurecimento para calibração do modelo com Oldecop & Alonso (2003).

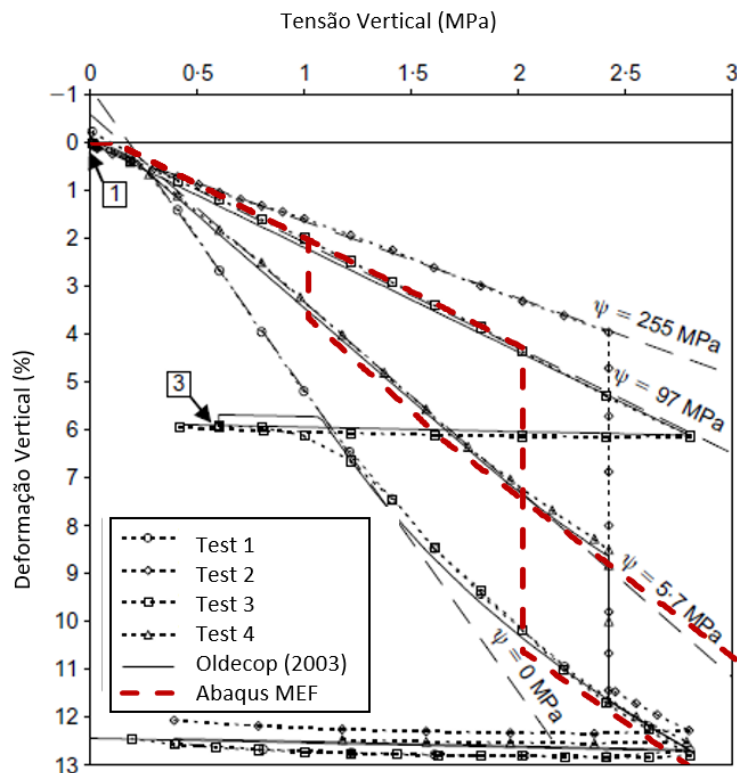


Figura 4.17 – Comparação entre os resultados de ensaios oedométricos com o modelo de Oldecop & Alonso (2003) e a implementação numérica em Método dos Elementos Finitos (MEF).

### • Simulação do Fluxo de Umidade

Mesmo com uma certa quantidade de partículas finas, o maciço de enrocamento pode ser considerado como drenante devido as grandes dimensões dos blocos. O volume de entrada de água pela fundação e pela laje não é suficiente para encharcar todo o maciço, porém induz o umedecimento do ar. A propagação da água no maciço de enrocamento ocorre em diferentes regimes. Os modelos geralmente são baseados ou por fluxo em meios porosos ou em fluxo turbulento, este com uma vazão plena de água pela seção da barragem. As equações de fluxo não



consideram o fenômeno de propagação de umidade relativa do ar ou umedecimento dentro das microfissuras da rocha.

Por conveniência, optou-se por usar as equações matemáticas de fluxo térmico para simulação de propagação do fluxo de umidade relativa do ar no enrocamento. Para tanto, será primeiro analisada a aderência de propagação com as equações clássicas de solos não saturados. Devido ao desacoplamento da equação de fluxo em meios porosos com a tensão efetiva. A formulação da Lei de Fourier (1878) se comporta de forma totalmente análoga com a Lei de Darcy (Equação 3.6), exceto pela adaptação necessária para o Calor Específico. A equação de fluxo de calor pode ser escrita como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_{Tx}(\theta_T) \frac{\partial \theta_T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_{Ty}(\theta_T) \frac{\partial \theta_T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_{Tz}(\theta_T) \frac{\partial \theta_T}{\partial z} \right) = C_T \frac{\partial \theta_T}{\partial t} \quad (4.1)$$

onde:

$k_T$  = condutividade térmica [ $MLT^{-3}\Theta^{-1}$ ];

$\theta_T$  = temperatura [ $\Theta$ ];

$C_T$  = calor específico [ $ML^{-1}T^{-2}\Theta^{-1}$ ];

$\partial \theta_T / \partial x$  = gradiente de temperatura na direção x [adimensional].

A adaptação sugerida é usar a curva característica proposta por Oldecop & Alonso (2001) da Figura 4.10 b. O estudo comparativo de fluxo em solo não saturado (Figura 4.18) e fluxo de calor (Figura 4.19), foi executado nos softwares SEEP/W da GeoStudio® e ABAQUS®, respectivamente, com condições de contorno, geometria, malha equivalentes. Como já esperado matematicamente, os resultados foram bem semelhantes, pois a Equação 3.6 de fluxo em meios porosos baseada na Lei de Darcy é totalmente análoga à Equação 3.10 de fluxo de calor baseada na lei proposta por Fourier (1878).

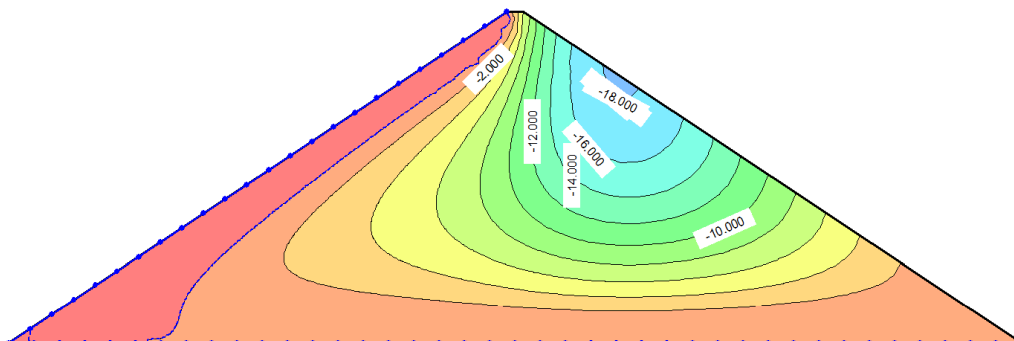


Figura 4.18 – Simulação de fluxo em meios porosos no GeoStudio®.

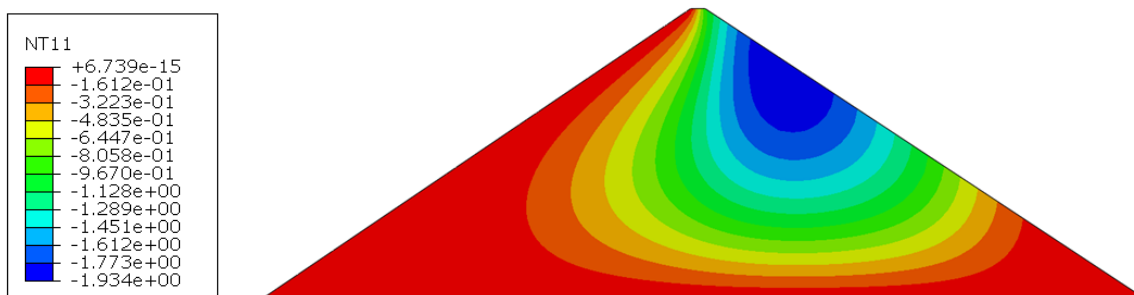


Figura 4.19 – Simulação de fluxo de calor no ABAQUS®.

#### 4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 4

Em suma, o Capítulo 4 abordou os seguintes aspectos teóricos e práticos, tais como:

- mecânica de solos não saturados;
- com fluxo em solos não saturados;
- colapso em solos e enrocamentos;
- implementação plena do BBM no ABAQUS®;
- implementação simplificada do modelo de colapso de enrocamento no ABAQUS®;
- justificativa para substituição do modelo de fluxo em meios porosos por fluxo de calor.

Deste modo, o Capítulo 5 propõe a metodologia de calibrações de comportamento macroscópico de BEFC no Capítulo 6, tanto na fase construtiva quanto na fase de enchimento do reservatório. A extrapolação do modelo bidimensional para o tridimensional é feita no Capítulo 7 em modelos tridimensionais que permitem avaliar as tensões nas faixas de laje em diferentes atrasos construtivos.

## **5 DEFINIÇÃO DO MODELO USADO PARA CALIBRAÇÃO**

Os capítulos anteriores discorreram sobre os avanços, subsídios teóricos e aplicações em BEFC, além de fundamentos de geotecnia que tratam de colapso e fluxo. Daqui em diante, será apresentada a proposta de análise numérica aplicada à BEFC em um produto baseado em interpretação dos conceitos anteriores para representação do comportamento macroscópico.

A modelagem da deformabilidade considera módulos de deformabilidade e redução forçada de volume em dois momentos, primeiro linear no tempo durante o período construtivo e posteriormente com uma propagação que acompanha o enchimento do reservatório. Como compreensão geral, o fenômeno de redução adicional de volume no enchimento pode ser entendida dois gatilhos de dependência: algum fluxo de umidificação que pode enfraquecer os grãos da rocha nas regiões de proximidade da laje de concreto combinado com um amolecimento devido o aumento de tensões provenientes do reservatório.

As proporções entre módulos lineares são testadas em comparação com resultados auscultados de uma barragem real, para verificar se existe alguma consistência física de comportamento. Para tanto, são dois parâmetros mecânicos a serem calibrados: um módulo de deformabilidade ( $E$ ) e; um percentual de deformação adicional na direção vertical. Os demais itens são padrão para análises deste tipo, como as condições de contorno com restrições de deslocamentos na base e laterais, a gravidade e o peso do reservatório à montante: carregamento na laje e gravidade e restrições de deslocamentos como condições de contorno.

### **5.1 GEOMETRIA, INTERFACES E MALHA**

A barragem analisada consiste em um modelo hipotético com 200 m de altura, com geometria que foi proposta por Raposo (2016). A ordem de grandeza é baseada nas BEFC Campos Novos e BEFC Barra Grande, que são dois exemplos de barragens que apresentaram grandes trincas e rupturas na laje de montante.

#### **5.1.1 GEOMETRIA**

A Seção da barragem analisada é exposta na Figura 5.1, com espessura de 2 m. As linhas horizontais possuem espessura na ordem de 10 m, em um total de 21 camadas. A espessura da

laje seguiu o mesmo critério empírico adotado nas BEFC Campos Novos e BEFC Barra Grande. A Tabela 5.1 apresenta os valores de espessura para o topo ( $H_z = 0$ ) na elevação 200 m, o meio ( $H_z = 100$  m) na elevação 100 m e na base do vale ( $H_z = 200$ ) na elevação 0 m, que segue o conjunto de equações:

$$\begin{cases} e_{laje}(H_z < 100 \text{ m}) = 0,30 + 0,002H_z \\ e_{laje}(H_z > 100 \text{ m}) = 0,005H_z \end{cases} \quad (5.1)$$

onde:

$e_{laje}$  = espessura da laje [L];

$H_z$  = altura da barragem medida a partir do topo [L].

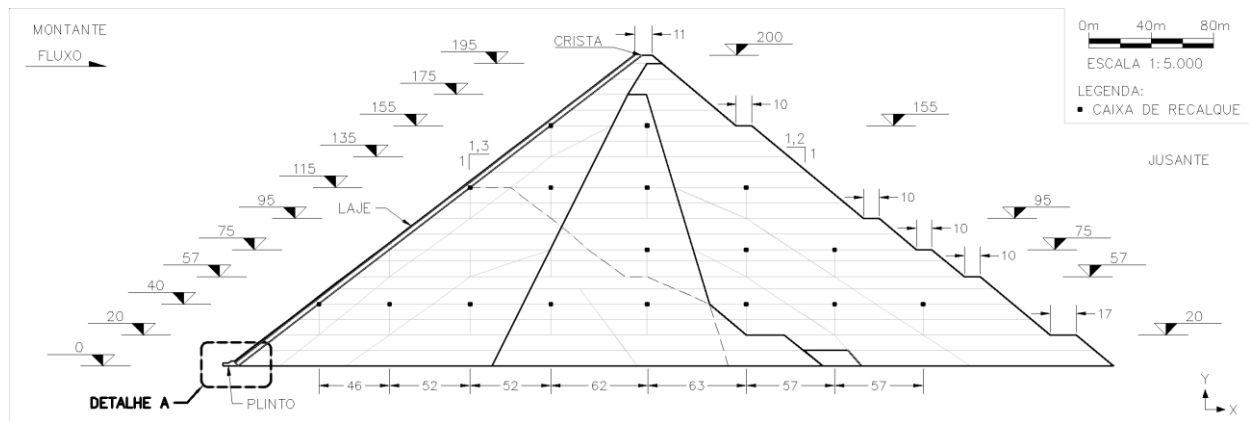


Figura 5.1 – Seção geométrica de importação do modelo.

Tabela 5.1 – Espessura da laje.

Elevação (m)	$H_z$ (m)	$e$ (m)
200	0	0,3
100	100	0,5
0	200	1

Pelo critério proposto por Cooke & Sherard (1987) de 1/25 da carga hidráulica do reservatório para o plinto em uma fundação de rocha dura e injetável, o valor mínimo indicado seria de oito metros. Entretanto, como não é objeto do estudo atual, a espessura ( $e$ ) adotada um pouco maior. As dimensões do plinto estão na Figura 5.2.

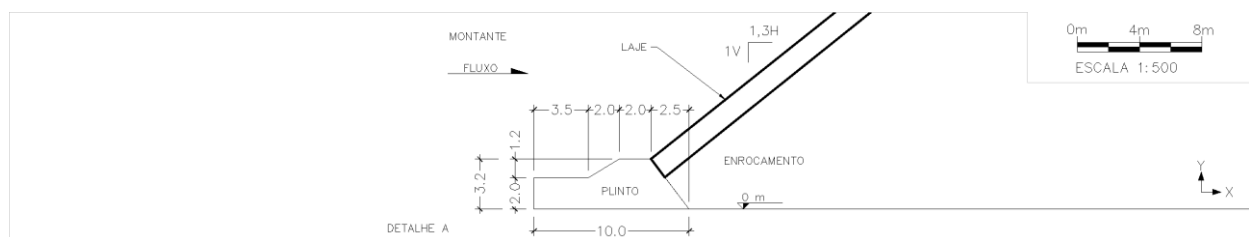


Figura 5.2 – Detalhe A, com as dimensões do plinto.

### 5.1.2 INTERFACES ENTRE AS PARTES GEOMÉTRICAS

A importação no ABAQUS® é realizada em três partes independentes, o maciço de enrocamento, o enrocamento de face e a laje de concreto, conforme Figura 5.3. A interface entre o maciço e a

camada de enrocamento da face é grudada com constante do tipo "constraint, tie". A interface entre a laje de concreto e a camada de enrocamento de face é uma penalidade de atrito de 0,5.

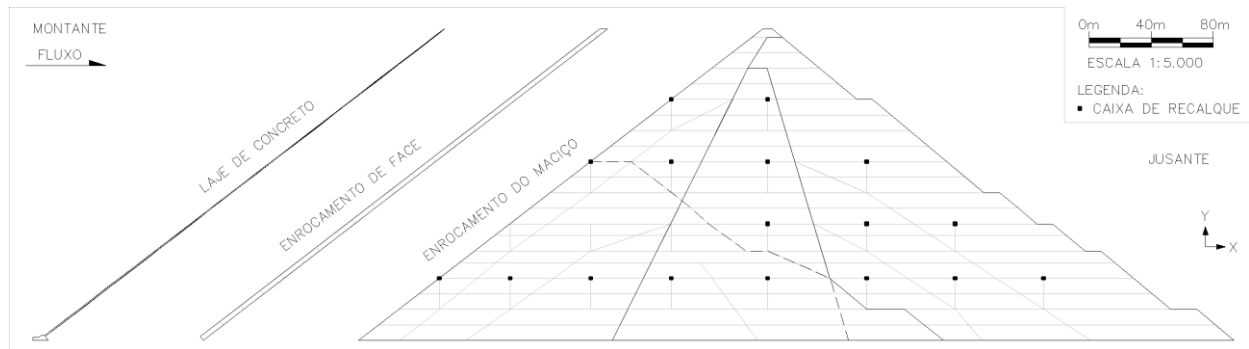


Figura 5.3 – Partes geométricas independentes de importação.

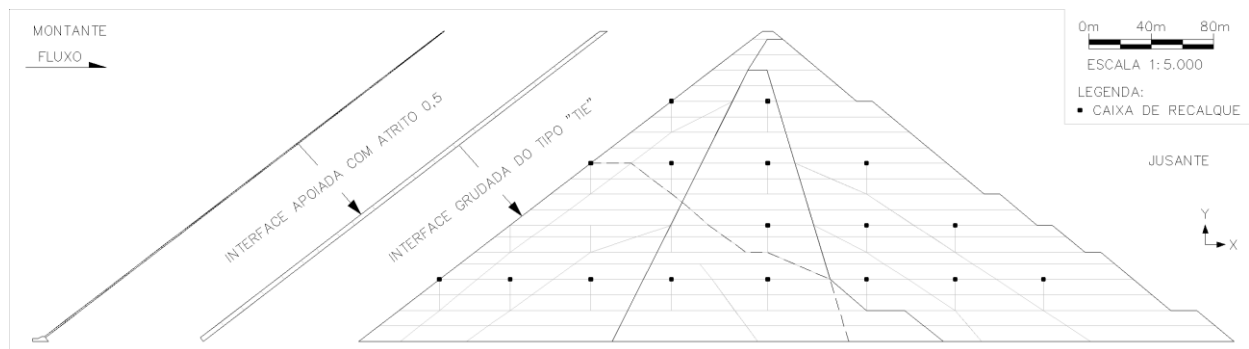


Figura 5.4 – Interfaces entre as partes geométricas.

### 5.1.3 REGIÕES DE APLICAÇÃO DE MATERIAIS NA GEOMETRIA

Na tentativa de respeitar o projeto e as faixas de tensão, foram separadas as áreas de influência para cada uma das regiões dos instrumentos (Figura 5.5). A faixa de enrocamento próximo das faces possuem os mesmos parâmetros da CR-01. As regiões são delimitadas a partir das caixas de recalque de Cruz & Pereira (2007) e gradativamente agrupadas respeitando as diretrizes de setorização de Cooke & Sherard, (1987), conforme Figura 5.6.

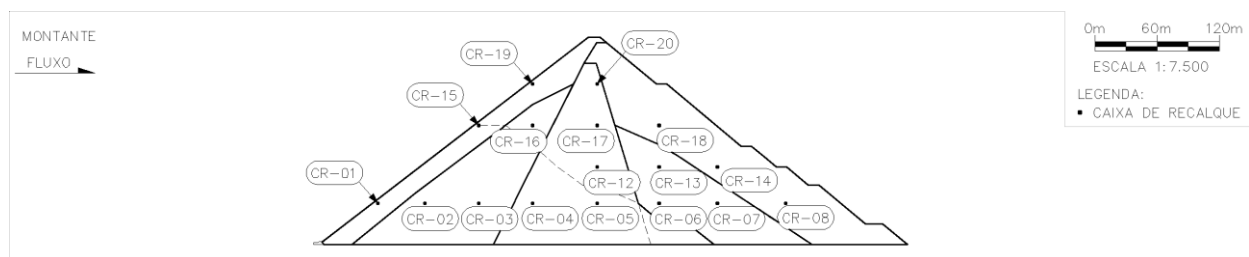


Figura 5.5 – Separação geométrica dos materiais atribuídos nas simulações numéricas elasto-plásticas.



Figura 5.6 – Referência de setorização aplicada à geometria.

#### 5.1.4 MALHA

O modelo para calibração possui malha tridimensional ao invés de bidimensional, entretanto, com uma pequena espessura e ainda sem considerar a influência topográfica da configuração das ombreiras da barragem. Deste modo, o modelo calibrado já possui o mesmo tipo de malha para posterior extrapolação de avaliação das tensões com efeito das ombreiras. A malha é descrita na Figura 5.7, com elementos tetraédricos de 5 m, do tipo C3D4T, sua formulação de sua matriz é acoplada com temperatura. O estudo de densidade da malha não é detalhado aqui, mas a ordem de grandeza foi baseada no estudo de malha desenvolvido por Raposo, 2016.

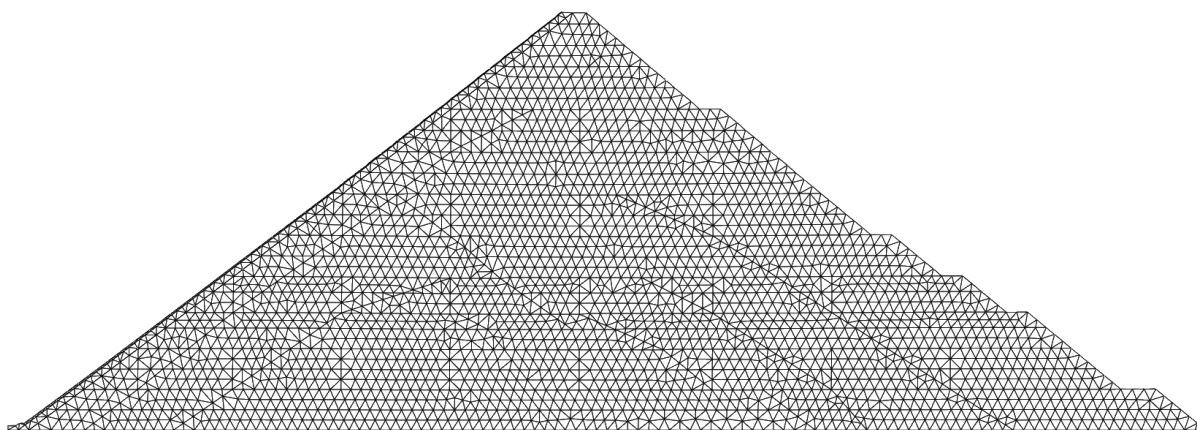


Figura 5.7 – Malha tetraédrica C3D4T de tamanho na ordem de 5 m.

## 5.2 CONDIÇÃO DE CONTORNO

O item principal é aquele que diferencia a tese de demais trabalhos, trata-se da condição de contorno que impõe uma deformabilidade vertical adicional na construção e enchimento. As condições de contorno são convencionais, com restrições de movimentos, carregamentos de reservatório e pesos próprios.

### 5.2.1 DEFORMAÇÃO VERTICAL AO LONGO DO TEMPO DE CONSTRUÇÃO

O parâmetro de redução adicional na direção vertical está vinculado à variável de controle ( $S'$ ), que controla a redução forçada do volume vertical. O intervalo está compreendido entre 0 e 100%, no percentual faltante com relação ao total do parâmetro durante a construção. A redução adicional de volume na vertical é implementada como dilatação térmica ortotrópica na direção vertical, pois a variável  $S'$  é justamente a temperatura no ABAQUS®. Durante a construção, esta fluência construtiva segue a curva como condição de contorno. O período vai da data de início dos alteamentos ( $t_0$ ) até a data de final de construção do enrocamento ( $t_f$ ). Importante esclarecer que

a porcentagem faltante não é absoluta, pois as duas variáveis alteram os deslocamentos verticais e poderiam ser calibradas em diferentes proporções. Esta imposição temporal uniforme e linear se encerra ao final do alteamento.

$$S'(t) = 1 - (S_f) \cdot \frac{t - t_0}{t_f - t_0} \quad (5.2)$$

onde:

$S'$  = variável de controle da porcentagem faltante de colapso ou fluência [adimensional];

$S_f$  = constante de controle ao final da construção [adimensional];

$t$  = variável de tempo construtivo [T];

$t_0$  = constante de tempo de início da construção [T].

$t_0$  = constante de tempo ao fim da construção [T].

Como exemplo ilustrativo, a Figura 5.8 mostra o caso do colapso construtivo ao final da construção seja de 50%. Os outros 50% faltantes ficarão como propagação de pluma de umedecimento devido o enchimento. Em outras palavras, neste cenário hipotético, a variável de controle de faltante do colapso ao final da construção ( $S_f$ ), possui valor 0,5.

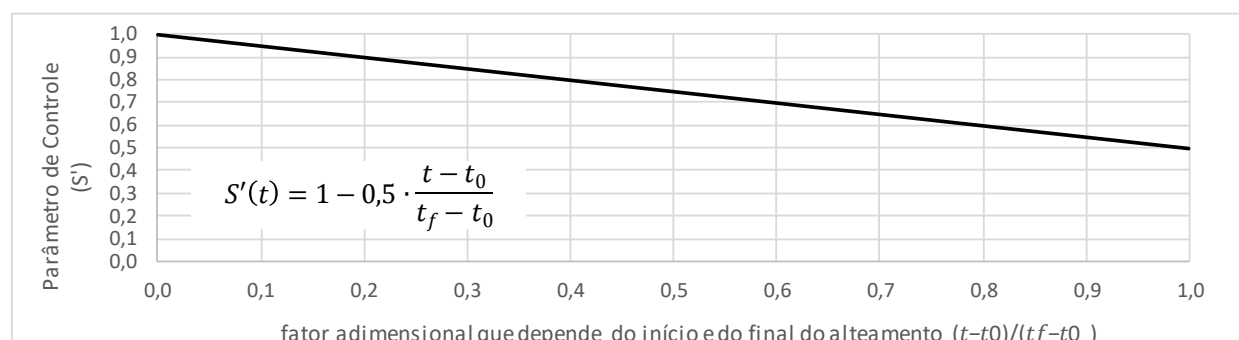


Figura 5.8 – Exemplo de representação do comportamento de colapso até final de construção.

A taxa linear de fluência anual durante a construção pode ser calculada a partir da Equação 5.2. Deste modo, o valor se torna fisicamente mais intuitivo. Se trata da deformação vertical por ano, imposta linearmente pelo modelo proposto.

$$Fluência = Colapso \cdot \frac{365}{t_f - t_0} \cdot (1 - S_f) \quad (5.3)$$

onde: *Colapso* a taxa de redução de volume na vertical [adimensional] e *Fluência* é a taxa anual de redução de volume na vertical durante o período construtivo [T<sup>-1</sup>].

## 5.2.2 DEFORMAÇÃO VERTICAL AO LONGO DO ENCHIMENTO

A segunda fase de redução vertical de volume se inicia com o enchimento, imediatamente após a conclusão da laje. A simulação passa a desenvolver uma propagação de fluxo transiente de

deformabilidade vertical que chega ao valor máximo no pé do talude de montante, reduzindo gradativamente em direção a crista da barragem conforme Figura 5.9. São duas condições de contorno:

- com crescimento linear na face à montante, valor de 0% faltante no pé até  $S_f$  na crista e;
- com linha constante na base do núcleo e base do espaldar de jusante, com valor de  $S_f$ .

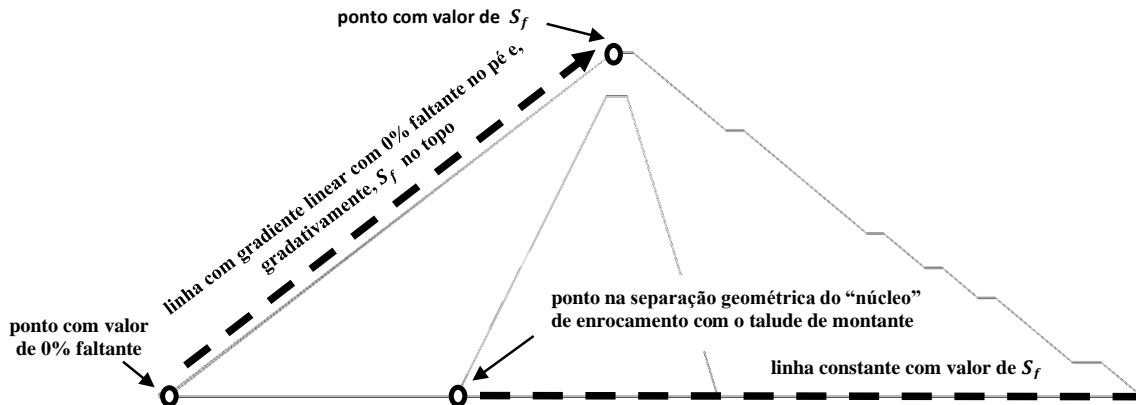


Figura 5.9 – Condição de contorno final de propagação de deformação vertical faltante devido o reservatório.

A variável  $S'$  passa a depender somente da propagação do fluxo de umidécimento, ou pode ser interpretada como um amolecimento devido o acréscimo de tensões provenientes do reservatório. Esta etapa acaba não se caracterizando como algum fenômeno de fluência, mas sim como colapso, pois depende do reservatório e não do tempo. Esta condição de fluxo imposto é proposto para induzir deslocamentos adicionais com valores maiores nas regiões mais baixas da laje após o primeiro enchimento. A condição de contorno é dividida em 5 etapas de enchimento do reservatório que acompanha o enchimento do reservatório, conforme Figura 5.10.

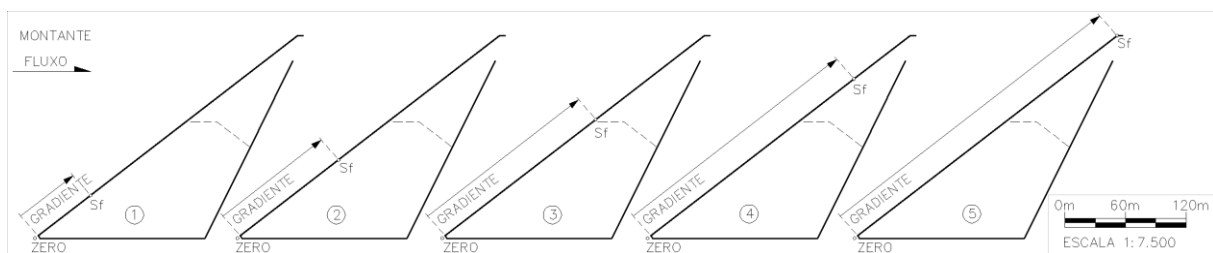


Figura 5.10 – Etapas de aplicação da condição de contorno à montante de propagação do colapso devido enchimento.

O fluxo transiente de deformabilidade vertical que chega ao valor máximo no pé do talude de montante, reduzindo gradativamente em direção a crista da barragem. A Figura 5.11 mostra um exemplo no caso do valor de  $S_f$  estiver em 0,5 (que representa 50% do colapso faltante). A visualização das etapas intermediárias está na Figura 5.12. Outro exemplo está na Figura 5.13, com o valor de  $S_f$  em 0,25 (que representa 25% faltante) de forma análoga, as etapas intermediárias podem ser visualizadas na Figura 5.14.



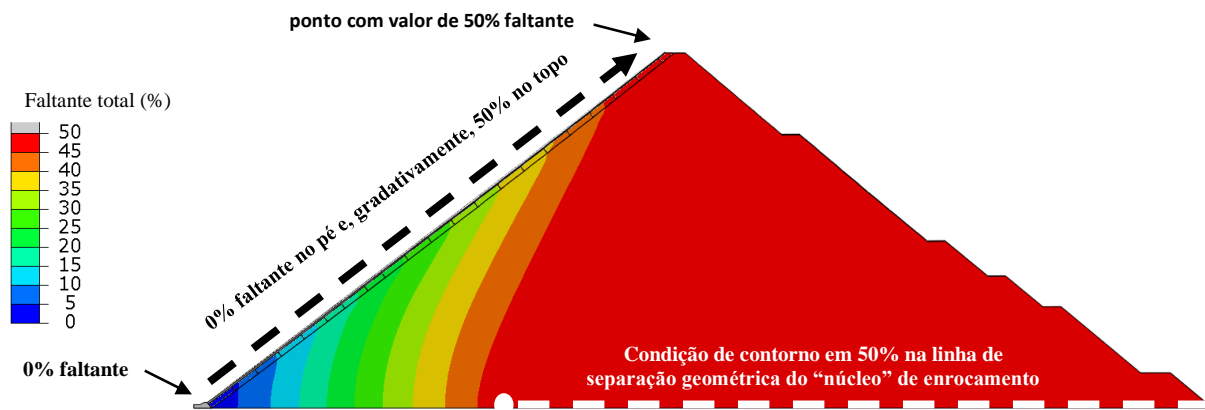


Figura 5.11 – Exemplo de propagação após enchimento do reservatório, com  $S_f = 50\%$ .

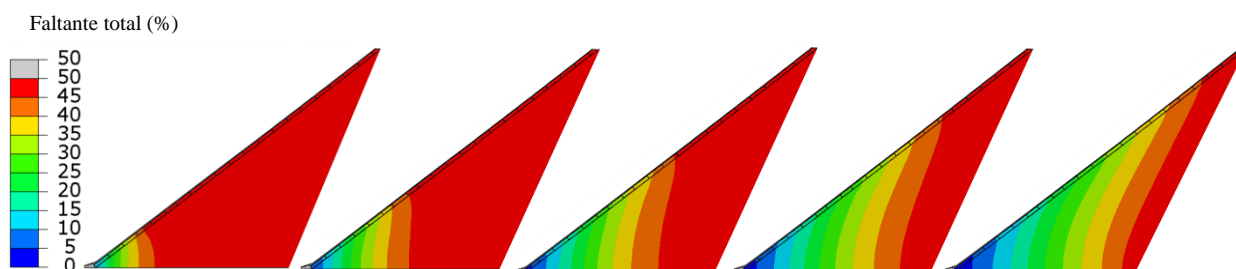


Figura 5.12 – Exemplo de visualização das cinco etapas de enchimento do reservatório com  $S_f = 50\%$ .

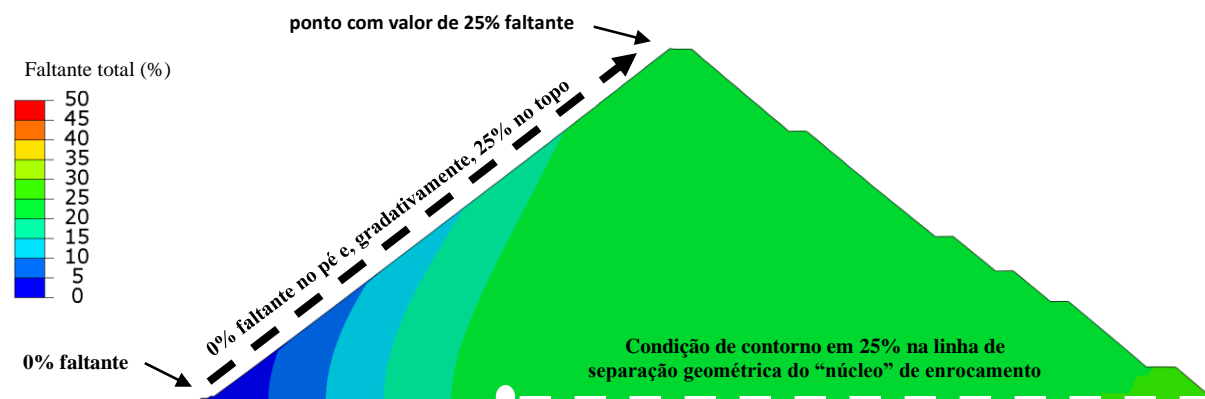


Figura 5.13 – Exemplo de propagação após enchimento do reservatório, com  $S_f = 25\%$ .



Figura 5.14 – Exemplo de visualização das cinco etapas de enchimento do reservatório com  $S_f = 25\%$ .

### 5.2.3 RESTRIÇÃO DE DESLOCAMENTO

As restrições de deslocamentos são de base e laterais. Toda a base está com impedimentos nas duas direções, vertical e horizontal. As laterais estão com a restrição normal às faces, que seria no plano Z. são aplicadas nas laterais, pois se trata de um modelo tridimensional com espessura arbitrada em 2 m. Optou-se por usar este artifício para facilitar a generalização do modelo com a

posterior análise tridimensional completa, considerando a influência do formato do vale. A condição de contorno de restrição horizontal e vertical na base também se propaga para o modelo tridimensional.

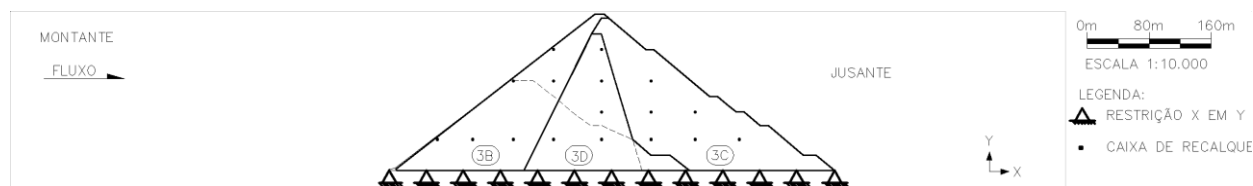


Figura 5.15 – Condição de contorno na base com restrição de Deslocamento nas direções Horizontais e Verticais.

## 5.2.4 CARREGAMENTO NA LAJE DE CONCRETO E PESO PRÓPRIO

O enchimento do reservatório é aplicado em cinco etapas (Figura 5.16), acompanhando a indução de redução volumétrica devido o reservatório. Neste caso o diagrama hidrostático triangular convencional, peso específico da água em  $10 \text{ kN/m}^3$  é multiplicado pela profundidade do reservatório. Devido a falta de informações reais sobre o peso próprio, a aplicação dos pesos específicos pela gravidade aqui é arredondada para  $10 \text{ m/s}^2$ .

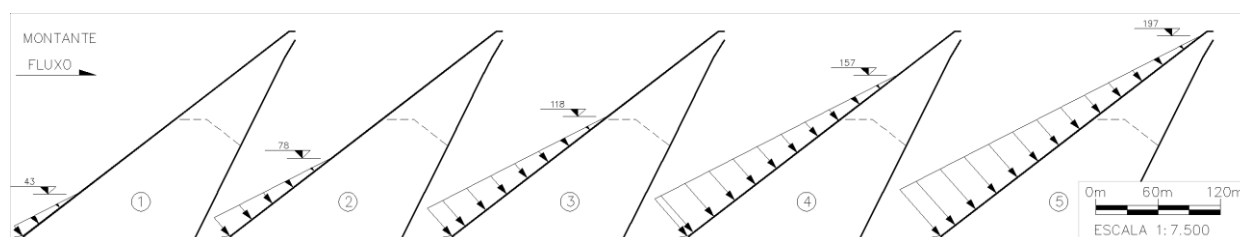


Figura 5.16 – Visualização das cinco etapas de carregamento devido ao enchimento do reservatório.

## 5.3 PROPORÇÕES ENTRE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE

A resposta de tensão e deformação do modelo segue módulos lineares, tanto elásticos como plásticos. A abordagem de utilização de diferentes proporções de módulos elásticos e plásticos surge para criar uma interdependência entre os dois parâmetros, desta forma calibramos somente um deles. As tentativas entre os módulos elásticos e plásticos incluem proporções de 10x, 3x, 2x a quarta proposta é elástica, sem parâmetro de plastificação.

### 5.3.1 PROPORÇÃO ELASTO-PLÁSTICA EM DEZ VEZES

Como primeira tentativa de representação e a mais complexa, optou-se pela proporção fixa de dez vezes entre o módulo elástico e o módulo plástico. A proposta é baseada na ordem de grandeza observada em alguns ensaios de laboratório, tal como aquela destacada na Figura 5.17. Durante o trecho de compressão virgem, o módulo elastoplástico após o colapso está com ordem de 18 MPa, e o módulo de descompressão é muito mais rígido, com inclinação do gráfico tensão vs

deformação na ordem de 200 MPa. Deste modo, a Figura 5.18 mostra a ilustração esquemática do modelo utilizado. O intuito é de evitar excessos de deslocamentos por extensão, que eventualmente ocorrem no modelo devido rearranjos por enchimento do reservatório e eventuais arqueamentos de tensões.

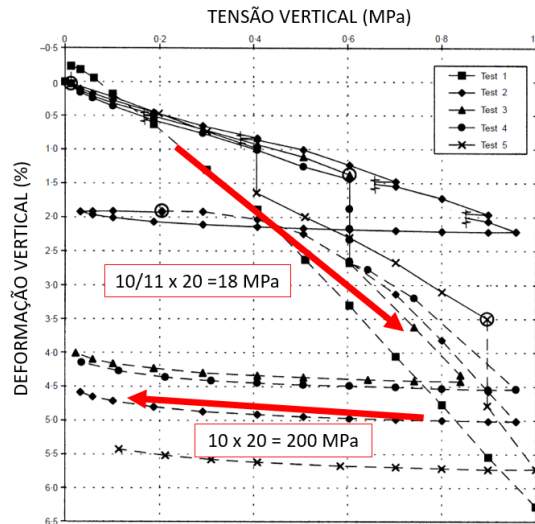


Figura 5.17 – Destaque da ordem de grandeza da relação entre compressão e descompressão (modificado de Oldecop & Alonso, 2001).

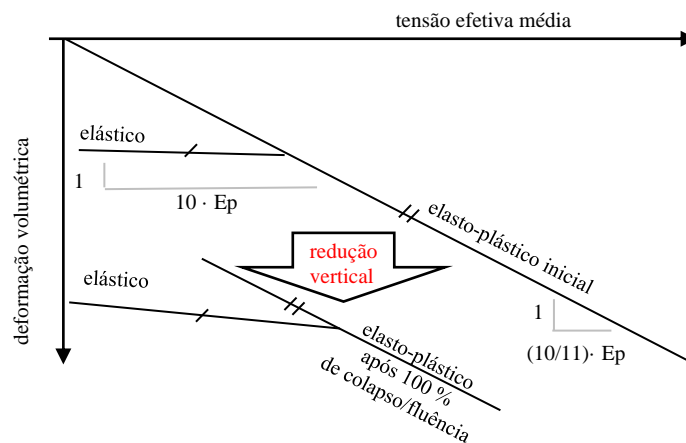


Figura 5.18 – Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 10x. Como proporção de referência, a deformabilidade elasto-plástica é estimada matematicamente como sendo de 10/11 do valor do módulo plástico. Para melhorar o esclarecimento, as parcelas elásticas e plásticas estão separadas e somadas na Figura 5.19.

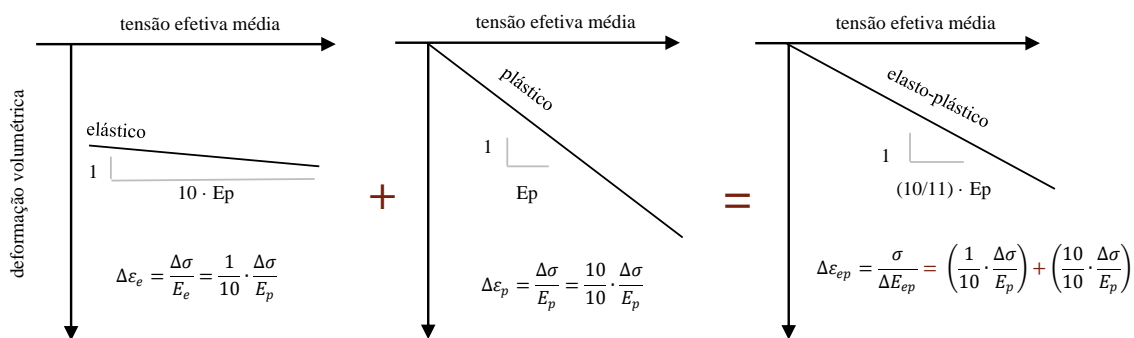


Figura 5.19 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 10x.

### 5.3.2 PROPORÇÃO ELASTO-PLÁSTICA EM TRÊS VEZES

Nesta segunda abordagem aplica-se a proporção de três vezes entre os módulos elástico e plástico, conforme esquema apresentado na Figura 5.20. Esta proporção usual em análises numéricas em geotecnia e apresenta maior facilidade de convergência numérica com relação ao modelo de proporção dez vezes. A Figura 5.21 mostra o esclarecimento da estimativa da ordem de deformabilidade elasto-plástica, matematicamente de três quartos do valor do módulo elástico.

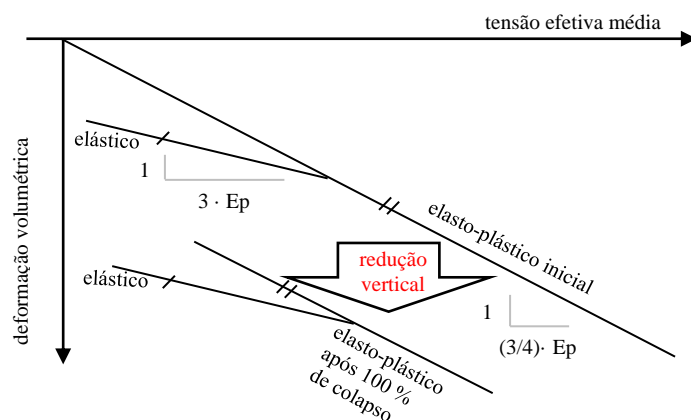


Figura 5.20 – Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 3x.

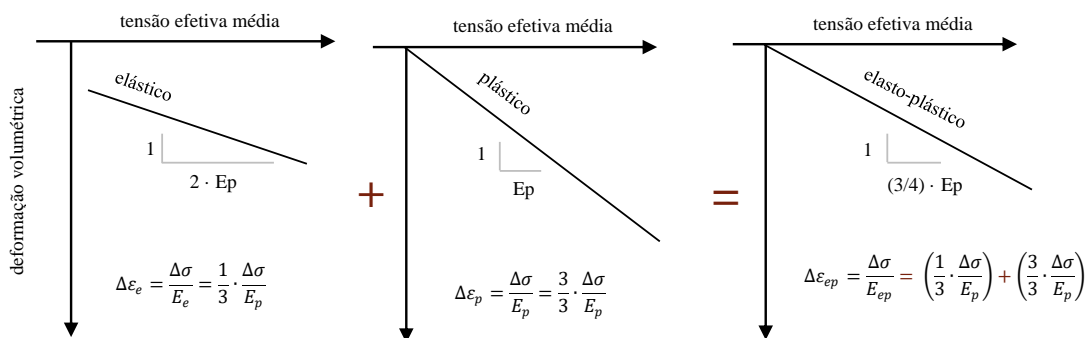


Figura 5.21 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 3x.

### 5.3.3 PROPORÇÃO ELASTO-PLÁSTICA EM DUAS VEZES

O terceiro modelo é bastante semelhante ao segundo, mudando a proporção para duas vezes para verificar se o comportamento do enrocamento ainda poderia ser representativo. Deste modo, o comportamento esquemático do modelo é mostrado na Figura 5.22. A ordem de deformabilidade elasto-plástica é estimada matematicamente como sendo na ordem de 2/3 do valor do módulo elástico (Figura 5.23), de forma análoga à Figura 5.21.

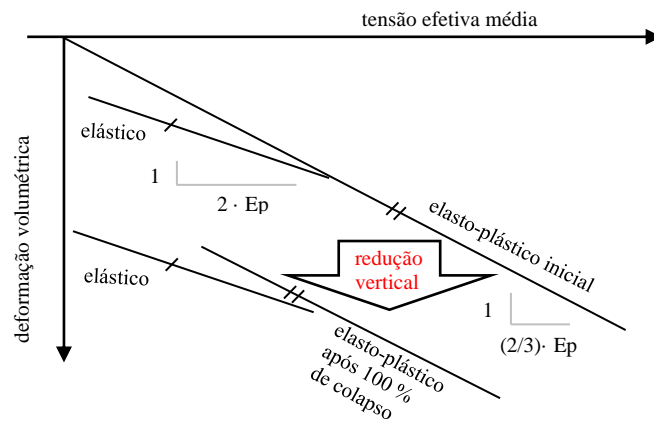


Figura 5.22 - Esquemático em tensão vs deformação com proporção elasto-plástica em 2x.

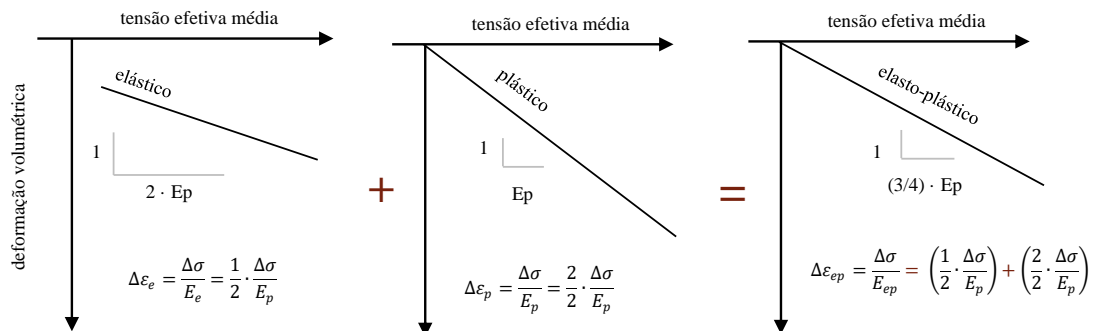


Figura 5.23 – Esquemático de esclarecimento da proporção elasto-plástica em 2x.

### 5.3.4 PROPOSTA ELÁSTICA

A última abordagem consiste em verificar a possibilidade de utilização de um modelo linear elástico que mantém a imposição da deformabilidade vertical imposta (Figura 5.24) e fornece a não linearidade para calibração mostrada no próximo capítulo. A ausência de plastificação no modelo de elementos finitos facilita a convergência numérica computacional com construção por etapas com laje desvinculada. Esta condição é muito mais favorável para modelos tridimensionais com malha desvinculada. Justamente porque as faixas verticais da laje estão apoiadas sobre o maciço de enrocamento e são ativadas com diferentes atrasos construtivos.

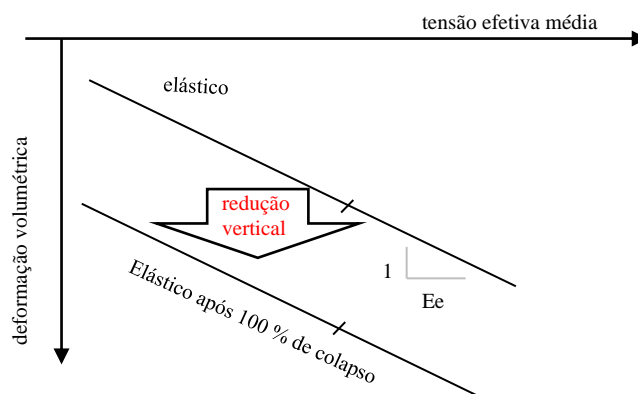


Figura 5.24 – Esquemático em tensão deformação modelo elástico proposto.

## 5.4 PARÂMETROS

Os parâmetros são divididos em três partes, dois parâmetros de calibração e um grupo de parâmetros fixos que compõe as análises:

- Módulos de Deformabilidade Elástica e Plástica proporcionais;
- Deformação vertical adicional;
- Parâmetros fixos sem calibração.

### 5.4.1 PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO PARA MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE

O módulo de Young representa a deformabilidade isotrópico com o modelo elástico linear, conforme exemplo de imagem do modelo *Mechachical, Elasticity, Elastic* do ABAQUS® (Figura 5.25). Neste exemplo, o módulo de Young possui valor 120 MPa com Poisson 0,3. Em atendimento à proposta da tese, a deformabilidade corresponde a somente um item de calibração. Deste modo, os módulos elástico e plástico possuem uma razão proporcional fixa em cada proposta de calibração.

Elastic		
Type:	Isotropic	
Data		
	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	120	0.3

Figura 5.25 – Exemplos de parâmetros elásticos: *Mechachical, Elasticity, elastic* no ABAQUS®.

A inserção do parâmetro plástico é uma reta de endurecimento isotrópico do modelo *Mechachical, Plasticity, plastic* no ABAQUS® (Figura 5.26). Os pontos materiais se tornam plastificados a partir de uma tensão de plastificação de 10 kPa, pois o modelo constitutivo exige a entrada de

algum valor diferente de zero. Em vista disso, no exemplo da Figura 5.26, foram inseridas tensões de plastificação de 0,01 MPa e 12 MPa para deformações de 0 m/m e de 1 m/m, respectivamente. O módulo de deformação puramente plástico é matematicamente linear e neste caso, e se aproxima do valor de 12 MPa.

Plastic		
Hardening: Isotropic		
Data		
	Yield Stress	Plastic Strain
1	0.01	0
2	12	1

Figura 5.26 – Exemplos de parâmetros plásticos: *Mechachical, Plasticity, Plastic* no ABAQUS®.

#### 5.4.2 PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO PARA A DEFORMABILIDADE VERTICAL IMPOSTA

O atributo de deformabilidade adicional vertical imposta é adicionado a partir do parâmetro de dilatação térmica ortotrópica no ABAQUS®: *Mechachical, Expansion*. A Figura 5.27 mostra um exemplo de inserção de do parâmetro de 3% para dilatação térmica vertical.

Expansion			
Type: Orthotropic			
Data			
	alpha11	alpha22	alpha33
1	0	0.03	0

Figura 5.27 – Exemplo de dilatação térmica ortotrópica em 3%: *Mechachical, Expansion* no ABAQUS®.

#### 5.4.3 PARÂMETROS FIXOS SEM CALIBRAÇÃO

Além dos dois parâmetros responsáveis pela calibração, são necessários os demais parâmetros. Neste caso, estes são constantes e arbitrados para todas as análises, tanto bidimensionais quanto tridimensionais:

- Poisson de 0,3, inclusive para laje e plinto;
- concreto com Módulo de Young arbitrado em 20 GPa, linear e elástico;
- peso específico do enrocamento de 20 kN/m<sup>3</sup> e do concreto de 25 kN/m<sup>3</sup>;
- condutividade térmica de 100 K·m·W<sup>-1</sup> e calor específico de 1 J·K<sup>-1</sup>·kg<sup>-1</sup>.

Optou-se por não adicionar modelo de envoltória de ruptura de resistência ao cisalhamento, para facilitar convergência numérica, partindo também da premissa que as BEFC possuem histórico de estabilidade de taludes sobretudo no período contemporâneo.

## 5.5 PASSOS DA ANÁLISE 2D

A calibração do modelo é feita com sequenciamento que considera um aterro inicial até aproximadamente a metade da barragem. Nesta etapa, ainda não serão analisadas as tensões na laje, portanto o seu atraso construtivo ainda não é relevante nesta etapa. As análises são acopladas com temperatura, transientes e considerando não-linearidade geométrica com atualização da matriz rigidez a cada incremento.

### 5.5.1 ALTEAMENTO DO ENROCAMENTO

A barragem de referência foi construída em duas etapas, a primeira está destacada em cinza na Figura 5.28. O alteamento do enrocamento possui 34 passos. As 21 camadas construtivas estão espaçadas na ordem de 10 m de altura. A face do enrocamento que recebe a laje possui um atraso em relação ao alteamento. Esta faixa recebe uma atenção especial no modelo, pois a geometria precisa estar ajustada no momento da ativação da laje. Nestas análises, o tempo inicial é  $t_0 = 0$  dias e o tempo final é de  $t_f = 620$  dias, que são os dados de entrada para a imposição da Figura 5.8. Os valores distribuídos conforme Tabela 5.2.

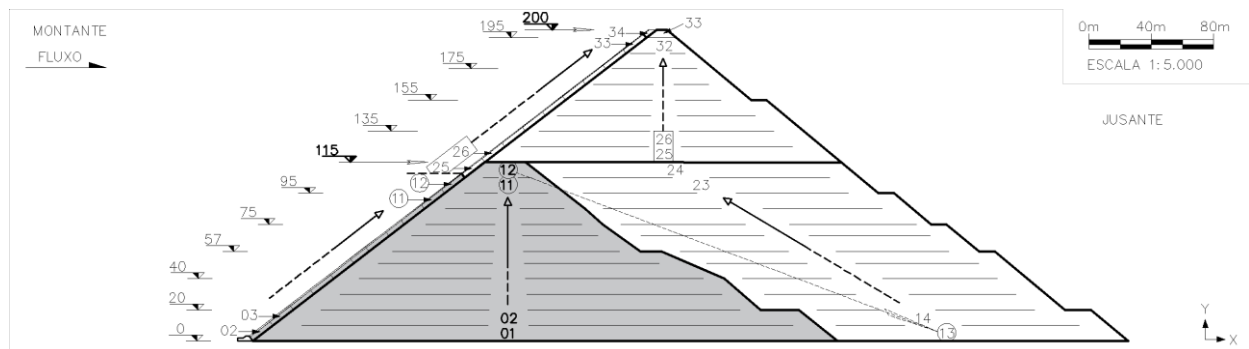


Figura 5.28 – Sequência padrão de alteamento de 01 até 34. Primeiro a região em cinza.

Tabela 5.2 – Passos Construtivos do Enrocamento.

Primeiro alteamento em cinza de 000 m até 115 m			Alteamento de jusante de 000 m até 115 m			Alteamento acima 115 m		
Passo	Altura (m)	Dias	Passo	Altura (m)	Dias	Passo	Altura (m)	Dias
1	010	10	13	115-010	230	25	125	380
2	020	30	14	115-020	240	26	135	440
3	030	50	15	115-030	250	27	145	480
4	040	70	16	115-040	260	28	155	520
5	050	90	17	115-050	270	29	165	540
6	057	110	18	115-057	280	30	175	560
7	065	130	19	115-065	290	31	185	580
8	075	150	20	115-075	300	32	195	600
9	085	170	21	115-085	305	33	200	610
10	095	190	22	115-095	310	34	Face Final	620
11	105	210	23	115-105	315			
12	115	220	24	115-115	320			



### 5.5.2 ALTEAMENTO DA LAJE DE CONCRETO NO MODELO 2D

Como o modelo 2D não tem objetivo de avaliar tensões desenvolvidas na laje, seu alteamento se inicia no passo 14 da Tabela 5.2, junto com a ativação da segunda camada de jusante, conforme destacado na Figura 5.29. Daí em diante, a ativação acompanha o maciço com atraso de 1 passo, até a conclusão de toda geometria.

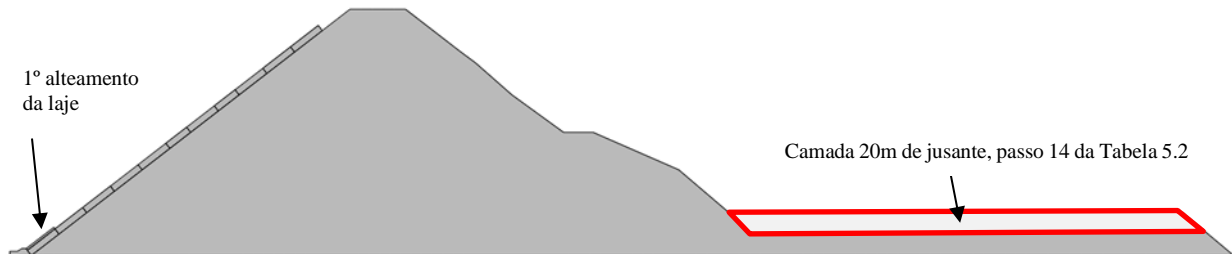


Figura 5.29 – Primeiro alteamento da laje no modelo 2D.

### 5.5.3 ARTIFÍCIO DE SUBSTITUIÇÃO PARA REGULARIZAR A FACE

A ativação da laje exige um ajuste geométrico forçado. O artifício é baseado na substituição da faixa de enrocamento na proximidade da laje por uma outra malha completamente nova. Na nova faixa de malha, os nós da base acompanham o registro de deslocamentos acumulados do restante do maciço de enrocamento, mas os nós do topo ainda não registram nenhum deslocamento na ativação. Deste modo, cada substituição promove o alinhamento da face externa com a geometria original não deformada e, a face da base é ajustada com a geometria já deformada, a partir da vinculação fixa (*Constraint: tie*). A Figura 5.30 exibe um exemplo de substituição de uma face deformada para uma face ajustada na geometria original.

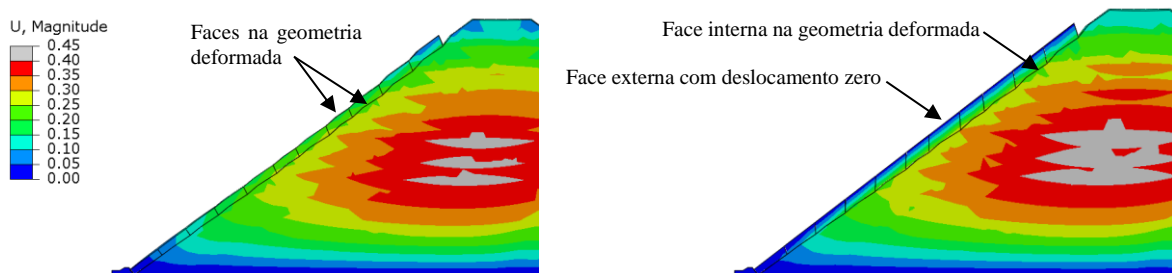


Figura 5.30 – Deslocamentos (m) da: (a) a camada toda deformada e, (b) após artifício de substituição.

A nova faixa ajustada tem espessura variável, que acompanha a superfície deformada e promove alteração sutil na geometria do modelo, com algum acréscimo ou redução de tensão. Neste sentido, a faixa de enrocamento em contato com a face de concreto é substituída novamente, com ativação de uma nova malha junto com o concreto da laje. Deste modo, é conferida a garantia de que a ativação do concreto esteja com a espessura correta de projeto a cada passo.

A laje sempre precisa ser ativada em uma superfície ajustada para que não ocorram variações importantes de espessura ao longo do alteamento. O artifício envolve utilização de malhas separadas com nós não coincidentes, o que dificulta a convergência numérica. Outra questão que vale ressaltar é que as faixas verticais de laje estão simplesmente apoiadas sobre o enrocamento, ainda podem se mover de direções independente com algum atrito entre elas.

## **5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 5**

O Capítulo 5 trouxe a metodologia de implementação do modelo utilizado para repsetar o comportamento macroscópico da BEFC. Como aspecto principal, está a imposição redução vertical de volume, linearmente no tempo durante o período construtivo e depois, possibilidade de redução adicional de volume devido um fluxo arbitrado de imposição nas proximidades da laje de concreto, em diferentes porcentagens faltantes.

Os módulos de deformabilidade também são definidos, com proporções elasto-plásticas de dez, três, duas e com modelo somente elástico. A opção de fixar proporções entre os módulos ajuda com a redução do número de variáveis para calibração no Capítulo 6.

## 6 CALIBRAÇÕES

Este capítulo apresenta as calibrações das simulações numéricas computacionais comparando com os deslocamentos construtivos lidos nas caixas de recalque apresentado por Cruz & Pereira (2007) e do deslocamento da laje devido o enchimento do reservatório no trabalho de Xavier et al. (2007) da BEFC Campos Novos. São definidas cinco abordagens, em um total de 16 modelos conforme abaixo:

- primeiro modelo elasto-plástico em proporção de 10x entre os módulos elástico e plástico. Somente uma calibração, com colapso faltante de 50%;
- a segunda só mudando a proporção para 3x entre os módulos em cinco calibrações, sem colapso e com colapso faltante de 00%, 25%, 50% e 75%;
- a terceira com proporção de 2x entre os módulos, sem colapso e com colapso faltante de 00%, 25%, 50% e 75%;
- a quarta considera um modelo somente elástico em quatro calibrações, sem colapso e com colapso faltante de 00%, 25%, 50%;
- a última é um modelo elástico com agrupamento em 5 regiões. Somente uma calibração, com colapso faltante de 50%.

Os modelos são nomeados a partir da proporção elasto-plástica e do percentual faltante para redução vertical de volume. Deste modo, foram adotados os seguintes critérios:

- o primeiro termo se refere ao Modelo Elasto-Plástico (EP) ou o Modelo Elástico (E);
- o segundo termo se refere à proporção entre o módulo Elástico e Plástico, que pode ser nenhum, 10x, 3x ou 2x. A Ausência deste termo indica que o modelo é somente elástico, neste caso não aparece nenhuma indicação.
- o terceiro termo se refere ao percentual faltante para o colapso (ou fluência), que pode ser inexistente, 00%, 25%, 50% ou 75%. A Ausência deste termo indica que o modelo não possui colapso, neste caso não aparece nenhuma indicação.
- um quarto termo é utilizado somente na última análise de agrupamento em 5 regiões.

O capítulo versa a respeito dos resultados das duas primeiras abordagens. As demais calibrações estão disponíveis para consulta no Apêndice B.

## 6.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-10x-50%

A primeira tentativa de calibração é do modelo piloto com 50% faltante da redução vertical de volume durante a construção e, os outros 50%, para se propagar de forma transiente no talude de montante durante o enchimento do reservatório. Nesta configuração, foram agrupadas quatro regiões no talude de montante (3B), três da região central (3D) e três do espaldar de jusante (3C), conforme Figura 6.1.

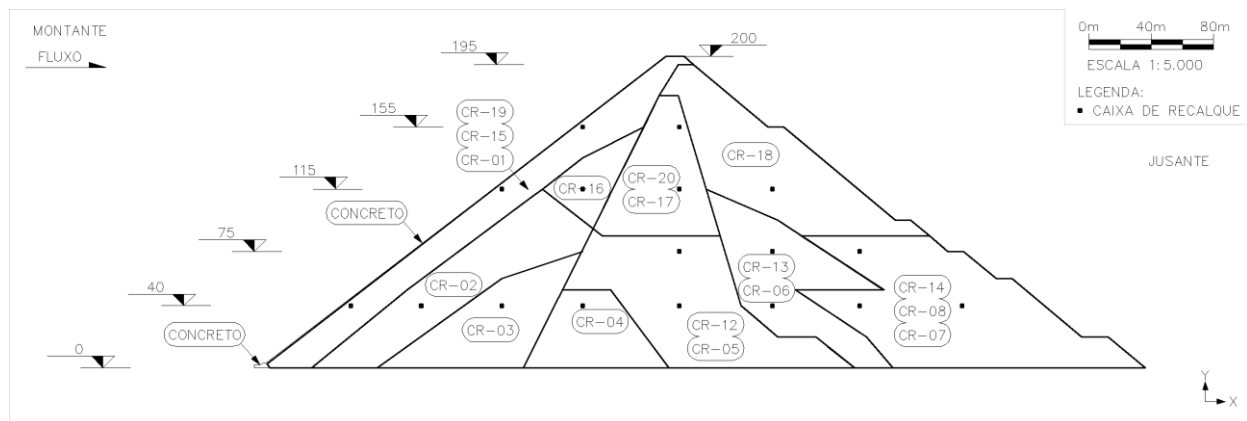


Figura 6.1 – Agrupamentos de regiões no Modelo EP-10x-50%.

Os valores dos parâmetros encontrados são apresentados na Tabela 6.1. As maiores imposições de deformação vertical adicional estão na região central e um pouco à jusante. As Figura 6.2 e Figura 6.3, comparam os resultados de deslocamentos do modelo numérico proposto com os provindos de Cruz & Pereira (2007).

Tabela 6.1 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-10x-50%.

REGIÃO	MONTANTE						NÚCLEO				JUSANTE						
	3B			3D			3C										
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	08	18
Ep (MPa)	15			15	12	30	50	50	50	50	50	30	30	30	30	30	30
Ee (MPa)	150			150	120	300	500	500	500	500	500	300	300	300	300	300	300
Colapso (%)	3			4	4	2	3	6	2	2	2	4	4	3	3	3	2
Fluência* (%/ano)	0,88			1,18	1,18	0,59	0,88	1,77	0,59	0,59	0,59	1,18	1,18	0,88	0,88	0,88	0,59

\* calculado pela Equação 5.3.

Os deslocamentos construtivos apresentaram bons resultados de calibração, todavia, a curva de deslocamento da laje devido o enchimento divergiu de forma mais acentuada entre os valores lidos e calculados (Figura 6.4). Não foi possível obter um resultado nas duas condições de carregamentos.

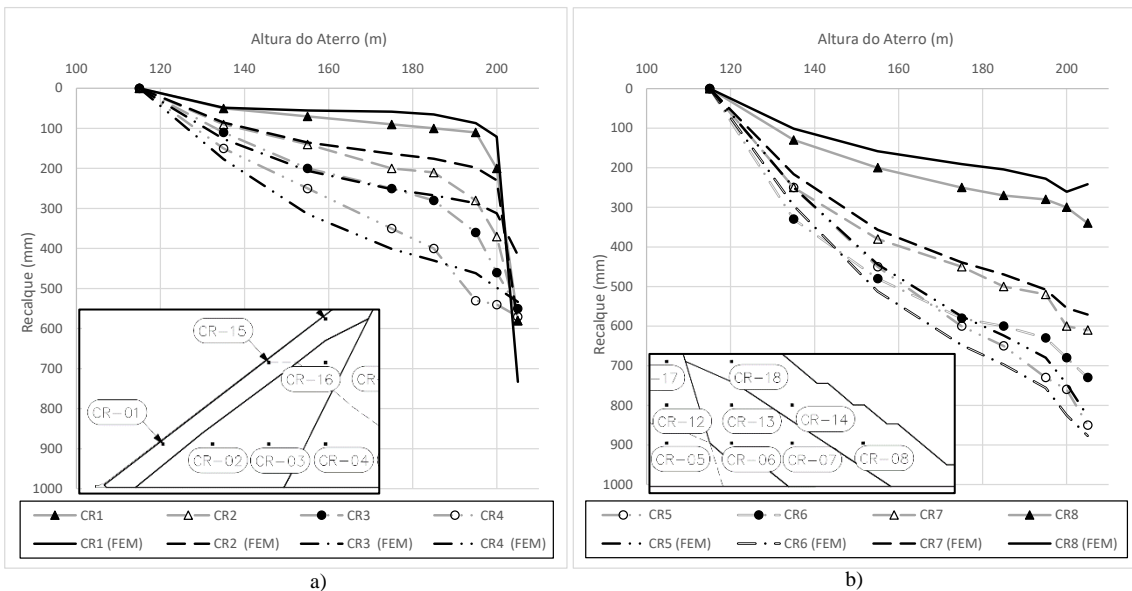


Figura 6.2 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

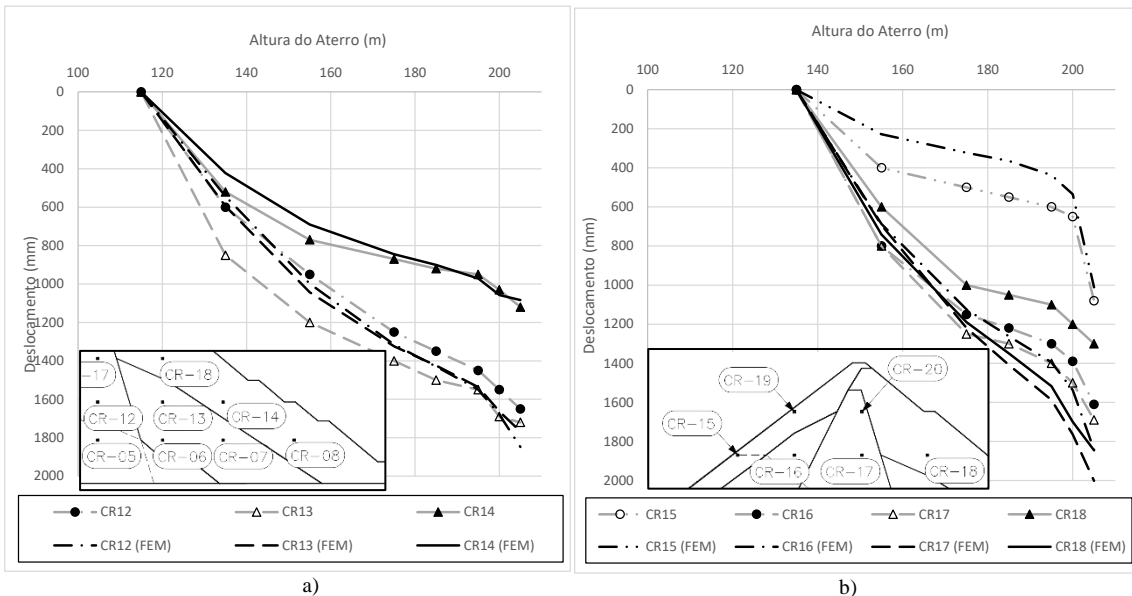


Figura 6.3 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

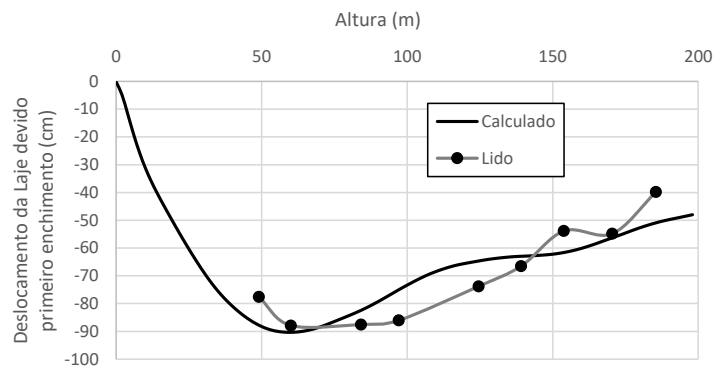


Figura 6.4 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-10x-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

O terço inferior do maciço se desloca para fora durante a construção do enrocamento, porém, o peso do reservatório gera uma reversão do movimento. Devido o enchimento, os tensores de tensões serão rotacionados na região próxima da laje, os deslocamentos horizontais totais são menores após o enchimento, conforme Figura 6.5. O retorno do movimento gera alteração brusca na ordem de grandeza dos módulos, ao invés da ordem de 12 MPa, na hora do enchimento passa a vigorar o módulo da ordem de 120 MPa.

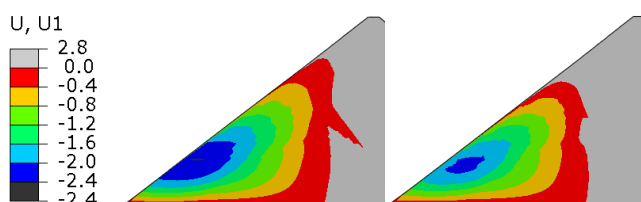


Figura 6.5 – Deslocamento horizontal total à montante em metros no Modelo EP-10x-50%: (a) antes e (b) depois do enchimento do reservatório.

As estimativas dos módulos equivalentes chegam a valores na ordem de 11 MPa (Tabela 6.2 e Figura 6.6), para o modelo piloto em proporção elasto-plástica de dez vezes. Rememorando que segundo Cooke (1984), a ordem de grandeza de deformabilidades provindo de aterros já monitorados, está entre o intervalo de 21-138 MPa.

Tabela 6.2 - Módulos equivalentes estimados à montante no Modelo EP-10x-50%.

REGIÃO	MONTANTE (3B)					
CR	01	15	19	02	16	03
E equivalente (MPa)	13,6			10,9		
				27,3		

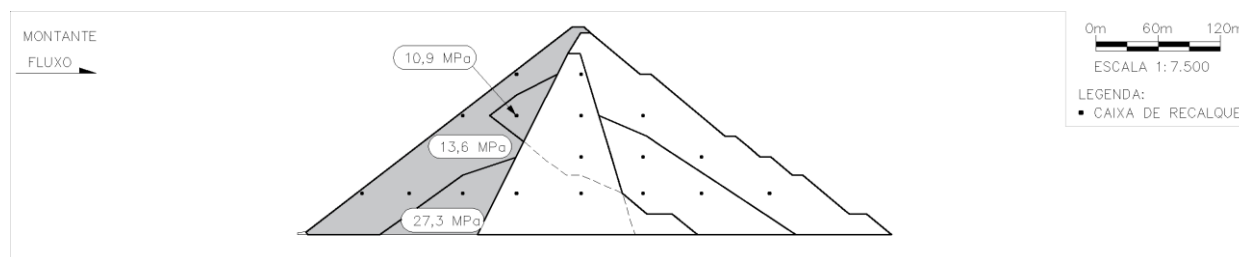


Figura 6.6 – Módulos equivalentes estimados à montante no Modelo EP-10x-50%.

Em suma, os resultados da tentativa de calibração em proporção de dez vezes retornaram módulos com valores bem abaixo dos esperados nos enrocamentos da fase construtiva. O maciço ficou muito rígido devido o módulo elástico no movimento de retornar os deslocamentos devido o carregamento da água à montante. Os resultados do Modelo EP-10x-50% não foi considerado bem calibrado na análise do todo. Por esta razão, esta proporção de módulos não será mais testada em outras porcentagens faltantes de redução de volume vertical.

## 6.2 CALIBRAÇÃO EM MÓDULOS COM PROPORÇÃO DE TRÊS VEZES

A proporção de três vezes entre os módulos elásticos e plásticos trás resultados mais próximos do esperado para a ordem de grandeza dos módulos de deformabilidade do enrocamento, a exemplo dos propostos por Antunes *et al.* (2007). Os deslocamentos de retorno devido a aplicação do peso do reservatório também se tornam mais suaves do que a proporção de dez vezes do subitem anterior. Ou seja, o comportamento elasto-plástico é mais próximo do comportamento elástico.

A calibração desta etapa é apresentada de forma completa, com metodologia e resultados de quatro etapas: primeiro sem qualquer fluência ou colapso, em seguida com 0% faltante, 25% faltante, 50% faltante e de 75% faltante. As demais configurações de proporção duas vezes entre módulos e do módulo elástico estarão apresentadas somente no Apêndice B, pois seguem a mesma metodologia.

### 6.2.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-03x: SEM FLUÊNCIA OU COLAPSO

A primeira calibração é executada sem qualquer fluência ou colapso, este procedimento facilita a obtenção para os módulos de referência dos deslocamentos na laje, devido o enchimento do reservatório. Os resultados de deslocamentos verticais construtivos calculados no modelo são bem menores que os deslocamentos verticais lidos, pois este cenário não está com a imposição de redução de volume vertical no tempo.

Os parâmetros calibrados são expressos na Tabela 6.3 em 9 regiões (Figura 6.7). Os resultados de deslocamentos construtivos calculados neste modelo estão com valores muito menores que os lidos, como apresentado nas

Figura 6.9 e

Figura 6.10. A calibração foi restrita para obtenção de deslocamentos ajustados devido o enchimento do reservatório, conforme Figura 6.8. Esta calibração ajudou na obtenção nos módulos, que são os mesmos para o item seguinte.

Tabela 6.3 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x.

REGIÃO	MONTANTE (3B)						NÚCLEO (3D)				JUSANTE (3C)						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	8	18
Ep (MPa)	30	25		30	40	80		80				60	60		40		
Ee (MPa)	90	75		90	120	240		240				180	180		120		
Colapso (%)	-	-		-	-	-		-				-	-		-		

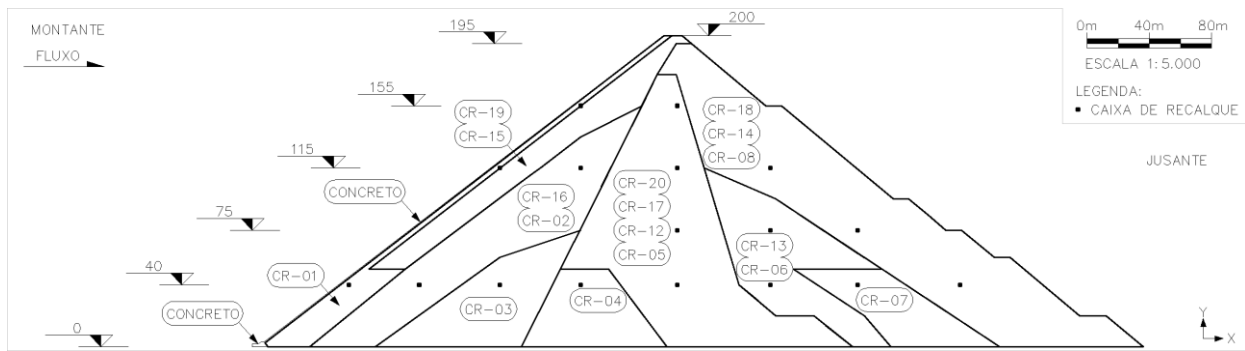


Figura 6.7 – Agrupamento de regiões do Modelo EP-03x.

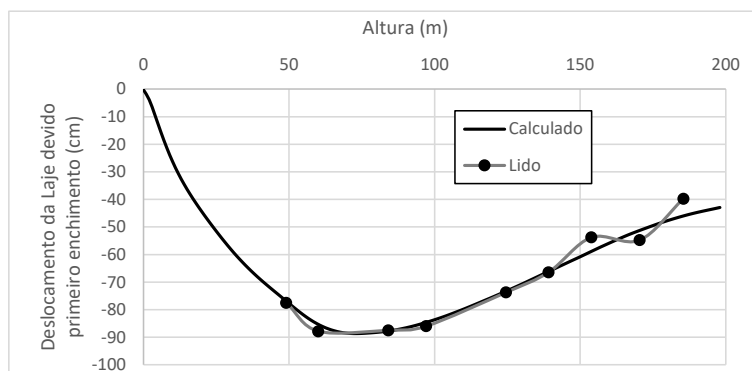


Figura 6.8 – Deslocamento devido enchimento: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Xavier et al., 2007).

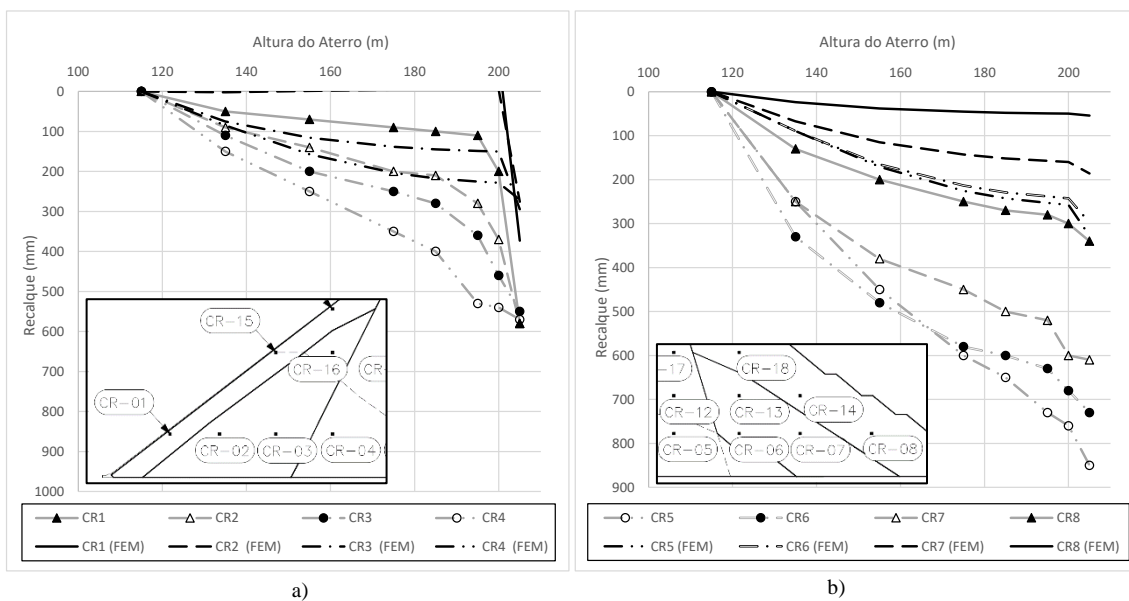


Figura 6.9 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).



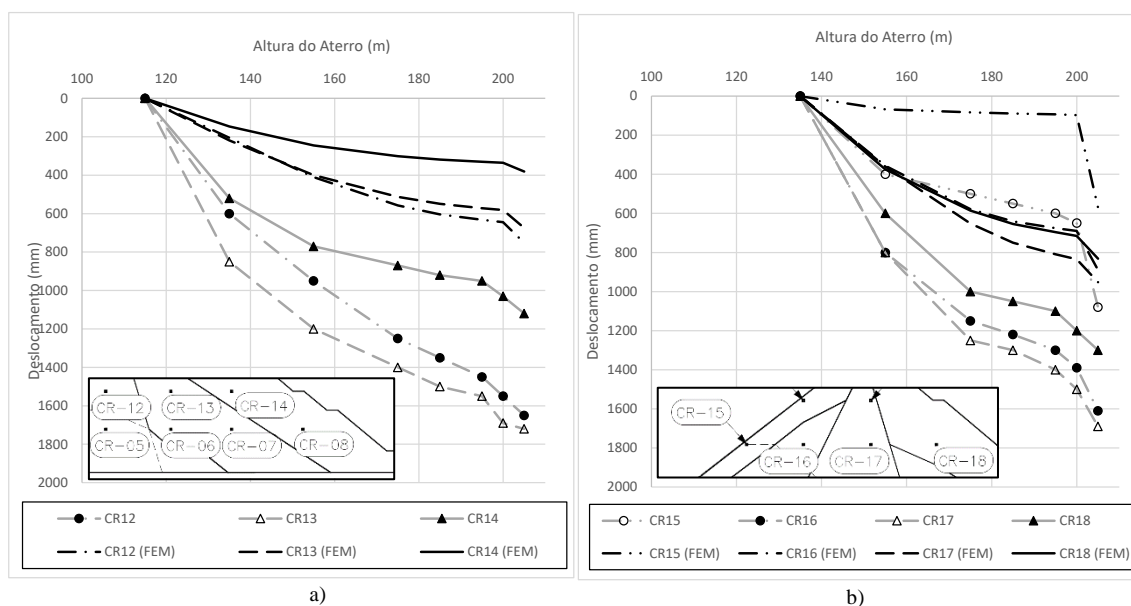


Figura 6.10 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

## 6.2.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-03x-00%: 00% FALTANTE

Neste modelo, toda a imposição de redução vertical de volume ocorre durante a construção, ou seja, não existe imposição transiente devido o enchimento do reservatório. Os módulos de elasticidade são três vezes maiores que os módulos plásticos (Tabela 6.4), com valores exatamente os mesmos do item anterior (Tabela 6.3).

Tabela 6.4 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-00%.

REGIÃO	MONTANTE (3B)						NÚCLEO (3D)					JUSANTE (3C)					
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	8	18
Ep (MPa)	30	25	30	30	40	80	80					60	60	40			
Ee (MPa)	90	75	90	90	120	240	240					180	180	120			
Colapso (%)	0,5	0,5	2	2	1	1	3					3	1,5	1			
Fluência* (%/ano)	0,29	0,29	1,18	1,18	0,59	0,59	1,77					1,77	0,88	0,59			

\* calculado pela Equação 5.3.

Neste caso, só foi preciso calibrar dos coeficientes de colapso, que retornaram deslocamentos verticais construtivos calculados muito próximos dos valores lidos (

Figura 6.11 e Figura 6.12). Pelo fato de 100% da fluência ter ocorrido durante o período construtivo, a Figura 6.13 do Modelo EP-03x-00% trás resultados numericamente iguais aos da Figura 6.8. Gráficos de isolinhas e informações complementares podem ser consultadas no Apêndice A, o Quadro A.1 tem as isorregiões de tensões máximas principais e deslocamentos totais e, o Quadro A.2, apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais lado a lado: antes, devido e depois do enchimento.

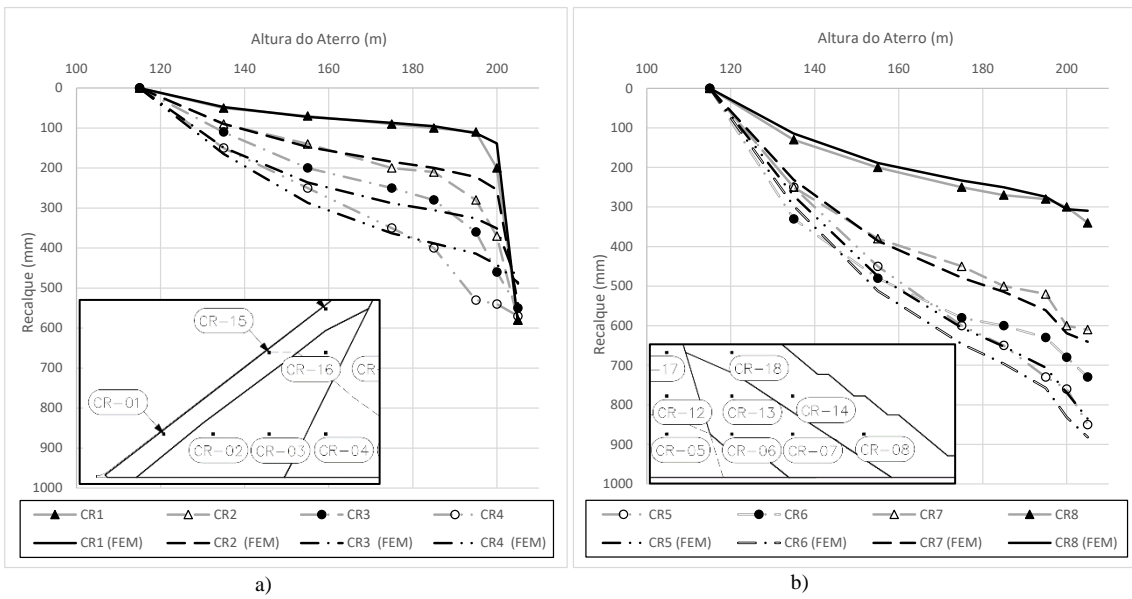


Figura 6.11 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

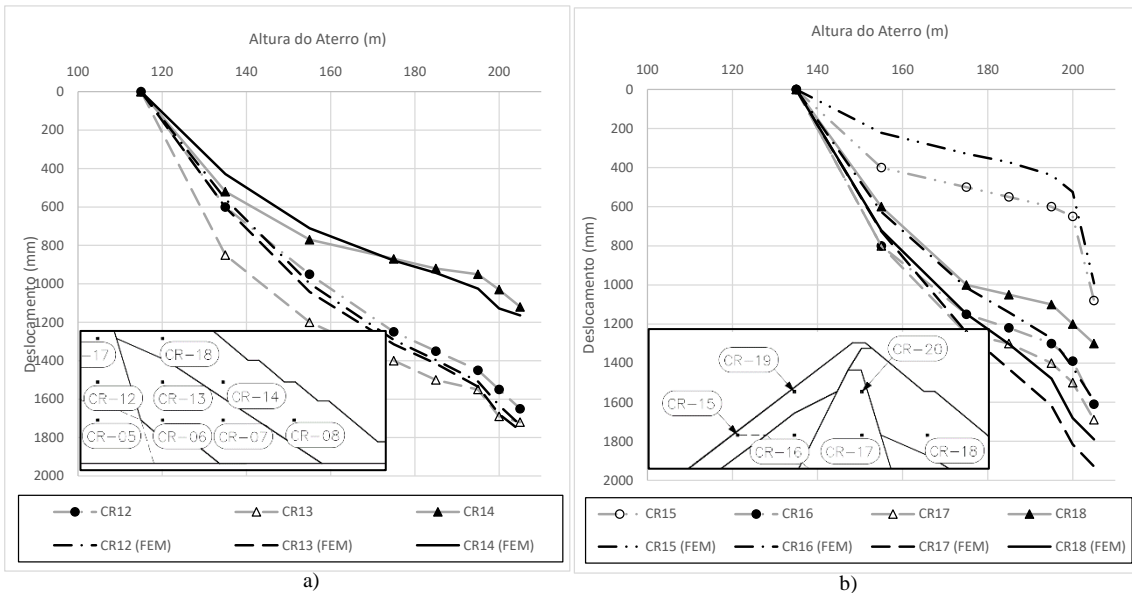


Figura 6.12 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

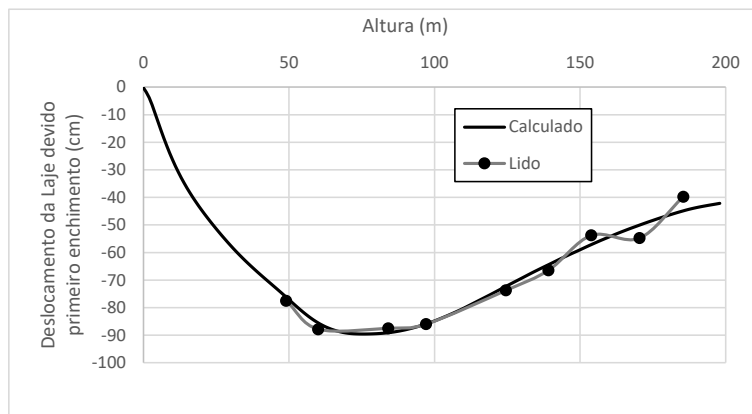


Figura 6.13 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-00% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

### 6.2.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-03x-25%: 25% FALTANTE

Neste modelo, 75% da fluência ocorre durante a construção, o restante da redução de volume vertical se propaga de forma transiente no talude de montante conforme definido no Capítulo 5, neste caso, com 25% faltante. Os resultados da calibração retornam módulos de deformabilidade semelhantes aos do Modelo EP-03x-00%, com alguns valores ligeiramente maiores à montante (Tabela 6.5), já os parâmetros de colapso calibrados ficam na ordem de 25% maiores, para compensar os 25% faltantes durante a fase construtiva. Os deslocamentos construtivos calculados e lidos estão nas Figura 6.15 e Figura 6.16 e durante o enchimento na Figura 6.14.

Tabela 6.5 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-25%.

REGIÃO	MONTANTE (3B)						NÚCLEO (3D)					JUSANTE (3C)					
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	8	18
Ep (MPa)	30	30		30		60	80		80			60		60			40
Ee (MPa)	90	90		90		180	240		240			180		180			120
Colapso (%)	1	1		2		1,5	1,5		4			4		1,5			1,5
Fluência* (%/ano)	0,44	0,44		0,88		0,66	0,66		1,77			1,77		0,66			0,66

\* calculado pela Equação Equação 5.3.

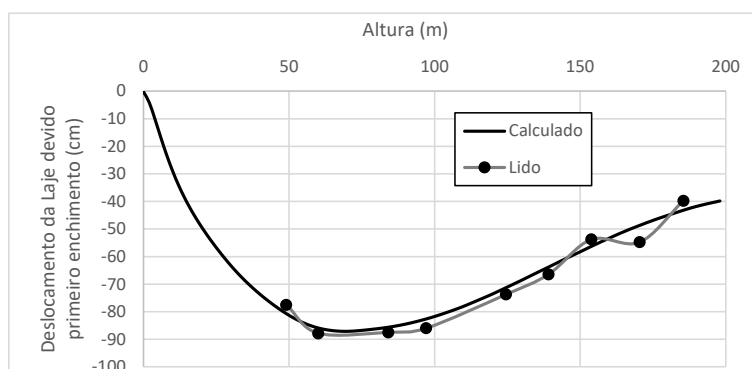


Figura 6.14 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

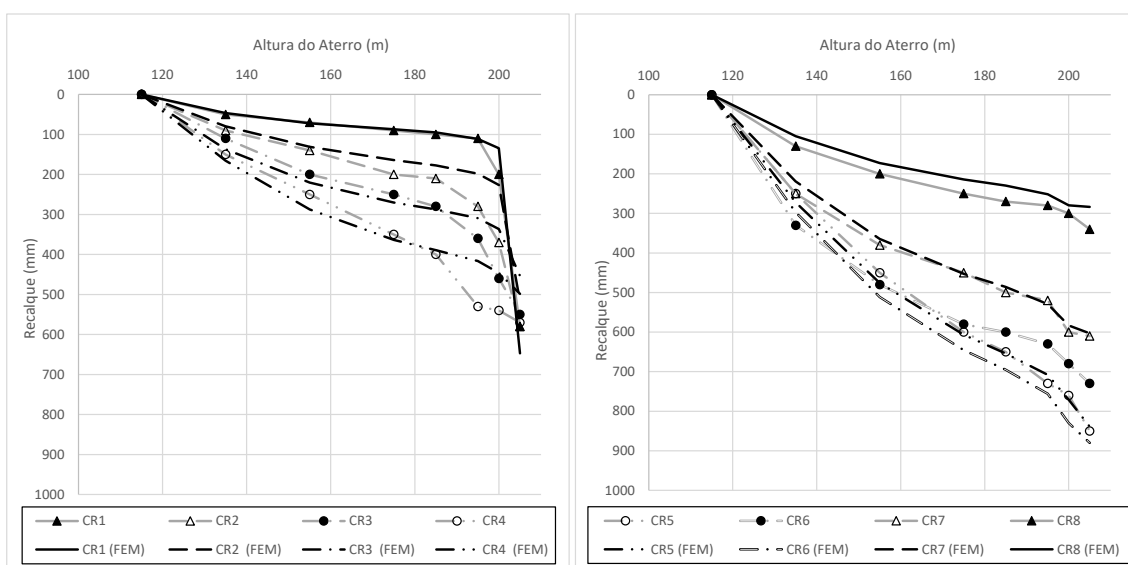


Figura 6.15 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

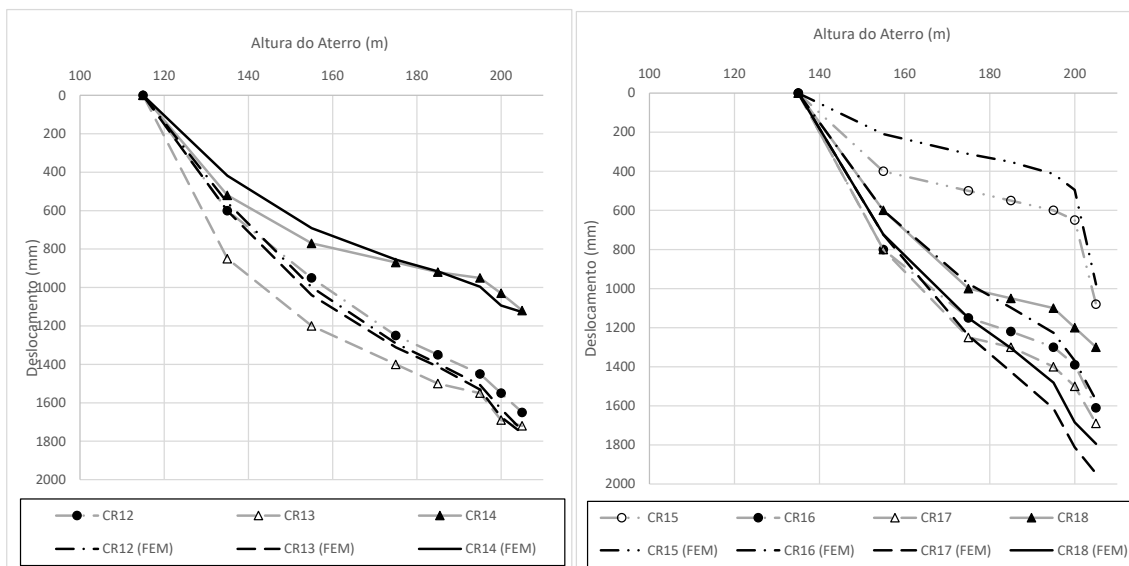


Figura 6.16 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

Novamente, resultados adicionais podem ser consultados nos Quadro A.3 e Quadro A.4 do Apêndice A, que apresentam o conjunto de isorregiões de tensões máximas principais com deslocamentos totais e isorregiões de tensões cisalhantes com deslocamentos horizontais, respectivamente.

#### 6.2.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-03x-50%: 50% FALTANTE

Neste cenário de calibração, os deslocamentos verticais impostos são ativados em 50% durante a fase construtiva e o restante de forma transiente durante o enchimento do reservatório. A Tabela 6.6 mostra os resultados dos parâmetros calibrados. Alguns módulos de deformabilidade ficaram ligeiramente superiores aos Modelo EP-03x-00% e o Modelo EP-03x-25%. Já o coeficiente de colapso está na ordem de 50% maior que os do Modelo EP-03x-00%, também porque é justamente a porcentagem faltante na fase construtiva. Os resultados deste modelo ficam no limiar de uma boa calibração. Pode-se observar uma aderência junto aos resultados Figura 6.18 e Figura 6.19, mas o deslocamento da laje na Figura 6.17 devido o enchimento foi o mais difícil de ser calibrado com relação aos anteriores.

Tabela 6.6 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-50%.

REGIÃO	MONTANTE (3B)						NÚCLEO (3D)				JUSANTE (3C)						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	8	18
Ep (MPa)	40	30	50	40	80			80				60	60				40
Ee (MPa)	120	90	150	120	240			240				180	180				120
Colapso (%)	2	2	3	4	2			6				6	2				2
Fluência* (%/ano)	0,59	0,59	0,88	1,18	0,59			1,77				1,77	0,59				0,59

\* calculado pela Equação 5.3.

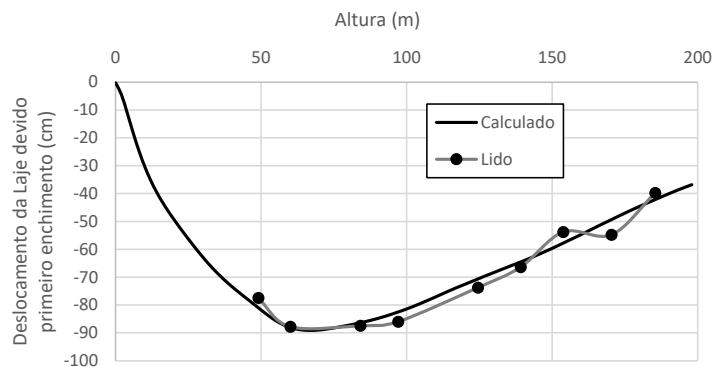


Figura 6.17 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

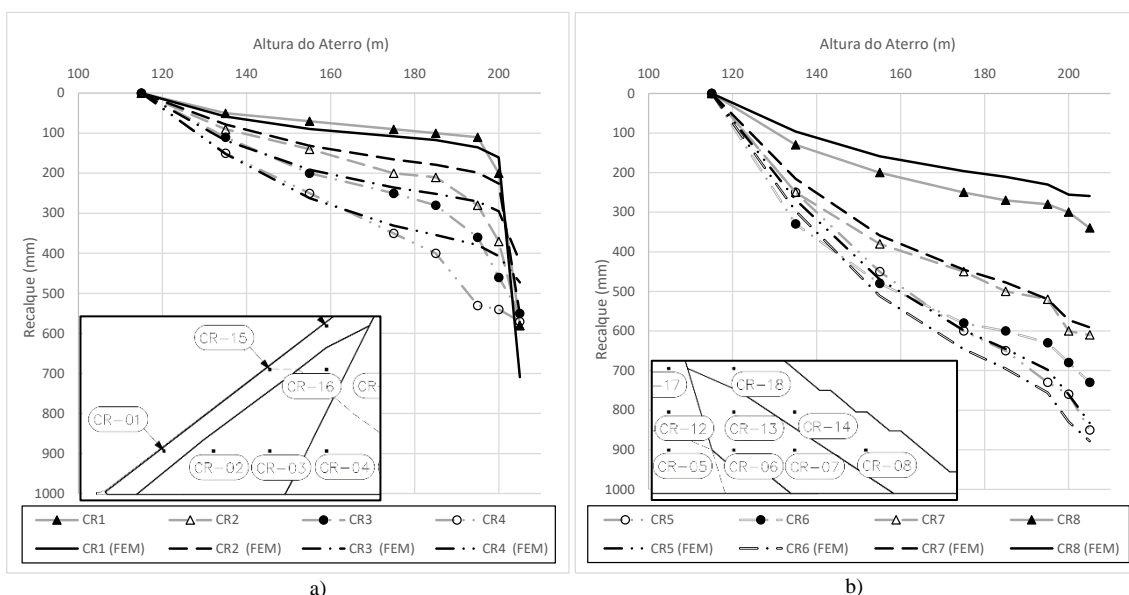


Figura 6.18 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

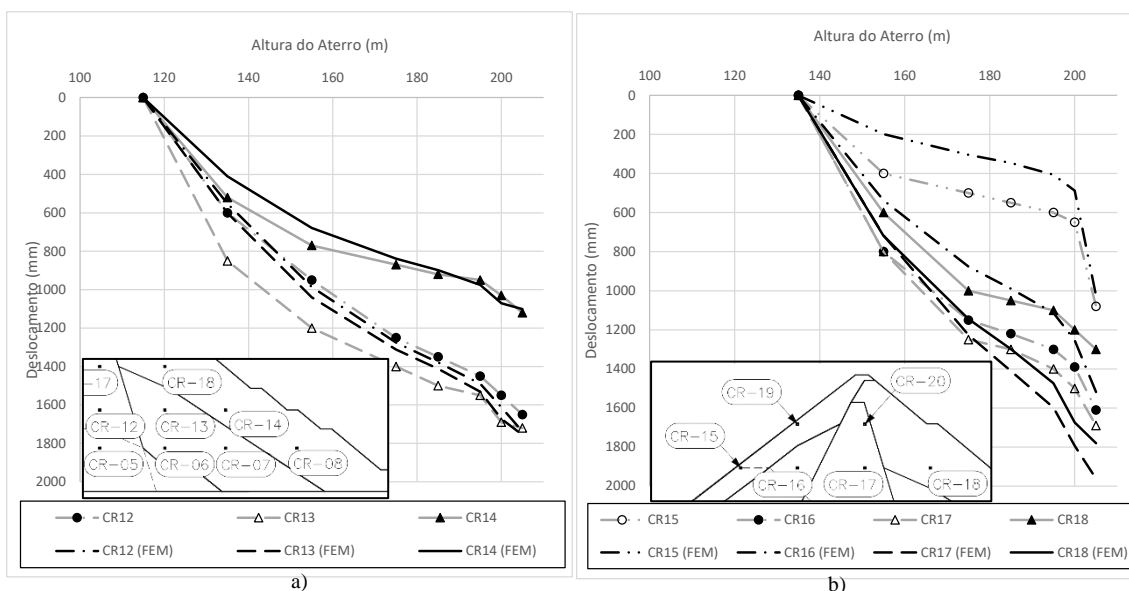


Figura 6.19 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

Como os resultados foram considerados calibrados, informações adicionais podem ser consultadas nos Quadro A.5 e Quadro A.6 do Apêndice A, que apresentam o conjunto de isorregiões de tensões máximas principais com deslocamentos totais e isorregiões de tensões cisalhantes com deslocamentos horizontais, respectivamente. Como comentário adicional, os deslocamentos horizontais totais são da ordem de 85 cm, muito inferiores ao Modelo EP-10x-50% da Figura 6.5, que resultou uma ordem de 2,4 m.

### 6.2.5 CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-03x-75%: 75% FALTANTE

Os modelos com 50% de colapso faltante foram mais difíceis para atingir um bom resultado e o Modelo EP-03x-75% é apresentado somente como uma tentativa (Tabela 6.7), pois os resultados de deslocamento da laje não apresentam boa calibração, principalmente no enchimento do reservatório (Figura 6.22). Os deslocamentos calculados plotados junto aos deslocamentos lidos das caixas de recalque durante a construção estão nas Figura 6.20 e Figura 6.21.

Tabela 6.7 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-03x-75%.

REGIÃO	MONTANTE (3B)						NÚCLEO (3D)				JUSANTE (3C)						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	8	18
Ep (MPa)	40	50	60	50	80			80				60	60				40
Ee (MPa)	120	150	180	150	240			240				180	180				120
Colapso (%)	2	2	3	4	4			10				10	4				4
Fluência* (%/ano)	0,29	0,29	0,44	0,59	0,59			1,47				1,47	0,59				0,59

\* calculado pela Equação 5.3.

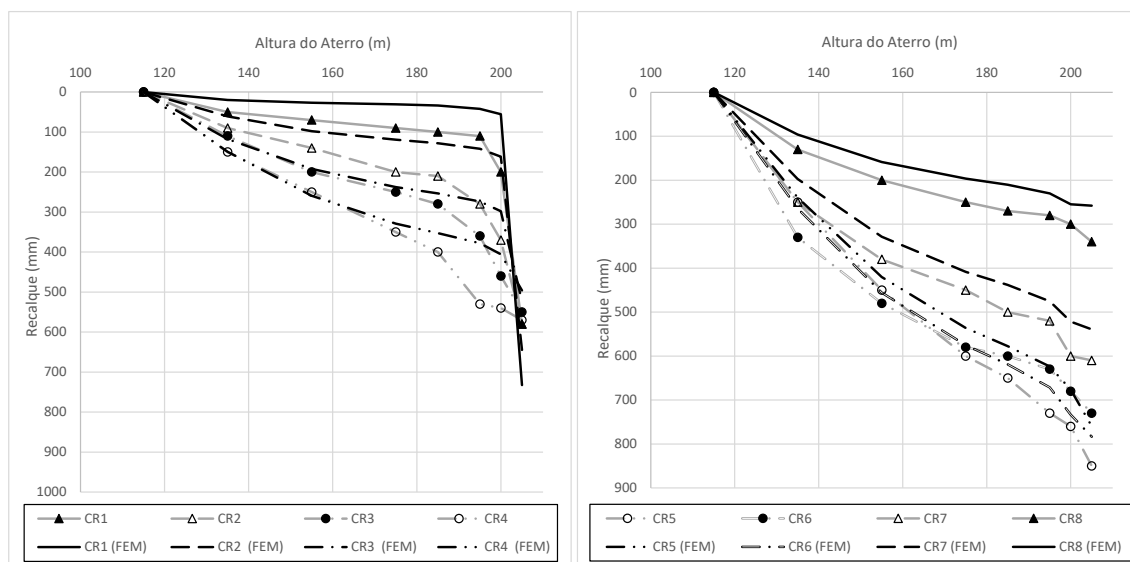


Figura 6.20 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

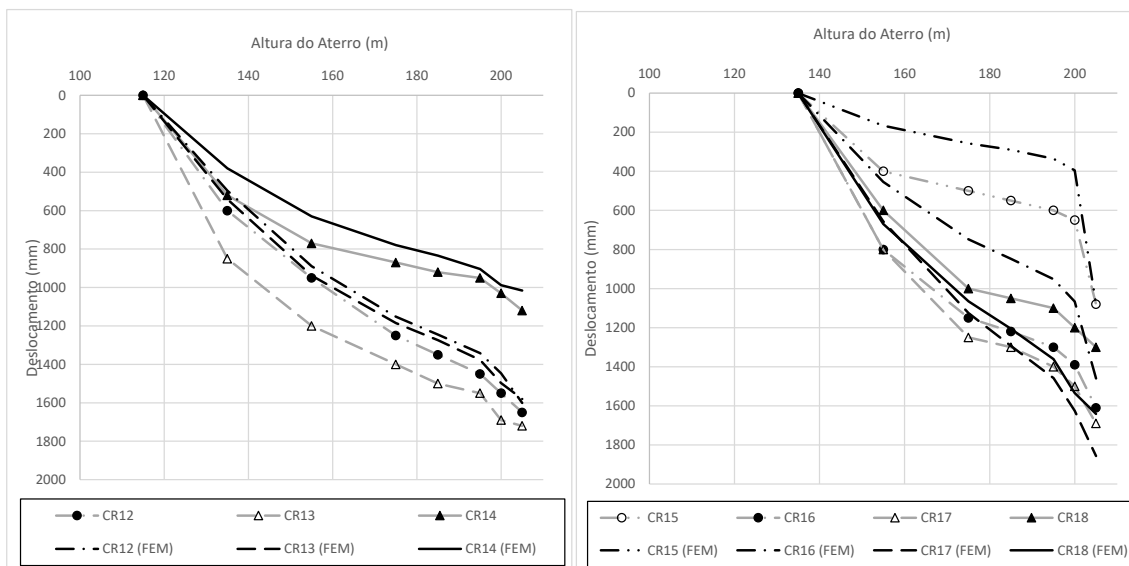


Figura 6.21 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

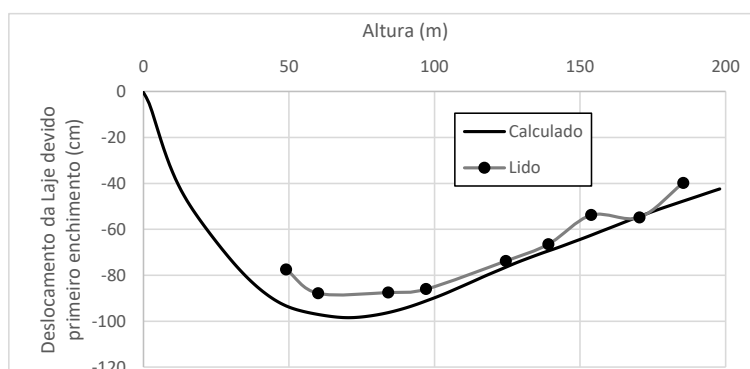


Figura 6.22 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-03x-75% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Os modelos em proporção três vezes apresentaram resultados melhores que no Modelo EP-10x-50%, mas o Modelo EP-03x-75% também se mostra como não passível de calibração nestas condições. Em suma, três modelos apresentaram boas calibrações nesta proporção elasto-plástica de três vezes: EP-03x-00%, EP-03x-25% e EP-03x-50%. Importante ressaltar que as demais calibrações podem ser consultadas no Apêndice B.

### 6.3 RESULTADOS COMPARATIVOS ENTRE DIFERENTES CALIBRAÇÕES

Mesmo na proposta de apenas duas variáveis para calibração, cada alteração de valor é propagada aos deslocamentos de outras Caixas de Recalque. O esforço para calibrar os modelos exigiu um número de tentativas cada vez menor, à medida que foi sendo fortalecido o entendimento da influência para cada um dos parâmetros. Frente às possibilidades, a metodologia proposta retrata um resultado semiempírico para acompanhamento construtivo e retroanálises. Dentre os 16 modelos testados:

- nove modelos deles ficaram com resultados bem ajustados tanto na fase construtiva quanto durante o enchimento (EP-03x-00%, EP-03x-25%, EP-03x-50%, EP-02x-00%, EP-02x-25%, EP-02x-50%, E-00%, E-25%, E-50%);
- três foram usados sem fluência ou colapso como artifício de calibração inicial dos módulos de deformabilidade (EP-03x, EP-02x, E-00%);
- quatro outros modelos foram importantes para delimitação das fronteiras e compreensão do método proposto (EP-10x-50%, EP-03x-75%, EP-02x-75%, E-50% em 5 regiões).

Caso fossem definidos mais do que dois parâmetros ou modelos constitutivos mais sofisticados, isto envolveria uma dificuldade ainda maior para calibração. Além disso, sem um suporte massivo de resultados de laboratório, qualquer proposta mais rebuscada recairia inevitavelmente em uma abordagem semiempírica para estimar e fixar parâmetros que não podem ser calibrados por laboratório. Ainda que fossem possíveis vários ensaios, a auscultação continua sendo necessária para avaliar tensões e fluência do maciço de enrocamento no tempo, tanto construtivo quanto depois do enchimento do reservatório.

Para a análise comparativa, serão utilizadas as nove calibrações com bons resultados. A Tabela 6.8 mostra os módulos de elasticidade e a Tabela 6.9 os colapsos relativos, em cada uma das nove calibrações. O colapso relativo é calculado simplesmente multiplicando o resultado do parâmetro pelo colapso durante o período construtivo. Por exemplo, nos modelos 25% faltante, o parâmetro calibrado de colapso é multiplicado por 75%, no modelo 00% faltante, o parâmetro é multiplicado por 100%. Os resultados brutos apresentados nas tabelas são pouco intuitivos para interpretações comparativas. Na tentativa de encontrar algum padrão entre diferentes combinações de resultados, serão propostas algumas apresentações gráficas dos resultados nos subitens subsequentes.

Tabela 6.8 – Módulos de elasticidade calibrados em cada um dos nove modelos (MPa).

Modelo	Região									
	MONTANTE (3B)					NÚCLEO (3D)		JUSANTE (3C)		
	1	15-19	2	16	3	4	5-12-17-20	06-13	7	14-18-08
EP-03x-00%.	90	75	90	90	120	240	240	180	180	120
EP-03x-25%.	90	90	90	90	180	240	240	180	180	120
EP-03x-50%.	120	90	150	120	240	240	240	180	180	120
EP-02x-00%.	100	80	80	80	140	200	200	160	160	100
EP-02x-25%.	100	100	80	80	200	200	200	160	160	100
EP-02x-50%.	160	100	120	100	220	220	220	160	160	100
E-00%.	80	80	100	80	100	180	180	80	80	80
E-25%.	80	80	80	80	180	180	180	80	80	80
E-50%.	90	90	120	120	180	180	150	80	80	80



Tabela 6.9 – Fluência anual vertical, calibrados em cada um dos nove modelos (%/ano).

Modelo	Região									
	MONTANTE (3B)					NÚCLEO (3D)			JUSANTE (3C)	
	1	15-19	2	16	3	4	5-12-17-20	06-13	7	14-18-08
EP-03x-00%.	0,3	0,3	1,2	1,2	0,6	0,6	1,8	1,8	0,9	0,6
EP-03x-25%.	0,4	0,4	0,9	0,9	0,7	0,7	1,8	1,8	0,7	0,7
EP-03x-50%.	0,6	0,6	0,9	1,2	0,6	0,6	1,8	1,8	0,6	0,6
EP-02x-00%.	0,3	0,3	0,9	1,2	0,6	0,9	1,8	1,2	1,2	0,6
EP-02x-25%.	0,4	0,4	0,7	0,9	0,9	0,9	1,8	1,8	0,9	0,7
EP-02x-50%.	0,6	0,6	0,6	1,2	0,6	0,6	1,8	1,8	0,9	0,6
E-00%.	0	0	1,0	1,8	0,6	0,9	1,8	1,8	1,2	0,6
E-25%.	0,2	0,2	0,7	0,9	0,9	0,9	2,2	1,8	0,9	0,7
E-50%.	0,3	0,3	0,6	1,2	0,9	0,9	2,1	2,1	0,9	0,6

Partindo do pressuposto que existe uma interdependência na calibração de módulos e colapso, optou-se pela estratégia de utilizar as nuvens de pontos para auxiliar na interpretação dos resultados, como na Figura 6.23, que mostra cada binário calibrado. Esta representação ainda não é intuitiva, será setorizada nos subitens subsequentes.

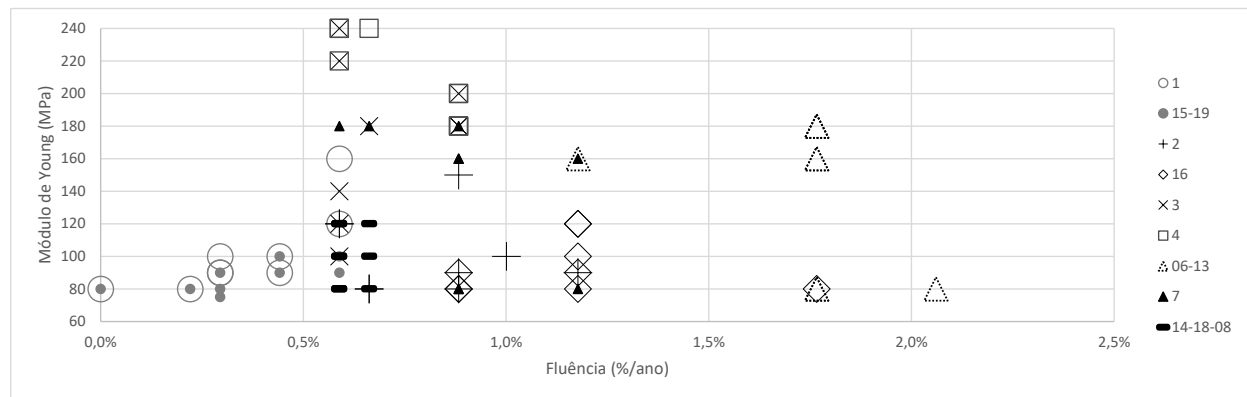


Figura 6.23 – Núvem de pontos dos binários calibrados.

Na tentativa de setorizar a avaliação de núvem de pontos, optou-se por agrupar de duas formas diferentes, primeiro com separação das áreas de montante com as demais regiões e depois separando os modelos de mesma proporção de módulos dos modelos de mesma porcentagem faltante de colapso. Desta forma é possível isolar os resultados na tentativa de buscar padrões nos pontos.

### 6.3.1 NÚVEM DE PONTOS DOS PARES CALIBRADOS DA REGIÃO DE MONTANTE

As regiões de montante são as mais importantes da análise, pois seus pares de calibração trazem influência direta nos resultados de deslocabilidade da laje de montante. Deste modo, toda

calibração do talude de montante foi executada com muito mais cautela e cuidado, com testagem de diferentes proporções até o alcance dos resultados desejados.

A Figura 6.24 mostra o agrupamento por proporção de módulos, em cada um dos pares calibrados na região de montante. De forma geral, o modelo elástico possui módulos menores em um intervalo mais amplo de coeficiente de colapso. Ou seja, a nuvem de pontos elásticos tem uma distriguição mais achatada. O comportamento pode ser explicado também pela necessidade de aumentar a deformabilidade elástica na ausência de deformações plásticas, o que exige também um maior refinamento dos parâmetros de colapso, pois o modelo elástico tem comportamento mais controlado.

Importante ressaltar que as calibrações foram implementadas de forma independente uma das outras. A plotagem dos pares foi uma etapa bem posterior às calibrações. Esta retratação é necessária, pois caso esta visão de plotagem tivesse iniciado quando as calibrações estavam em andamento, seriam possíveis ajustes ainda mais finos e contínuos, em comparação com as várias análises realizadas. Isto porque, ambos os parâmetros influenciam nos resultados de deslocamento, ou seja, as nuvens de pontos poderiam apresentar padrões muito mais fáceis de interpretar, para proposta de teorias de parâmetros únicos.

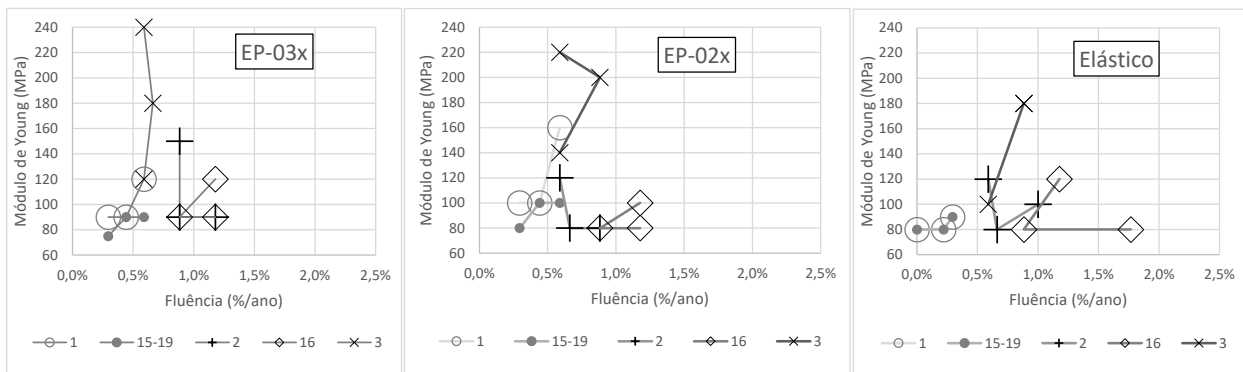


Figura 6.24 – Agrupamentos por proporção de módulos nas regiões de montante.

A Figura 6.25 mostra o agrupamento por porcentagens faltantes de colapso nas regiões de montante. Os parâmetros com 0% faltante estão com valores muito próximos, dentre as três variações de proporção elástica. Observa-se uma tendência de descolamento dos módulos da região 3 nos agrupamentos de 25% e 50% faltantes, com módulos de Young muito superiores ao agrupamento de 00% faltante. O que indica que os módulos precisaram ser mais elevados na tentativa de equilibrar os recalques induzidos pelo enchimento do reservatório, mais importantes no agrupamento 50%. Reforça-se que, caso a nuvem de pontos estivesse presente no início das

calibrações, seria possível um ajuste fino para que os resultados fossem mais contínuos e, assim, forneceria um farol direcionador para todo o processo.

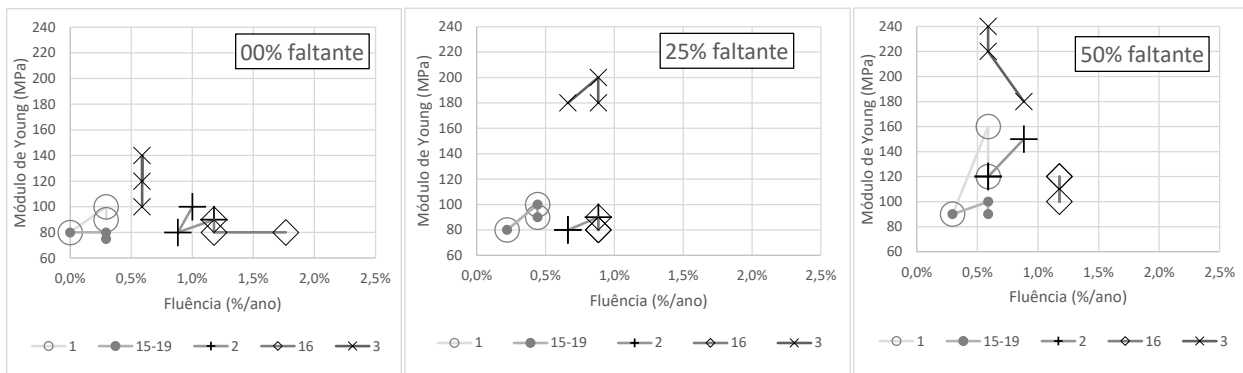


Figura 6.25 – Agrupamentos por porcentagem faltante de colapso nas regiões de montante.

### 6.3.2 NUVEM DE PONTOS DOS PARES CALIBRADOS DAS REGIÕES CENTRAL E JUSANTE

As calibrações das regiões centrais e de jusante foram muito mais fáceis que as regiões de montante, pois sofrem menos influência de enchimento do reservatório, em consequência, não absorvem o fluxo de colapso. As variações dos pares calibrados são significativamente menores. Os gráficos da Figura 6.26 apresentam os agrupamentos por proporção de módulos, onde todos os pares são bastante comportados.

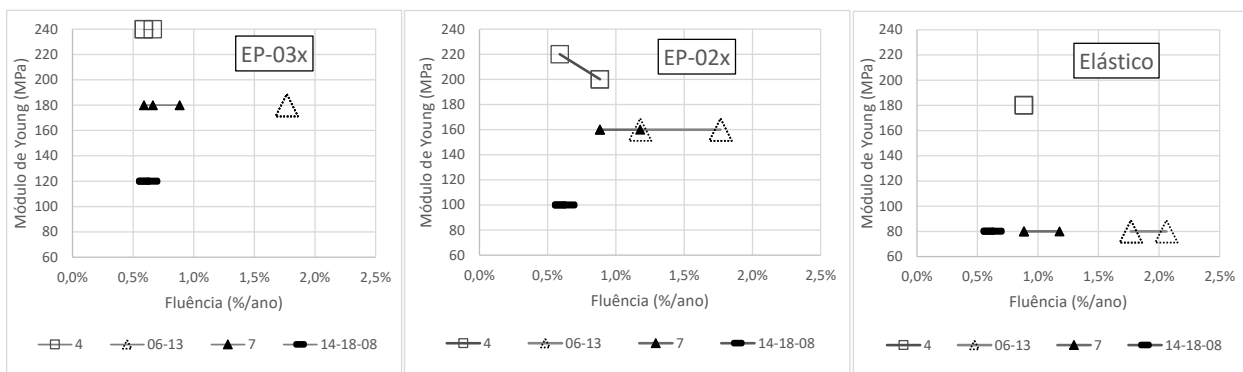


Figura 6.26 – Agrupamentos por proporção de módulos nas regiões central e jusante.

Os agrupamentos por porcentagem faltante de colapso são apresentados na Figura 6.27 e teoricamente não deveriam variar entre diferentes gráficos, os pares padrão um pouco mais vertical, com relação às variações de proporção de módulos. O único ponto que se destoa é o triângulo do meio da região 06 e 13, isso no agrupamento de 00% faltante. Reforça-se aquela mesma justificativa pela falta de uma visão mais macro frente às distribuições dos pares durante o processo de calibração.

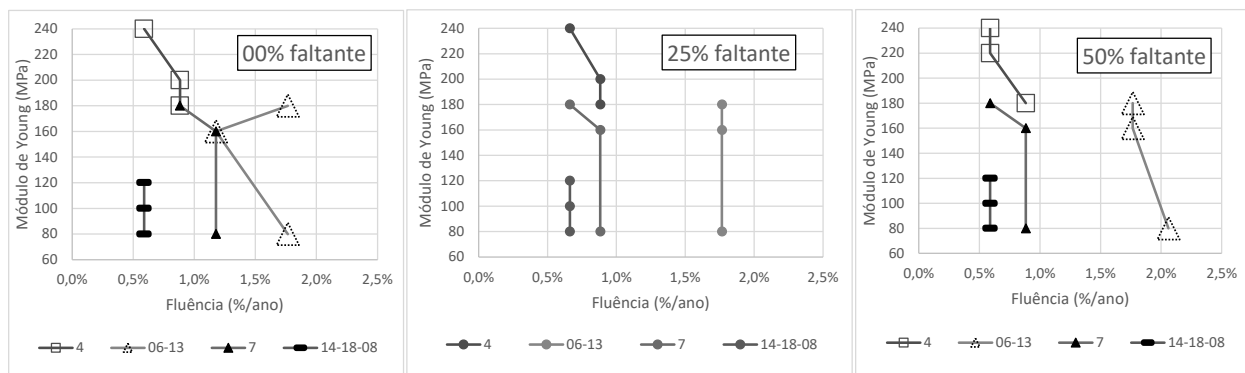


Figura 6.27 – Agrupamentos por porcentagem faltante de colapso nas regiões central e jusante.

Por mais que seja salutar que os ajustes de suavização do padrão dos pares, que este processo seja benéfico para melhoria dos resultados finos da calibrados de parâmetros, todos os nove modelos apresentaram resultados muito próximos aos valores lidos. Optou-se pelo não retorno ao processo de calibração neste momento, tanto por dificuldades de tempo para finalização da tese quanto porque a recomendação de se iniciar esta plotagem se torna bastante evidente. O objetivo está alcançado dentro das propostas iniciais visto que foi viabilizado de forma consistente, a possibilidade de generalização do modelo para a representação tridimensional da barragem que ocorre no capítulo seguinte.

### 6.3.3 DESLOCAMENTOS DA LAJE

Como ferramenta auxiliar na compreensão do melhor ajuste entre os resultados, no que se refere aos valores calculados de deslocamento na laje em relação aos valores lidos, o Erro Quadrático Médio (EQM) pode ser calculado como (Kay, 1998):

$$EQM = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\hat{\theta}_i - \theta_i)^2 \quad (6.1)$$

onde,

$EQM$  = erro quadrático médio;

$N$  = número de amostras;

$\hat{\theta}_i$  = valor esperado (no caso, o valor deslocamento lido em cm);

$\theta_i$  = valor que será avaliado (no caso, o valor de deslocamento calculado em cm).

Os deslocamentos foram extraídos exatamente na posição das nove alturas de Xavier et al. (2007). Deste modo, o cálculo do EQM é calculado diretamente. Os resultados estão expressos na última linha da Tabela 6.10, todos os resultados estão abaixo de 20 cm<sup>2</sup>. A Figura 6.28 mostra um gráfico comparativo nestas nove alturas. Vale ressaltar que todos os seis modelos Elasto Plásticos ficaram

com EQM abaixo de 11 cm<sup>2</sup>, embora os três modelos elásticos também sejam considerados aceitáveis.

Tabela 6.10 – Deslocamentos na laje (cm), valores lidos e valores calculados nos cinco modelos e EQM.

Altura	Lido	E-P 3x 00%	E-P 3x 25%	E-P 3x 50%	E-P 2x 00%	E-P 2x 25%	E-P 2x 50%	E 00%	E 25%	E 50%
49,04	-77,51	-76,19	-80,66	-81,00	-80,68	-80,68	-76,50	-76,80	-82,53	-80,66
60,02	-87,85	-85,53	-85,90	-88,05	-85,68	-85,68	-85,56	-83,50	-86,97	-86,02
84,12	-87,49	-89,12	-85,64	-86,39	-86,19	-86,19	-86,71	-87,91	-88,48	-88,45
97,13	-86,00	-85,94	-82,65	-82,50	-84,09	-84,09	-83,98	-85,21	-86,31	-86,05
124,52	-73,76	-72,33	-71,32	-70,65	-74,41	-74,41	-73,10	-73,01	-75,53	-75,80
139,16	-66,44	-64,47	-63,83	-64,57	-66,41	-66,41	-66,19	-64,85	-66,27	-68,60
153,84	-53,79	-57,18	-56,34	-57,77	-57,62	-57,62	-57,88	-55,30	-55,77	-59,50
170,43	-54,80	-50,10	-48,73	-49,33	-48,51	-48,51	-47,79	-44,90	-44,34	-47,48
185,47	-39,76	-44,92	-43,22	-42,12	-41,92	-41,92	-39,52	-36,84	-35,39	-36,44
	EQM (cm <sup>2</sup> )	8,44	10,73	10,02	8,82	8,82	8,59	14,68	18,06	13,36

#### 6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 6

Em suma, a metodologia se mostrou exitosa para nove dos casos analisados. Foi mostrado o passo a passo para calibrar um modelo linear com colapso, que representa deformabilidade linear no tempo em dois parâmetros de calibração. Lembrando que a redução imposta de volume vertical no tempo e devido o enchimento é implementada com artifício do uso de dilatação térmica ortotrópica na direção vertical. Dentre os 16 modelos testados:

- nove modelos ficaram com resultados bem ajustados tanto na fase construtiva quanto durante o enchimento, são eles (EP-03x-00%, EP-03x-25%, EP-03x-50%, EP-02x-00%, EP-02x-25%, EP-02x-50%, E-00%, E-25%, E-50%);
- três foram usados sem fluência ou colapso como artifício de calibração inicial dos módulos de deformabilidade (EP-03x, EP-02x, E-00%);
- quatro outros modelos foram importantes para delimitação e compreensão do método proposto (EP-10x-50%, EP-03x-75%, EP-02x-75%, E-50% em 5 regiões).

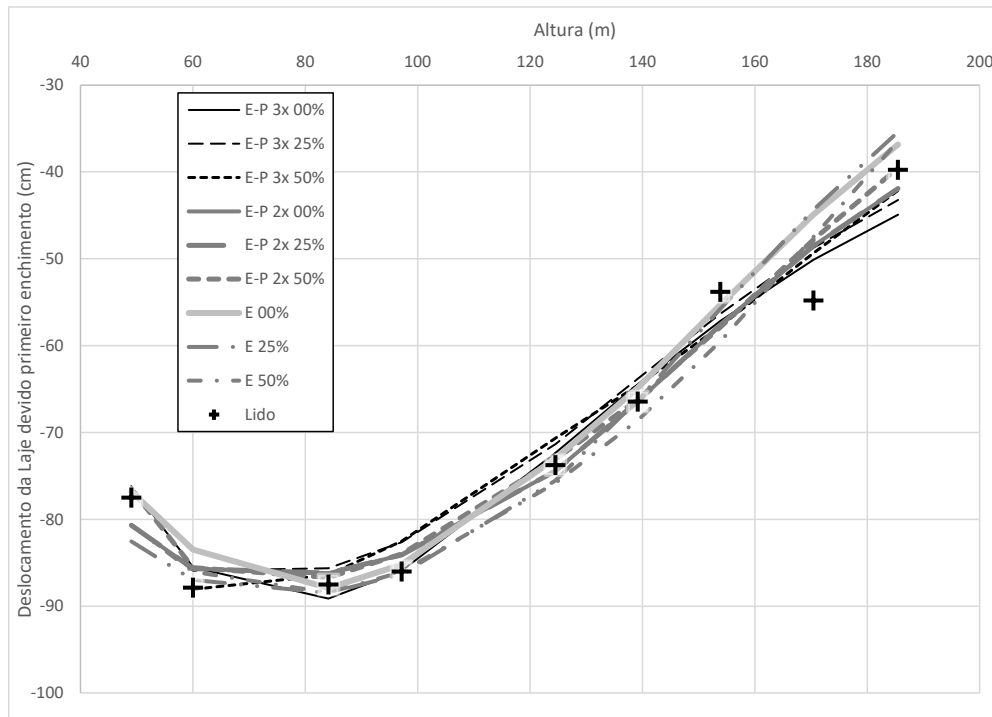


Figura 6.28 – Deslocamento na laje devido enchimento: 5 modelos calculados vs lidos de Xavier et al., 2007.

Após coleta comparativa dos nove modelos bem calibrados, foram plotados os pares de parâmetros em diferentes configurações no subitem 6.3. A partir dos gráficos de pares agrupados, foi observado que esta plotagem deveria estar presente ao longo do processo de calibração, o que seria orientativo para buscar o ajuste fino nos padrões de distribuição dos pontos.

Este processo seria benéfico para melhoria dos resultados finos da calibrados de parâmetros, até porque, todos os nove modelos apresentaram resultados aderentes aos valores lidos nas caixas de recalque e deslocamentos de face.

Qualquer sofisticação maior incairia também em considerações semiempíricas devido a falta de suporte massivo de resultados de laboratório. Os objetivos propostos foram alcançados para o Capítulo 6. A metodologia sequencial foi explicada em todos os seus passos e se mostrou exitosa. O que possibilita a generalização do modelo para a representação tridimensional da barragem no Capítulo 7.

## **7 COMPORTAMENTO DA LAJE EM DIFERENTES ATRASOS CONSTRUTIVOS**

O Capítulo 7 apresenta uma proposta de metodologia de análise da laje em seis diferentes arranjos de sequenciamento construtivo, a partir das calibrações de alguns dos modelos do Capítulo 6. Se trata de uma proposta de uso da retro-análise com os resultados auscultados específico que foram calibrados para um determinado banco de dados de resultados de caixas de recalques. Serão usados os Modelo EP-02x-00%, Modelo E-00% e Modelo E-50%.

O presente capítulo parte de uma visão puramente comportamental, tentando provocar resultados de simulações que se assemelham à sequenciamentos próximos aos reais, o que eventualmente possam sugerir indícios de pontos de atenção com relação à integridade estrutural da laje. São implementados seis arranjos de sequenciamentos, desde alteamento passo a passo até a construção da laje somente ao final de todo alteamento do aterro de enrocamento.

Importante reforçar que todas estas recomendações são restritas aos modelos e as calibrações realizadas. Cada barragem é singular e única e deve ser estudada separadamente. A metodologia deste capítulo parte da coleta de dados, passa pela calibração paramétrica e se conecta com resultados que podem otimizar decisões de projetos de uma determinada BEFC.

Para atingir o objetivo do capítulo, foi necessária sua divisão em nove partes. O primeiro subitem (7.1) apresenta a estrutura geométrica tridimensional com os aspectos específicos, como condições de contorno e malha. Em seguida são apresentados os seis arranjos de sequenciamento entre os subitens 7.2.1 até o 7.2.6, com explicações detalhadas dos artifícios para atingir a estabilidade numérica e conseguir viabilizar cada sequenciamento. Posteriormente, os principais resultados são então comparados no subitem 7.3 e por fim, o Capítulo 7 é concluído com as considerações finais no subitem 7.4.

### **7.1 ESTRUTURA DAS SIMULAÇÕES TRIDIMENSIONAIS**

As simulações tridimensionais são estruturadas com geometrias e artifícios de substituições específicas, que garantem a continuidade numérica em uma análise única que contempla enrocamento e laje, em diferentes sequenciamentos. Para tanto, a seguir são explicados os aspectos gerais de geometria, condições de contorno e malha.

### 7.1.1 GEOMETRIA

A geometria tridimensional é uma extrusão do modelo bidimensional do Capítulo 6, com adição do Eixo Z (horizontal de ombreira a ombreira). O plano vertical perpendicular ao Eixo Z está fatiado de 16 em 16 m ( Figura 7.1). O seccionamento se propaga por todo modelo para orientar melhor a construção da malha tridimensional, alinhando os nós em planos a cada 16 m. Outra questão, está montada somente a metade do modelo, considerando que a outra metade é simétrica. Este artifício é somente para reduzir o custo computacional devido a redução pela metade do número de nós.

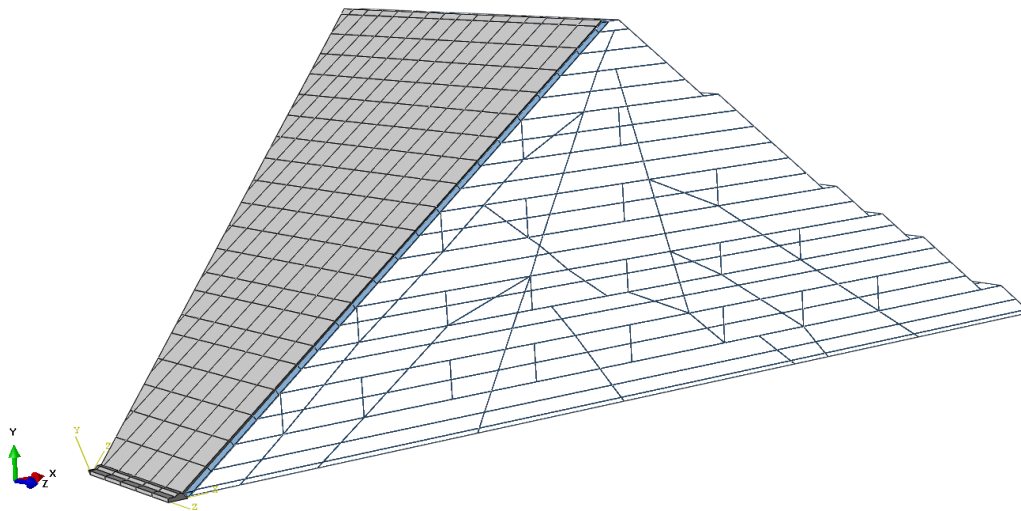


Figura 7.1 – Geometria 3D com maciço (branco), face do maciço (azul) e laje e plinto (cinza).

Alguns desenhos técnicos foram elaborados em formato de projeto geotécnico para auxiliar a compreensão das medidas do modelo tridimensional. A vista superior em planta é apresentada no Figura 7.2, com a sinalização de um detalhe na região onde o plinto se conecta com a ombreira. Além dos eixos X, Y e Z, é mostrada uma referência rotacionada onde o plano Y'X' está paralelo ao plano da ombreira e o Eixo Z', está perpendicular ao plano da ombreira.

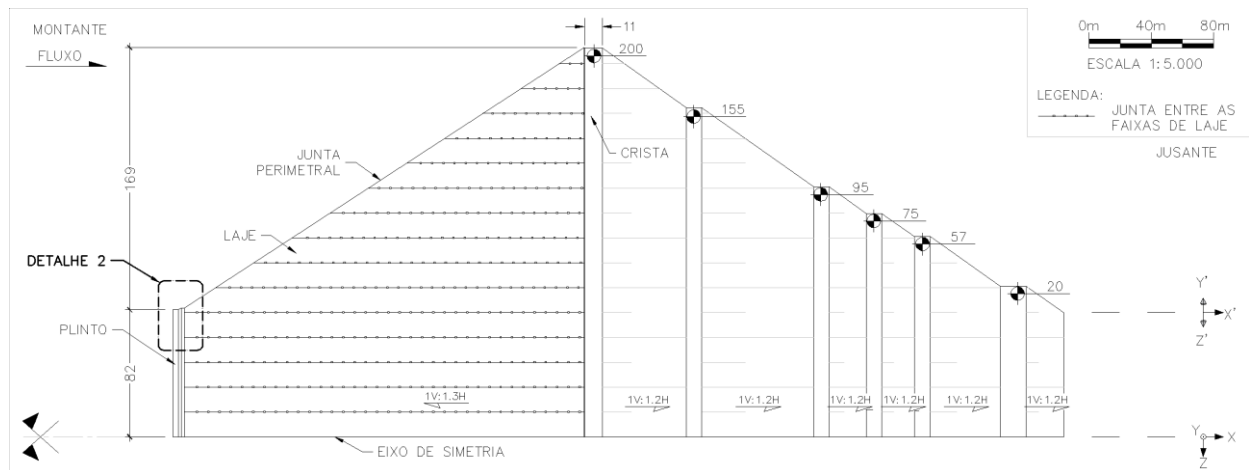


Figura 7.2 – Vista em planta do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2.



O desenho do corte lateral no plano de simetria é mostrado na Figura 7.3, com a posição de detalhe para a área do plinto. A imagem também define o mesmo espaçamento das caixas de recalque do modelo bidimensional do Capítulo 5. A Figura 7.4 mostra a vista frontal da laje com destaque na região de encontro do plinto com a ombreira. Neste desenho, é possível compreender melhor o rotacionamento dos eixos Y' e Z' que acompanham a ombreira. Os três detalhes são mostrados na Figura 7.5, com as dimensões do plinto. A distribuição de espessura da laje é a mesma apresentada no Capítulo 5.

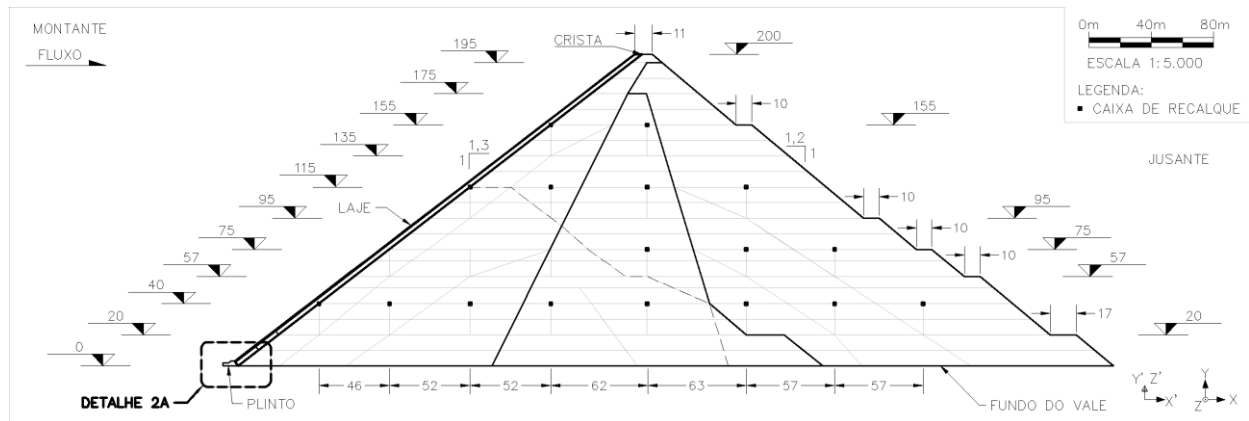


Figura 7.3 – Vista lateral no eixo de simetria do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2A.

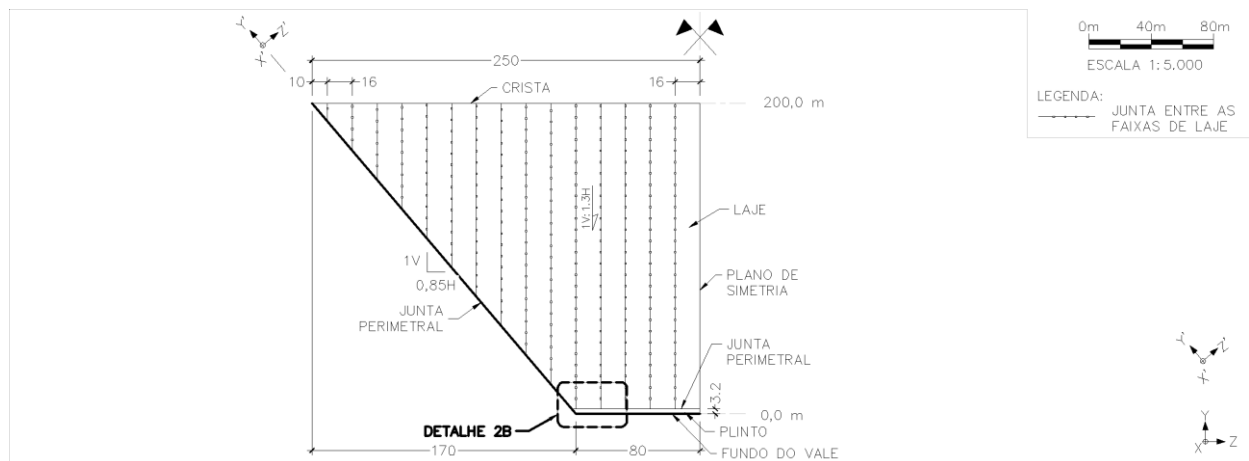


Figura 7.4 – Vista frontal do modelo tridimensional com posição do Detalhe 2B.

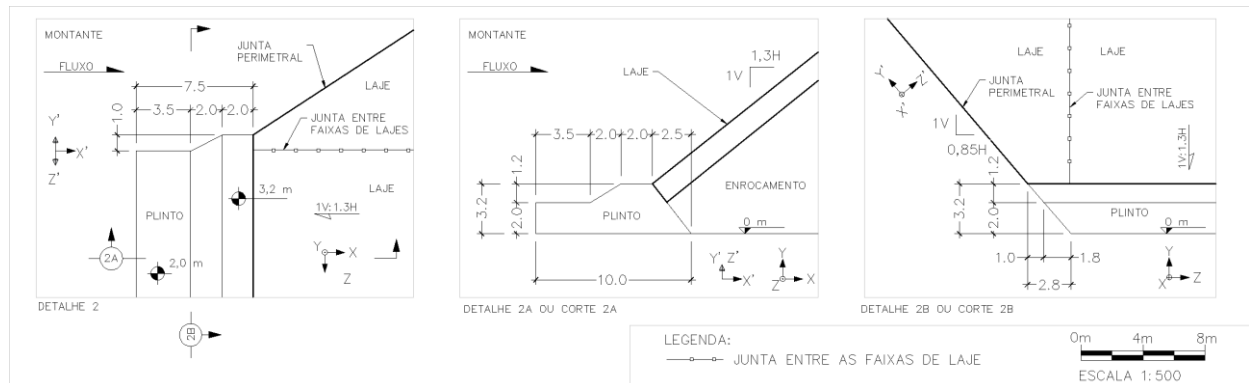


Figura 7.5 – Detalhe 2 com vista superior, Detalhe 2A com vista lateral e Detalhe 2B com vista frontal.

### 7.1.2 INTERFACES ENTRE AS PARTES GEOMÉTRICAS

Como se trata de uma análise de elementos finitos que permitem separações características de elementos discretos, é importante esclarecer algumas questões. O ABAQUS® permite o descolamento de malha entre diferentes partes que não estejam grudadas, este artifício pode gerar estranheza. A geometria da barragem mostradas na Figura 7.6 é separada em três grandes partes fundamentais, o maciço (branco), uma camada de substituição (azul) e a laje (cinza). O maciço em branco é único e permanente, mas camada em azul consiste em um conjunto de faixas horizontais de substituição e a laje em cinza é um conjunto de faixas inclinadas ao talude.

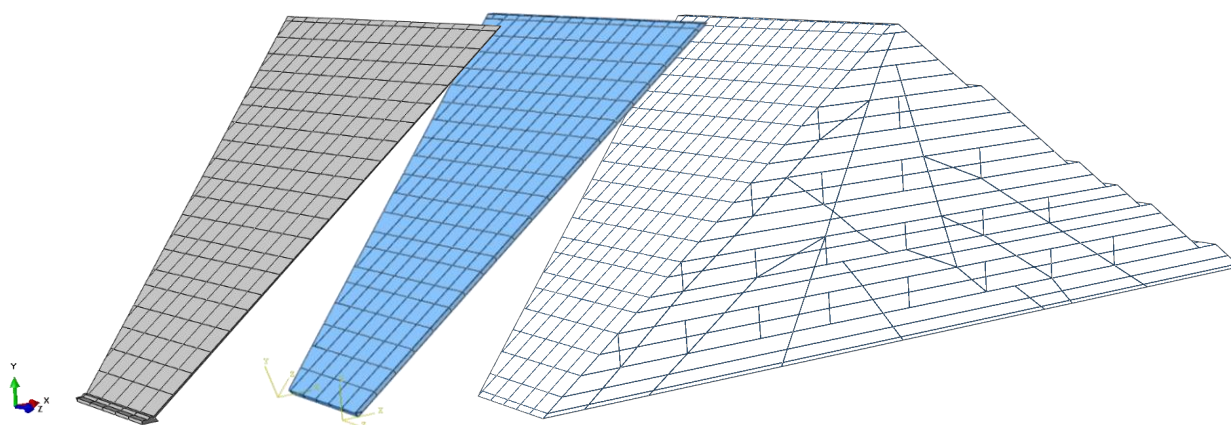


Figura 7.6 – Geometria 3D com destaque da laje e plinto, em cinza.

A geometria da laje é seccionada em partes no sentido do talude (plano inclinado da face) conforme Figura 7.7, as faixas de laje possuem interface simplesmente apoiada, tanto com sua faixa adjacente quanto com a base em azul e o próprio plinto, com ativação de atrito de 0,5.

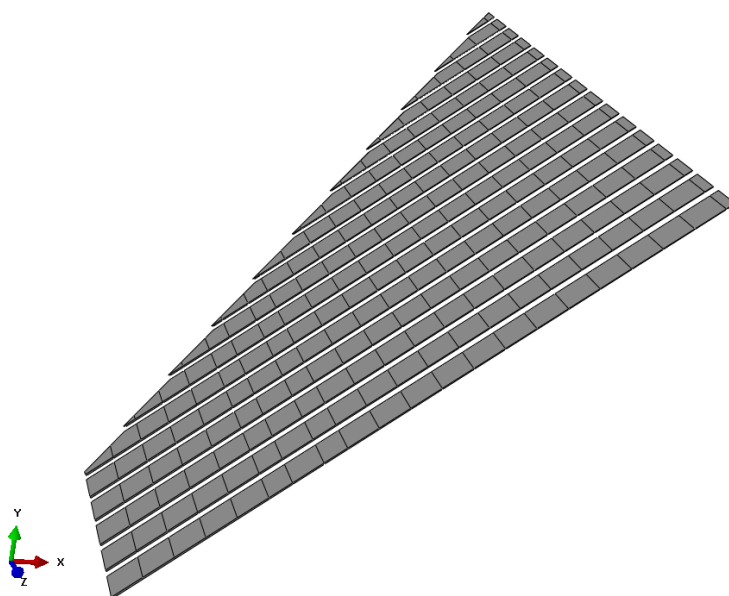


Figura 7.7 – Geometria 3D aberta das faixas na laje de concreto a cada 16 m.

A camada em azul está dividida em conjuntos de 21 faixas horizontais (Figura 7.8) que compõem um conjunto, cada um deles possui faixas grudadas, unidas com sua adjacente a partir da constante do tipo “tie”. Cada conjunto, por sua vez, também está grudado no maciço (em branco), também unido com constante do tipo “tie”.

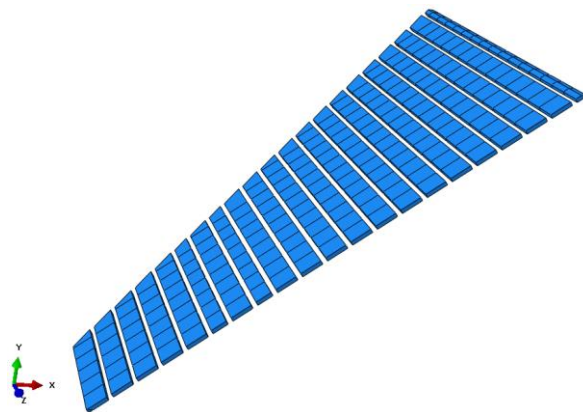


Figura 7.8 – Geometria 3D do grupo de camadas da face do maciço, são malhas independentes conectadas entre si.

O conjunto de faixas em azul possui diversas geometrias redundantes, que são desativadas e substituídas totalmente ou parcialmente, a depender da necessidade de cada sequenciamento. Este artifício de substituição foi explicado sucintamente no Capítulo 5, mas toma outras proporções de complexidade aqui no Capítulo 7. Cada conjunto de faixas é substituído à medida que ocorre a necessidade de que os deslocamentos superficiais sejam zero. O objetivo da substituição da face do maciço é permitir a ativação da geometria da laje sempre com posição e espessura corretas. Cada substituição parcial de conjunto de faixas novas exige uma ativação de interface com o conjunto de faixas antigas. Os detalhes de cada estratégia de substituição são explicados em cada sequenciamento de atraso construtivo da laje.

### 7.1.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO

As condições de contorno de carregamento são as mesmas apresentadas no Capítulo 5. Entretanto, o modelo tridimensional exige uma quantidade maior de restrições de deslocamentos que são mostrados nos desenhos a seguir, em duas vistas laterais e uma vista frontal. A base do modelo possui restrições de deslocamentos nas três direções. O plano de simetria da barragem, somente restrição no sentido horizontal do Eixo Y, conforme Figura 7.9 e Figura 7.10, mostram a vista lateral do eixo de simetria e a vista frontal, respectivamente.

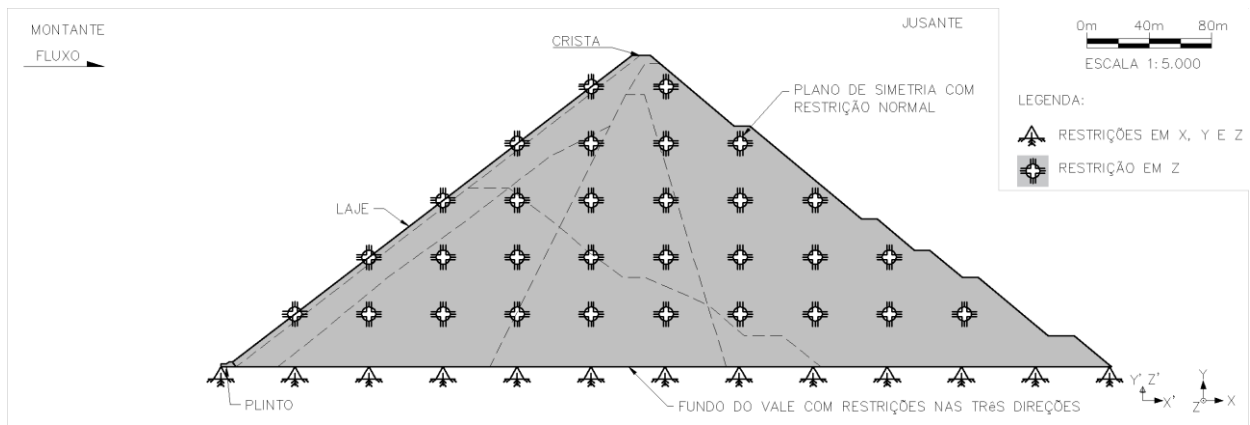


Figura 7.9 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista lateral do plano de simetria.

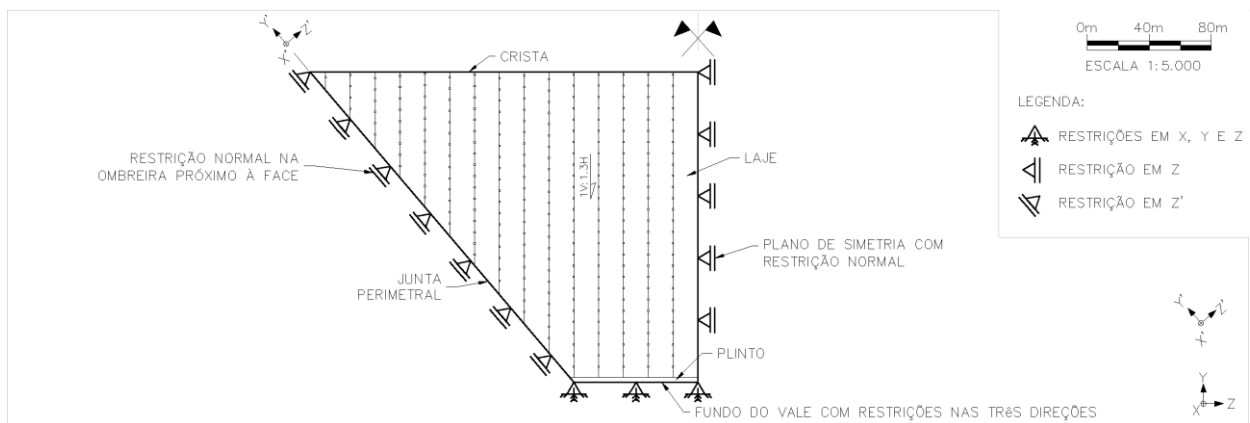


Figura 7.10 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista frontal.

O plano da ombreira possui uma setorização nas proximidades da laje com restrição somente no plano normal (Eixo  $Z'$ ) em separado de uma região mais ampla com restrição nas direções normal e horizontal (eixos  $Z'$  e  $X'$ ), fora da região próxima da laje, conforme Figura 7.11. Importante notar que o fluxo está invertido, por se tratar da vista oposta ao plano de simetria.

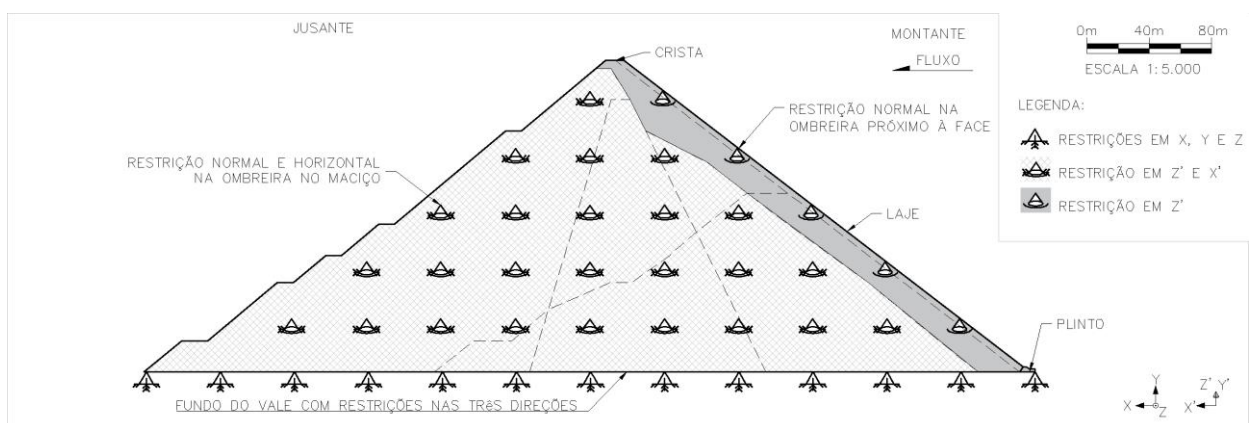


Figura 7.11 – Condições de contorno das restrições de deslocamento em vista lateral da ombreira.

#### 7.1.4 MALHA

A malha do enrocamento é construída com os mesmos critérios do Capítulo 5, com tamanhos aproximados de 5 m, porém com a generalização para o modelo tridimensional, conforme Figura 7.12. Os elementos tetraédricos do enrocamento são do tipo C3D4T e os hexaédricos do concreto são do tipo C3D8R.

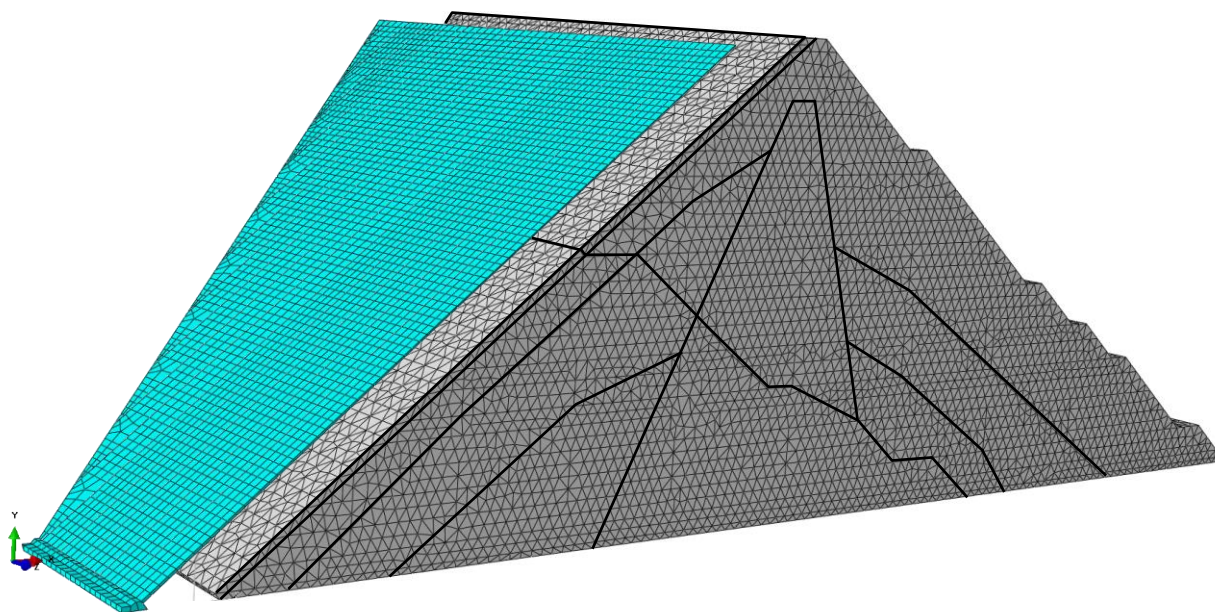


Figura 7.12 – Geometria da malha 3D.

## 7.2 ATRASOS NO ALTEAMENTO DA LAJE

Os atrasos construtivos da laje são analisados em seis diferentes configurações, primeiro com alteamento passo a passo sem aterro inicial em uma configuração hipotética e os cinco seguintes, considerando o mesmo aterro inicial e tempos de sequenciamento construtivos da calibração do capítulo anterior. O aterro inicial é uma prática comum em BEFC, também está presente no projeto de Campos Novos.

### 7.2.1 ATRASO PASSO A PASSO

O primeiro sequenciamento de alteamento consiste na representação numérica da construção da laje acompanhando o alteamento do aterro. Esta configuração gera uma absorção de tensões acumuladas logo nos primeiros alteamentos, pois reduz a oportunidade de desvincular os deslocamentos do enrocamento com os deslocamentos da laje. A ativação do enrocamento é representada em camadas horizontais contínuas na ordem de dez em dez metros (Figura 7.13). Deste modo, não houve setorização de aterro inicial à montante.

Para o ajuste do tempo até a cota 115 m (Tabela 7.1) houve uma adaptação com relação à distribuição do tempo construtivo nos primeiros 12 passos. Esta alteração influencia pouco nas calibrações do Capítulo 5, pois estas foram feitas do passo 13 em diante, com manutenção dos mesmos intervalos de tempo.

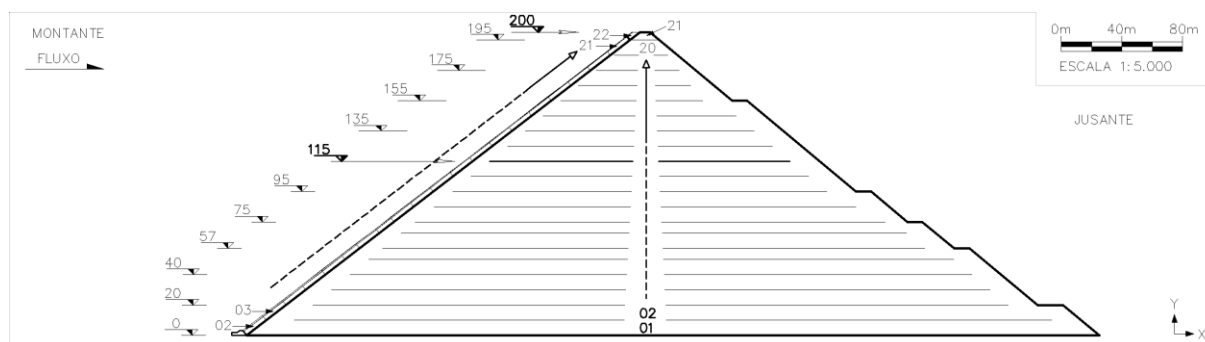


Figura 7.13 – Sequenciamento de alçamento do maciço de enrocamento no sequenciamento passo a passo.

Tabela 7.1 – Passos Construtivos do Enrocamento no sequenciamento passo a passo.

Alçamento de 0 m até 115 m			Alçamento acima 115 m		
Passo	Altura (m)	Dias	Passo	Altura (m)	Dias
1	010	0	13	125	380
2	020	10	14	135	440
3	030	30	15	145	480
4	040	60	16	155	520
5	050	90	17	165	540
6	057	120	18	175	560
7	065	150	19	185	580
8	075	180	20	195	600
9	085	210	21	200	610
10	095	240	22	Face Final	620
11	105	270			
12	115	300			

As faixas de laje são ativadas por camadas horizontais até uma determinada cota, com atraso na ordem de 20 m com relação ao enrocamento. O primeiro nível da laje na cota 10 m é acionado com o maciço de enrocamento na cota 30 m, conforme Figura 7.14. A partir daí, a laje é ativada acompanhando cada um dos alçamentos. Neste cenário, a substituição da camada de sacrifício ocorre nível a nível (Figura 7.14). Não foram observadas maiores inconsistências numéricas nos passos das análises, pois a face superior do enrocamento sempre é acionada com deslocamento zero. Esta condição facilita a ativação da laje que acompanha o alçamento. Maiores detalhes do artifício de substituição podem ser consultados no Apêndice D.1.



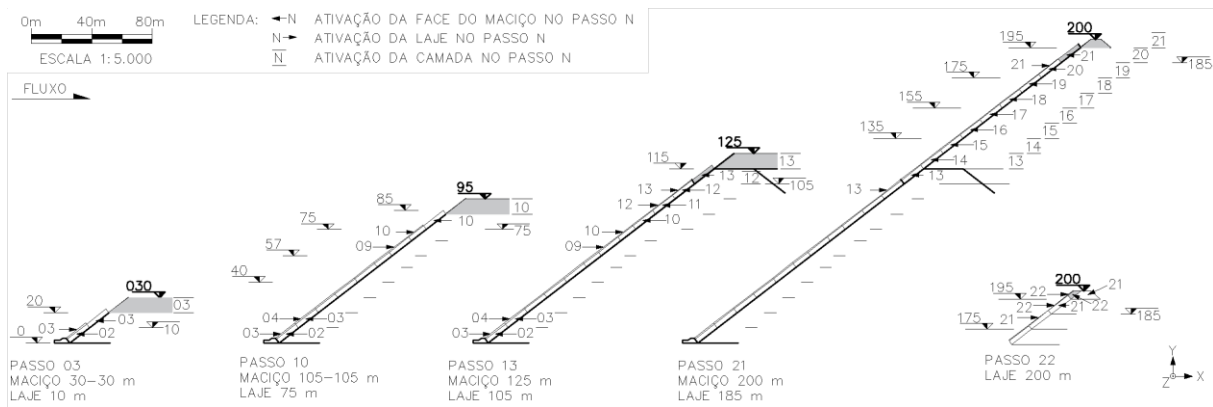


Figura 7.14 – Sequenciamento passo a passo da ativação da laje.

## 7.2.2 ATRASO PASSO A PASSO COM ATERRO INICIAL

O segundo sequenciamento de alteamento representa a construção da laje acompanhando o enrocamento após a cota 115 m, é o mesmo utilizado para todas as calibrações do Capítulo 6. Esta configuração gera uma absorção de tensões acumuladas principalmente após a metade do aterro, com a laje sendo ativada passo a passo com o enrocamento.

A ativação do enrocamento é mantida com camadas horizontais na ordem de dez em dez metros. As substituições das camadas superficiais do enrocamento se iniciam no passo 13. As segunda e terceira substituições são nos passos 18 e 22, respectivamente, conforme Figura 7.15. O primeiro nível de laje é ativado no passo 14 e, a partir daí, a laje vai sendo alteada acompanhando o passo a passo do aterro do espaldar de jusante, até a cota 115 m no passo 24. Do passo 25 em diante, a laje é ativada com atraso de apenas 10 m em relação ao enrocamento. O Apêndice D.2 mostra maiores detalhes do artifício nos passos de substituição.

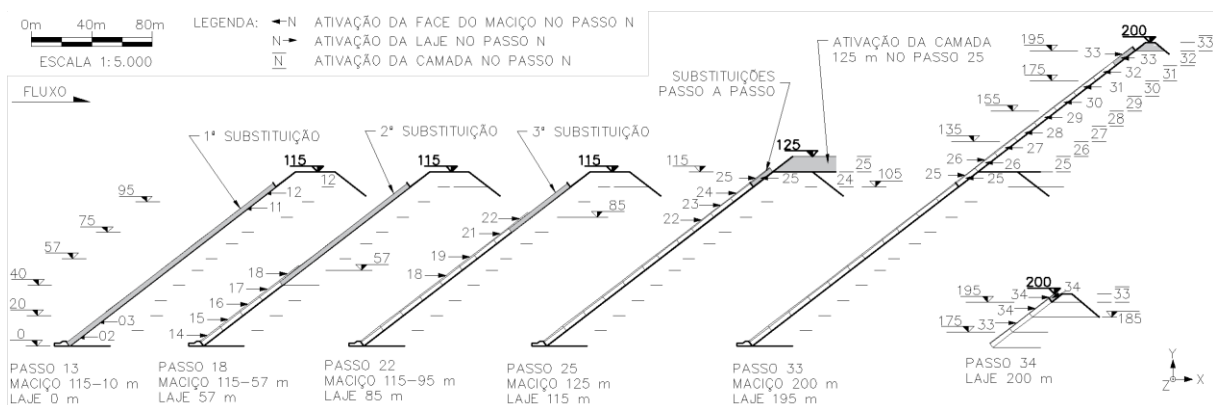


Figura 7.15 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos passo a passo com aterro inicial.

### 7.2.3 ATRASO DE UM QUARTO COM ATERRO INICIAL

O terceiro arranjo de sequenciamento representa o atraso de alteamento da laje com ordem de um quarto da altura da barragem. As tensões acumuladas na laje são menores quando comparadas aos resultados do sequenciamento passo a passo com ou sem aterro inicial. As substituições das camadas superficiais do enrocamento se iniciam no passo 18. As segunda, terceira, quarta, quinta e sexta substituições são nos passos 21, 24, 28, 31 e 34, respectivamente, conforme Figura 7.16. A laje vai sendo alteada a partir do passo 19 acompanhando com atraso de um quarto do espaldar de jusante, até a cota 115 m no passo 24. Do passo 25 em diante, a laje é ativada mantendo o atraso de um quarto, mas agora com relação a todo o enrocamento. O Apêndice D.3 pode ser consultado, caso seja necessária obtenção de mais detalhes de implementação deste modelo.

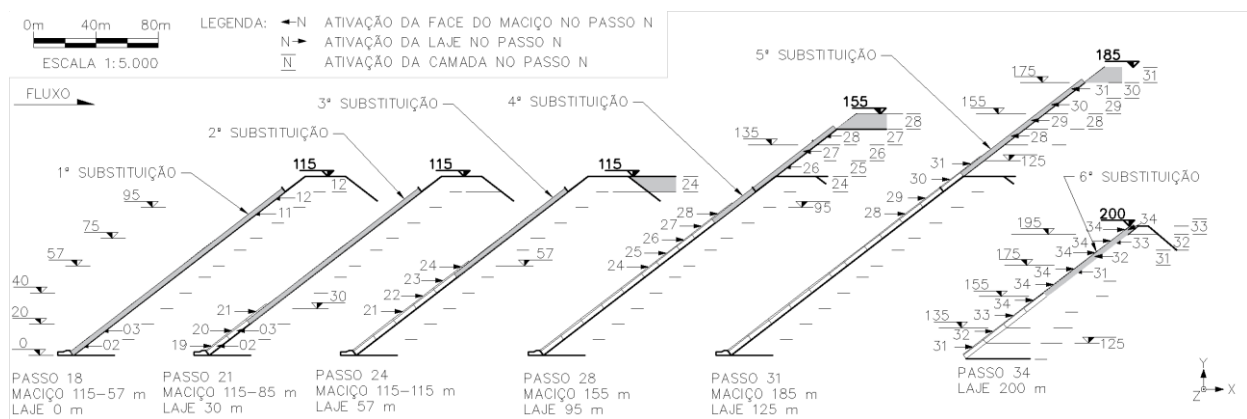


Figura 7.16 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de um quarto.

### 7.2.4 ATRASO DE DOIS QUARTOS COM ATERRO INICIAL

O arranjo de sequenciamento representa o atraso de alteamento da laje em ordem de metade da altura da barragem, com relação ao alteamento do enrocamento. Esta configuração reduz ainda mais as tensões acumuladas na laje, em relação aos apresentados anteriormente. As substituições das camadas superficiais do enrocamento se iniciam no passo 23. As segunda, terceira e quarta substituições são nos passos 27, 31 e 34, respectivamente, conforme Figura 7.17. Maiores detalhes no Apêndice D.4.

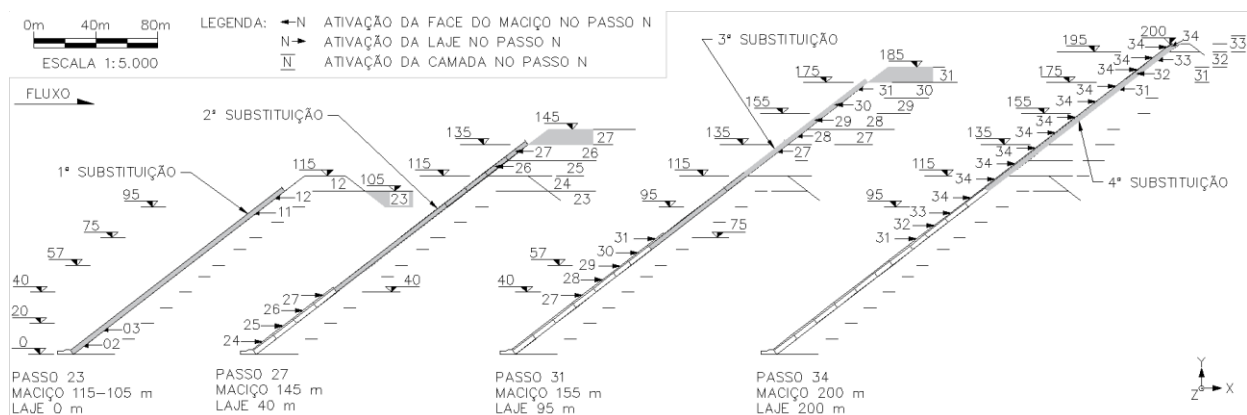




Figura 7.17 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de dois quartos.

### 7.2.5 ATRASO DE TRÊS QUARTOS COM ATERRO INICIAL

Este arranjo de sequenciamento representa o atraso de alteamento da laje com a ordem de três quartos da altura da barragem, acompanhando o alteamento do enrocamento. São somente três substituições das camadas superficiais do enrocamento, que se inicia no passo 28. As segunda e terceira substituições são nos passos 31 e 34, respectivamente, conforme Figura 7.18. O Apêndice D.5 apresenta maiores detalhes deste processo de montagem do modelo.

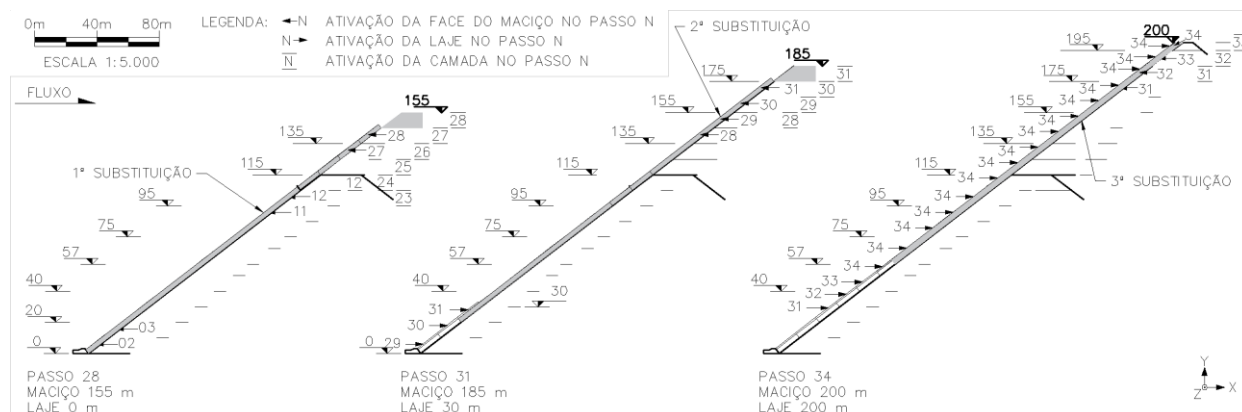


Figura 7.18 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso de três quartos.

### 7.2.6 ATRASO TOTAL COM ATERRO INICIAL

Este arranjo de sequenciamento representa o atraso de alteamento da laje da ordem de três quartos da altura da barragem, acompanhando o alteamento do enrocamento, ainda com a setorização da Figura 5.28 e os tempos na Tabela 5.2. Esta configuração não apresenta absorções de tensões na laje devido a construção do enrocamento. São somente duas substituições das camadas superficiais do enrocamento, no passo 34 e 35 (Figura 7.19). No passo 34, toda a laje é acionada de uma vez. No Apêndice D.6, mais detalhes sobre o sequenciamento.

Por mais que este sequenciamento reduza as tensões na laje, só começa a ser construída ao final de todo enrocamento, o que estende um pouco mais o cronograma da obra. No caso em que o uso final do lago seja para gerar energia, o atraso de cronograma gera impacto devido o lucro cessante de não gerar e vender energia por um tempo maior.

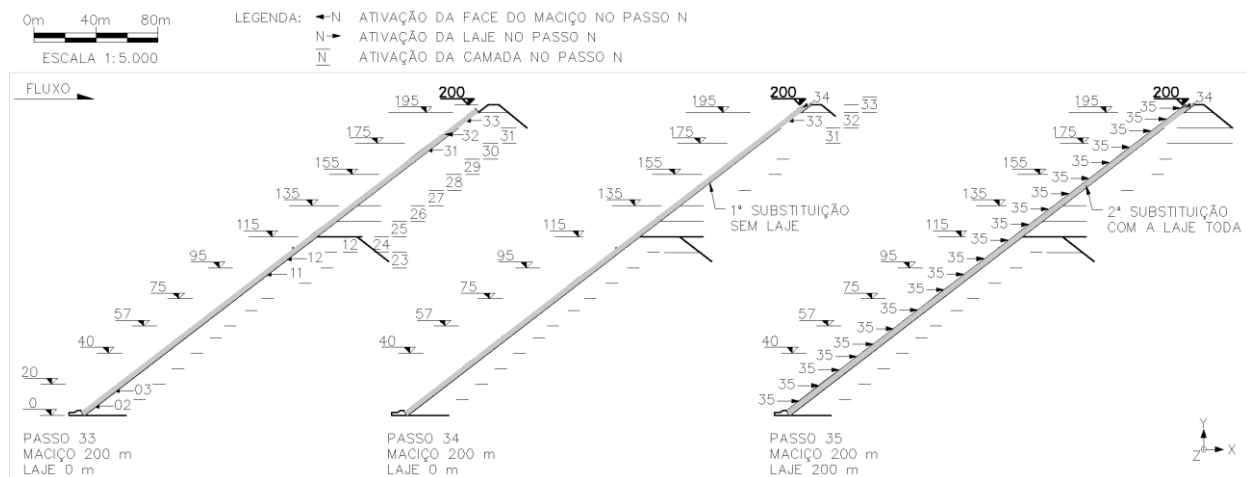


Figura 7.19 – Sequenciamento de substituições e ativação da laje nos modelos com atraso total.

### 7.3 RESULTADOS COMPARATIVOS EM DIFERENTES ATRASOS

Nenhum dos resultados obtidos mostraram qualquer diferença relevante entre as tensões entre a face superior em contato com o reservatório e a face inferior em contato com o enrocamento. Em outras palavras, os esforços de momentos fletores são irrelevantes. As tensões cisalhantes e tensões normais transversais na laje estão com valores muito próximos de zero. Por estas razões, não será fornecido espaço para análise de forma comparativa. A tensão longitudinal apresenta algum valor mais elevado, é analisada comparativamente, mas não chegam em 15 MPa. Entretanto, a tensão S33 é a predominante, corresponde a compressão horizontal que atua lateralmente entre as faixas de laje.

A partir da síntese de resultados da Figura 7.20 de tensões S33, é possível observar que o atraso de somente um quarto já promoveria uma importante redução com relação aos modelos passo a passo. A partir do atraso da laje em metade da altura da barragem, as tensões máximas já estariam dentro de faixas de resistência convencionais à compressão de concretos.

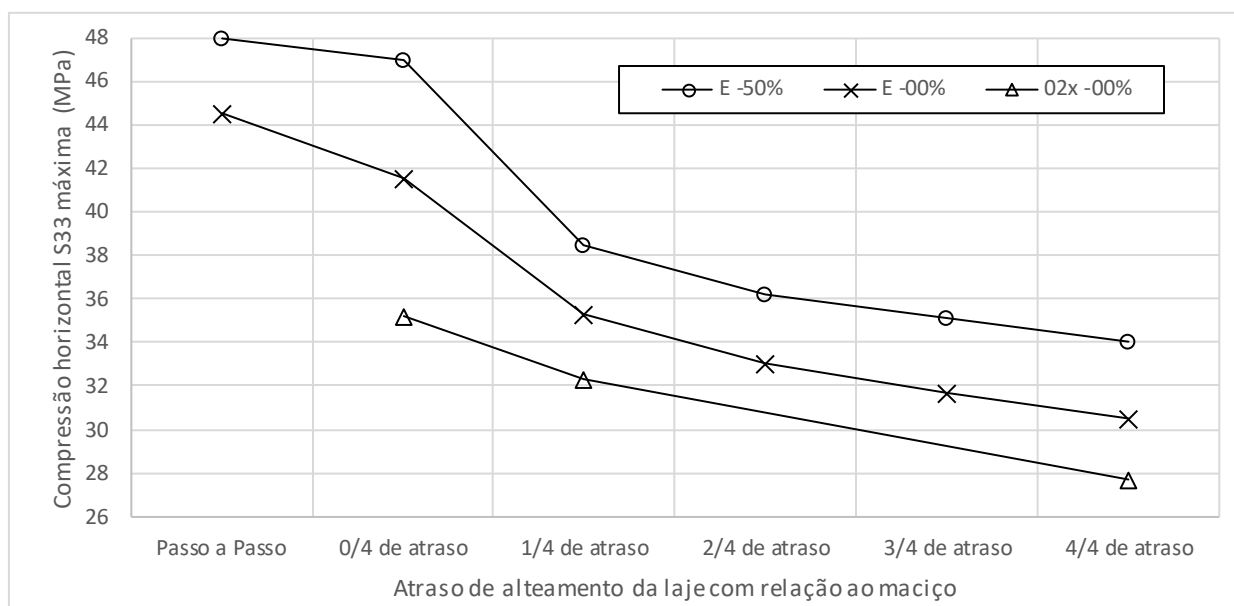


Figura 7.20 – Síntese dos resultados de compressões horizontais em S11 em diferentes atrasos e modelos.

A seguir, serão apresentadas algumas sínteses comparativas entre os atrasos passo a passo, de um quarto e com a laje construída depois do término do enrocamento, todos os três com aterro inicial. Primeiro com as tensões horizontais de compressão S33, posteriormente com as compressões no sentido longitudinal S11', dos deslocamentos totais U e por fim, os desvios percentuais.

### 7.3.1 COMPRESSÃO HORIZONTAL ENTRE AS FAIXAS DA LAJE

Primeiramente é apresentado o comparativo entre os modelos de compressão no sentido de ombreira a ombreira (tensão S33 que é a tensão na direção YY) no plano de simetria da barragem. Estas são as maiores tensões desenvolvidas na laje, que estão na ordem de 27 MPa até 48 MPa. Qualquer ruptura no sentido das juntas entre os panos de laje compromete o desempenho de vedação e a barragem perde eficiência em sua função principal, de criar um lago artificial.

Cada gráfico mostra um dos modelos constitutivos analisados para diferentes sequenciamentos. A Figura 7.21 apresenta o modelo elástico sem fluxo de colapso, a Figura 7.22 apresenta o modelo elásto-plástico sem fluxo de colapso e, a Figura 7.23, expõe o modelo elástico com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A maior diferença de resultados está entre o modelo passo a passo e o modelo com atraso de um quarto. Ou seja, os valores mais elevados estão justamente nos modelos com sequenciamento passo a passo em comparação com os sequenciamentos com algum atraso, o que sugere que a laje deve sempre ser alteada com algum atraso, mesmo que seja de apenas um quarto da altura. A redução entre um quarto para quatro quartos não é muito grande, mas para manter uma margem de segurança, o ideal seria manter a

especificação com atraso de metade da altura da barragem, correspondente ao modelo de dois quartos.

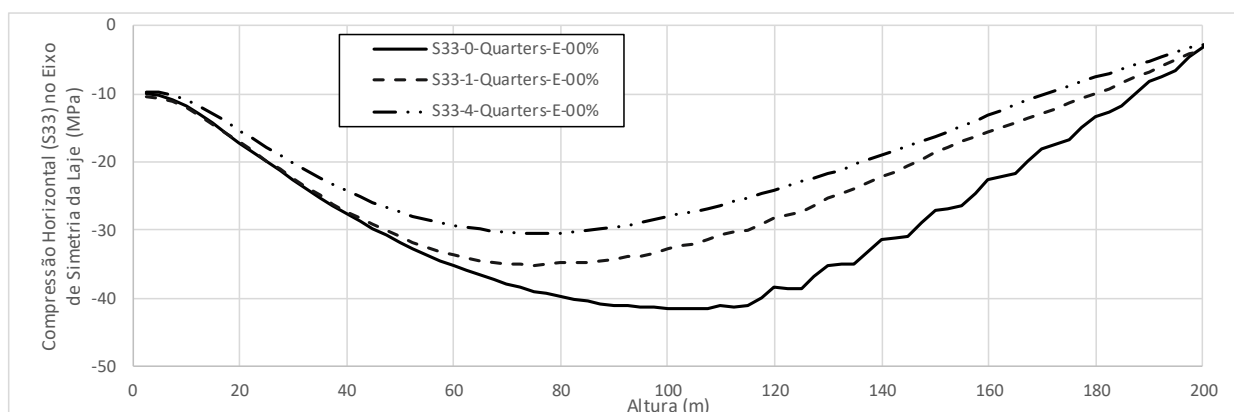


Figura 7.21 – Tensões S33 nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

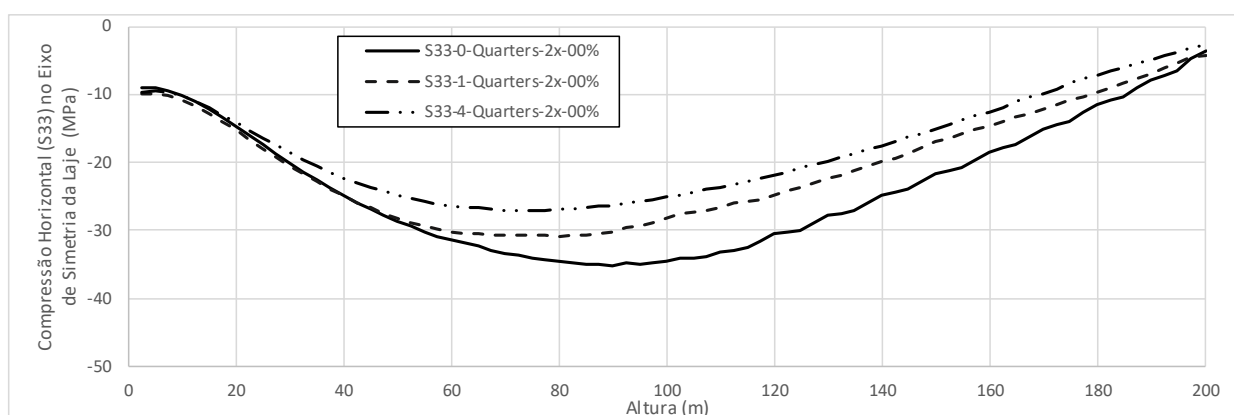


Figura 7.22 – Tensões S33 nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso.

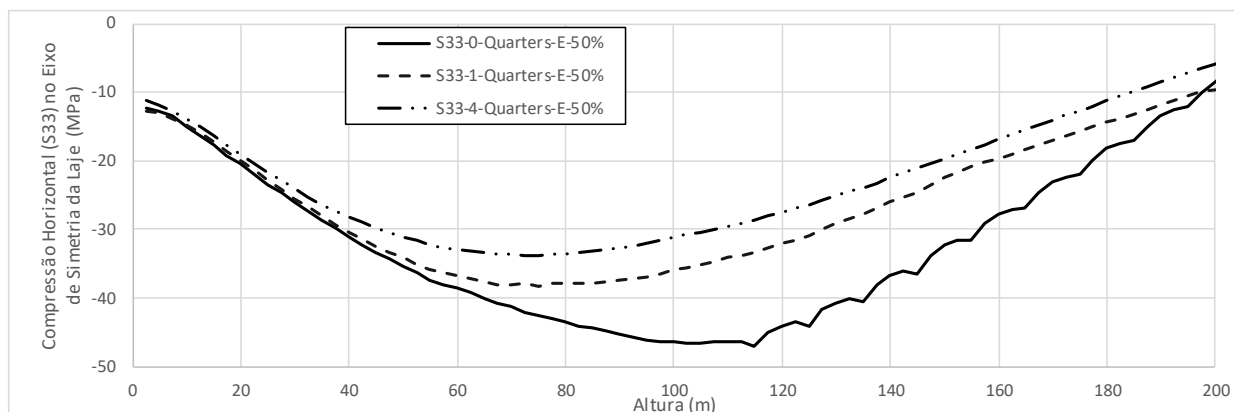


Figura 7.23 – Tensões S33 nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

### 7.3.2 TENSÃO NORMAL NO SENTIDO LONGITUDINAL DA FAIXA DE LAJE

As tensões normais no sentido longitudinal no eixo de simetria da barragem são comparadas seguindo o mesmo padrão, primeiro com o modelo elástico sem fluxo de colapso (Figura 7.24), em segundo com o modelo elásto-plástico de proporção duas vezes sem fluxo de colapso (a Figura 7.25) e, por fim, a Figura 7.26, com o modelo elástico com fluxo de colapso devido o enchimento

do reservatório. Novamente, o modelo passo a passo apresenta tensões normais longitudinais maiores com relação aos modelos com algum atraso. Entretanto, os valores de tensão  $S_{11}'$  no eixo de simetria, na direção longitudinal da laje (direção  $XX'$ ) chegam até no máximo de 5 MPa e de compressão não chegam nem a 15 MPa.

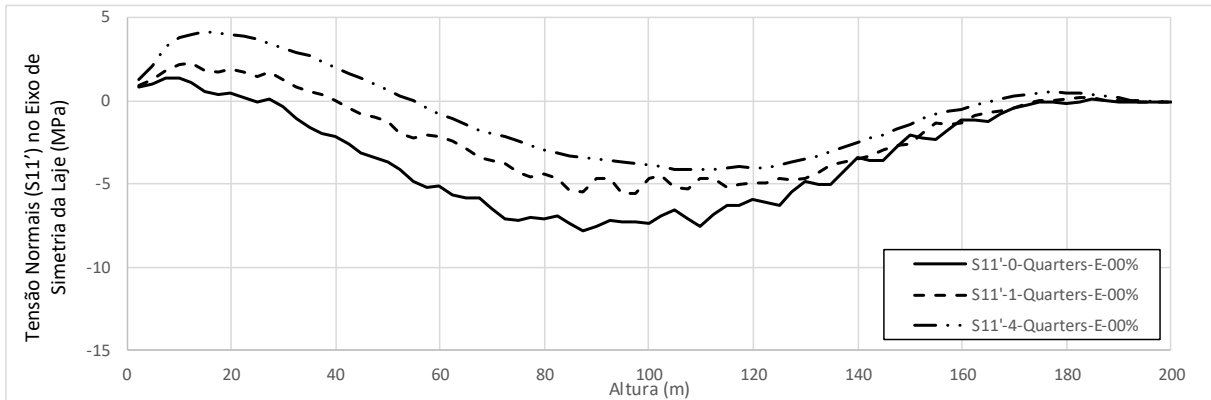


Figura 7.24 – Tensões  $S_{11}'$  nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

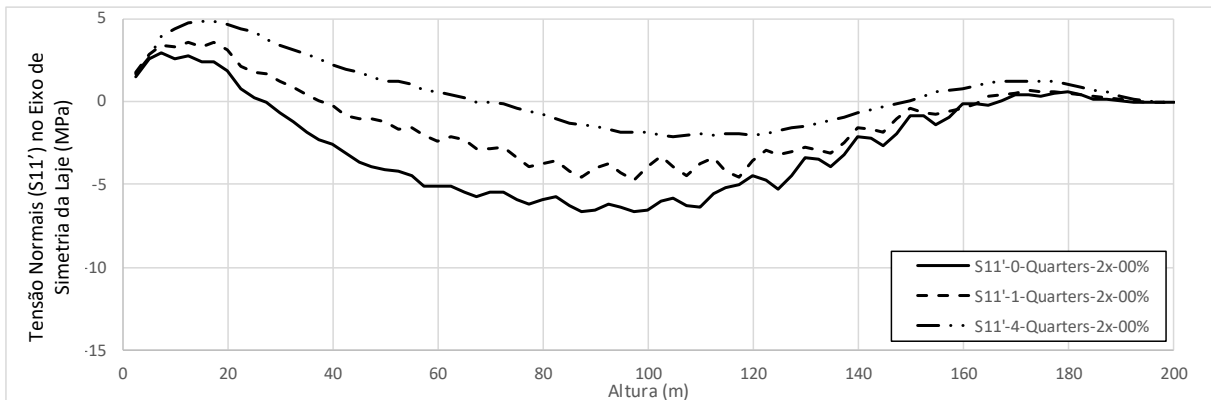


Figura 7.25 – Tensões  $S_{11}'$  nos modelos elasto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso.

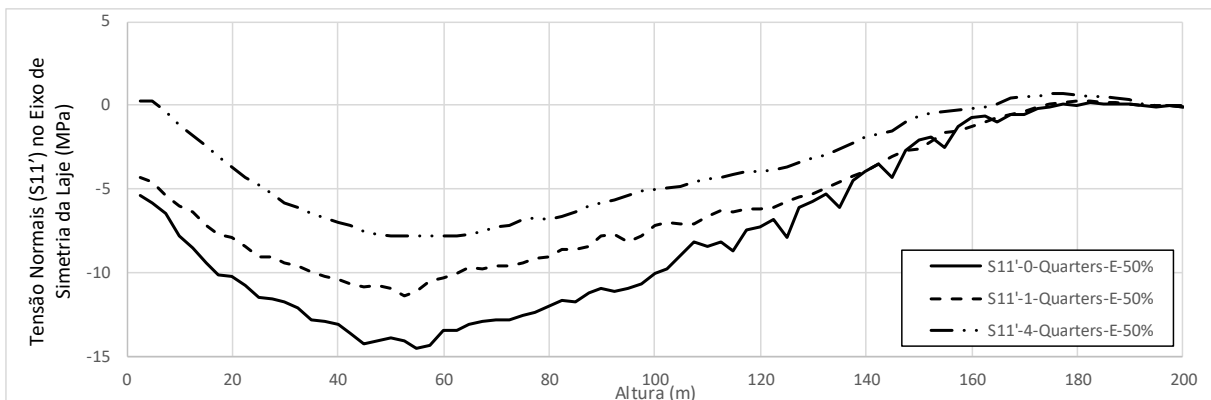


Figura 7.26 – Tensões  $S_{11}'$  nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

### 7.3.3 DESLOCAMENTOS TOTAIS

Os deslocamentos totais são comparados ainda no mesmo padrão. A Figura 7.27 com o modelo elástico sem fluxo de colapso, a Figura 7.28 para o modelo elasto-plástico sem fluxo de colapso e a Figura 7.29 com o modelo elástico com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

Novamente, a maior diferença de resultados também está entre o modelo passo a passo e o modelo com atraso de um quarto. De modo geral, os modelos elásticos tendem a retornar deslocamentos mais contínuos, devido a ausência de plastificação.

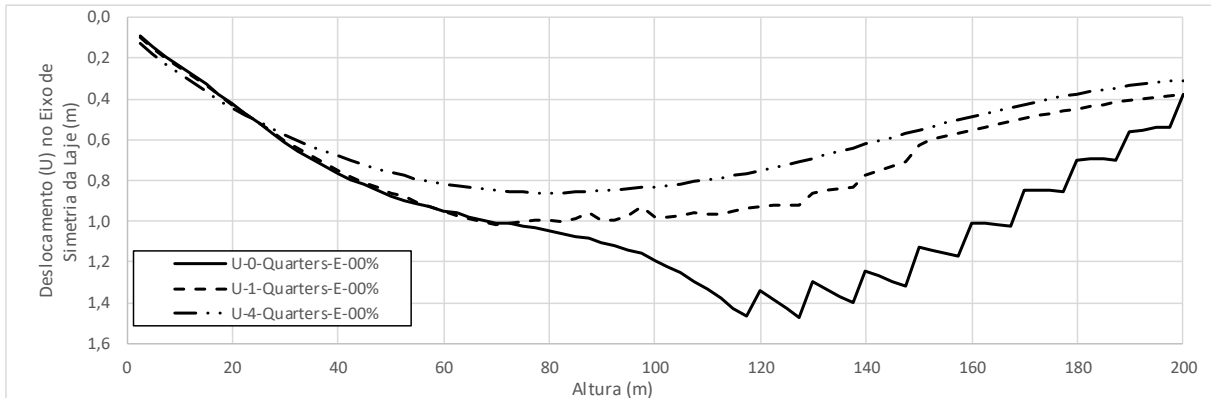


Figura 7.27 – Deslocamentos U nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento.

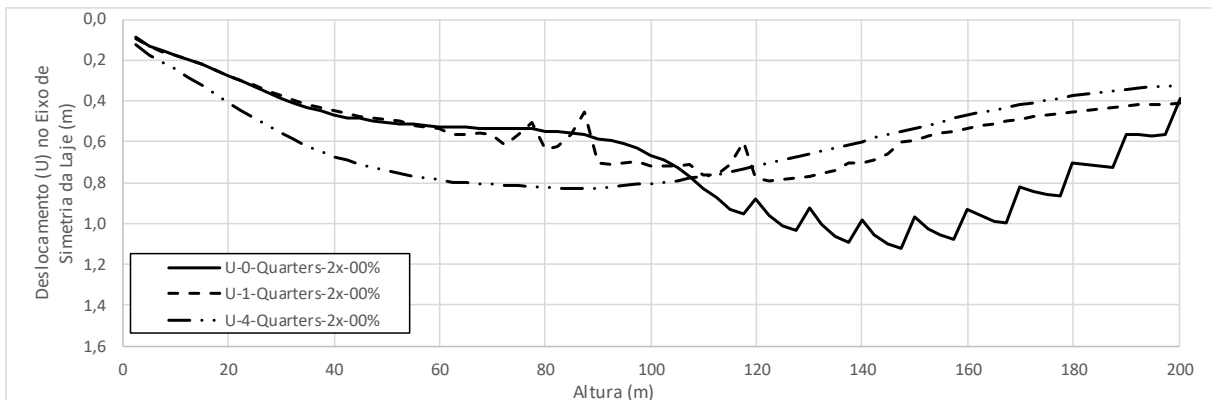


Figura 7.28 – Deslocamentos U nos modelos elásto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso.

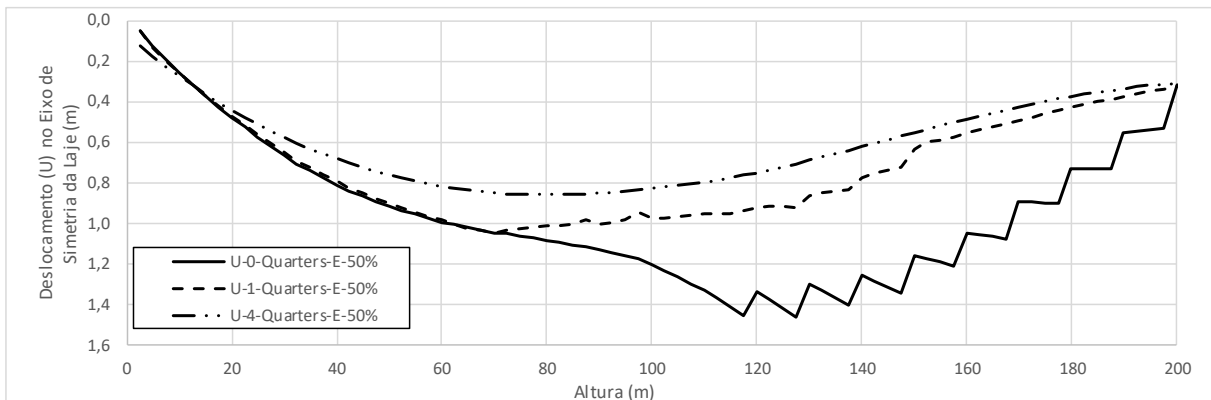


Figura 7.29 – Deslocamentos U nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento.

### 7.3.4 DESVIOS PERCENTUAIS

Por fim, o comparativo entre os desvios percentuais com relação à geometria de projeto, os gráficos no eixo de simetria da barragem. Como de costume: Figura 7.30 com o modelo elástico sem fluxo de colapso, a Figura 7.31 para o modelo elásto-plástico sem fluxo de colapso e a Figura

7.32 com o modelo elástico com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. Novamente, a maior diferença de resultados também está entre o modelo passo a passo e o modelo com atraso de um quarto. De modo geral, os modelos elásticos tendem a retornar deslocamentos mais contínuos, devido a ausência de plastificação.

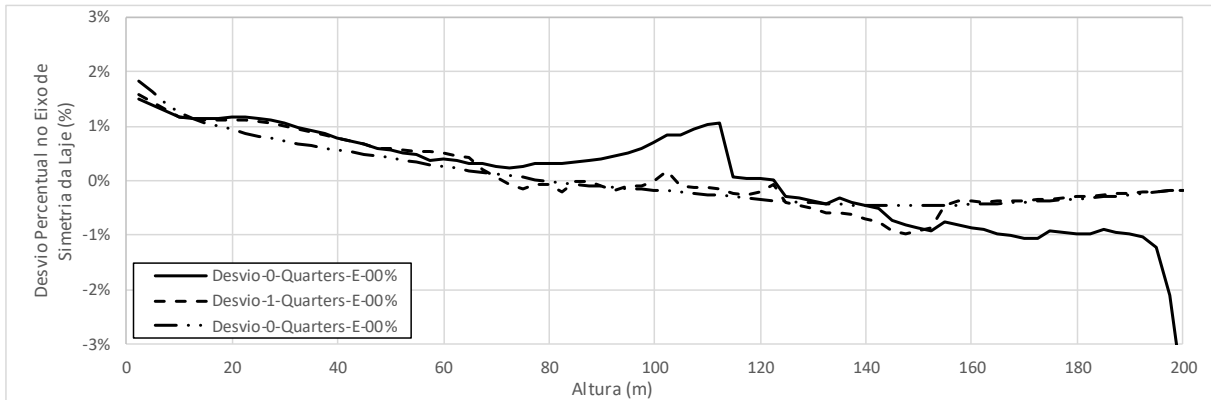


Figura 7.30 – Desvios nos modelos elásticos sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

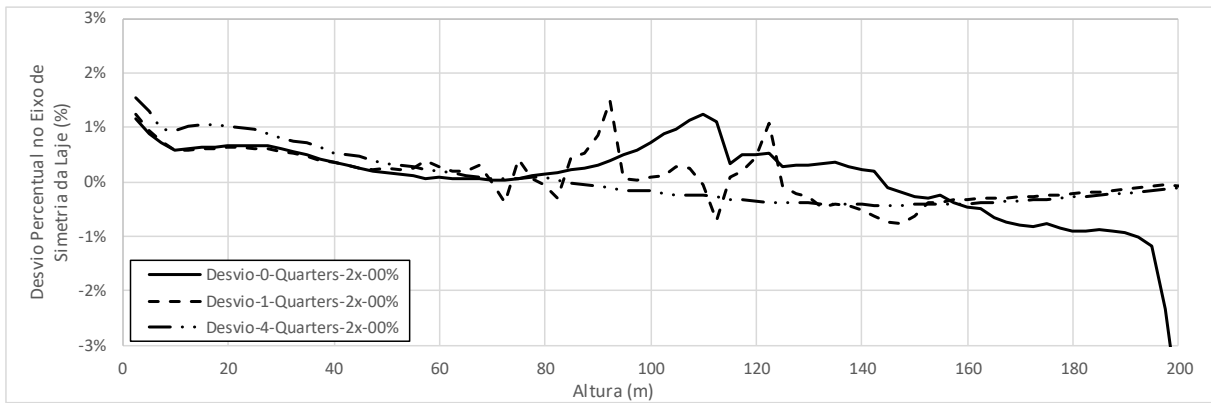


Figura 7.31 – Desvios nos modelos elasto-plásticos em proporção duas vezes sem fluxo de colapso.

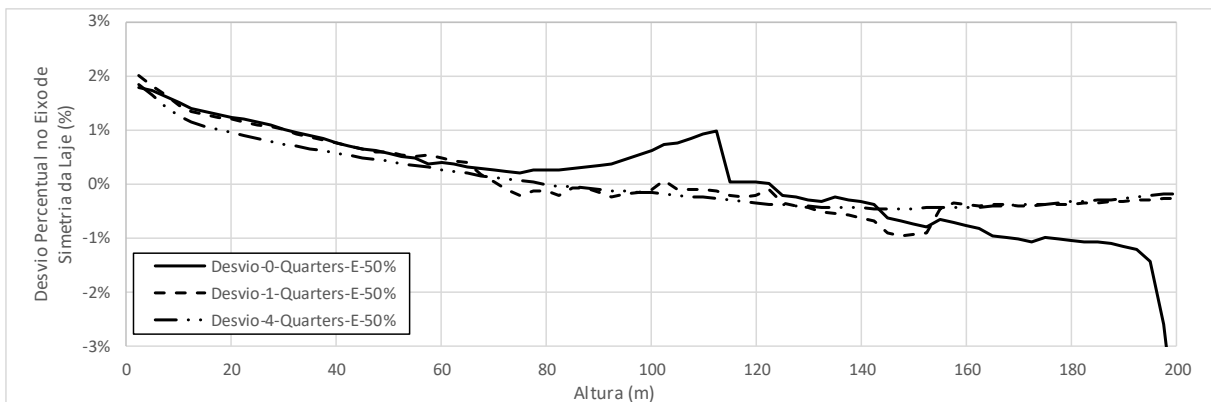


Figura 7.32 – Desvios nos modelos elásticos com o fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório.

## **7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO 7**

O Capítulo 7 trás os aspectos relacionados ao atraso de construção da laje, tendo como base alguns dos modelos calibrados no Capítulo 6. A questão é relacionada com a oportunidade de desvincular os deslocamentos do enrocamento com os deslocamentos da laje.

### **7.4.1 ANÁLISE CRÍTICA**

Restrito aos casos analisados e partindo da visão puramente comportamental, os piores arranjos de sequenciamentos seriam de alteamento passo a passo, onde as faixas de laje são concretadas acompanhando passo a passo cada um dos alteamentos do enrocamento. Nestes cenários, as tensões se acumulam logo no início do alteamento do maciço de enrocamento. Um dos modelos atingiu valores de tensões horizontais que chegam a 48 MPa, o que ultrapassa bastante as resistências à compressão típicas de concretos convencionais. Como ressaltado, este resultado expressivo se torna um ponto de atenção com relação à integridade estrutural da laje e este sequenciamento deve ser realmente evitado. A vantagem desta condição poderia estar associada aos possíveis ganhos em termos de um cronograma de obra mais fechado, com alguma antecipação do enchimento do reservatório.

Os arranjos de sequenciamentos com melhores comportamentos seriam obtidos com a concretagem da laje somente quando o aterro de enrocamento estivesse bem elevado ou totalmente construído. As tensões máximas dos modelos de três ou quatro quartos são as menores dentre os demais cenários. Entretanto, como desvantagens principal, pode-se ressaltar a perda de otimização de cronograma da obra. Quanto mais se demora para construir a laje, mais tempo para o enchimento do lago e maiores são os riscos associados às ondas de cheias durante o período construtivo. O cronograma mais aberto impacta também em questões financeiras diversas, tais como aumento de horas trabalhadas, no lucro cessante que seriam provindos do enchimento do lago. Quanto mais tempo para encher o reservatório, no caso de hidroelétrica, perde-se tempo de venda de geração de energia, em abastecimento urbano, perde-se tempo de venda da água, assim por diante.

Os resultados destes casos específicos sugerem que o equilíbrio entre o comportamento e cronograma poderia ser alcançado em um cenário de sequenciamento de atraso de concretagem da laje de pelo menos metade da altura da barragem.



## **8 CONCLUSÕES**

O estudo parte de uma visão puramente comportamental, na tentativa de provocar resultados de simulações que se assemelham à sequenciamentos próximos aos reais, o que eventualmente possam sugerir indícios de pontos de atenção com relação à integridade estrutural da laje. São implementados seis arranjos de sequenciamentos, desde alteamento passo a passo até a construção da laje somente ao final de todo alteamento do aterro de enrocamento.

A presente tese não possui prerrogativa principal de aprofundamento em questões que fogem as análises do comportamento de enrocamento e da laje, mas é importante pontuar outras questões relacionadas que podem impactar o tempo de obra de uma barragem, mesmo de forma sucinta.

Este trabalho parte da coleta de dados, passa pela calibração paramétrica e se conectando com resultados que podem otimizar decisões de projetos de uma determinada BEFC. Por fim, a grande contribuição da tese está na apresentação consistente de uma metodologia viável, bem embasada e que possui início, meio e fim, partindo da coleta de dados, passando pela calibração paramétrica e se conectando com resultados que podem otimizar decisões de projetos de uma determinada BEFC.

### **8.1 RESPOSTAS AOS OBJETIVOS**

As respostas aos objetivos estão apresentadas a seguir, com algumas imagens para facilitar a visualização com exemplos ilustrativos.

#### **8.1.1 OBJETIVO GERAL 1**

O primeiro objetivo geral consiste em propor e validar uma metodologia consolidada de calibração para o colapso e fluência de enrocamento aplicado a barragens com face de concreto que considere deformabilidade no tempo e fluxo propagado de enchimento do reservatório a partir de retro análise de caixas de recalque e deslocamentos na laje. Esta resposta foi apresentada ao longo dos Capítulos 5 e Capítulo 6 e com informações complementares no Apêndice A e Apêndice B. A Figura 8.1 mostra exemplos ilustrativos de comparação entre resultados lidos e calculados.

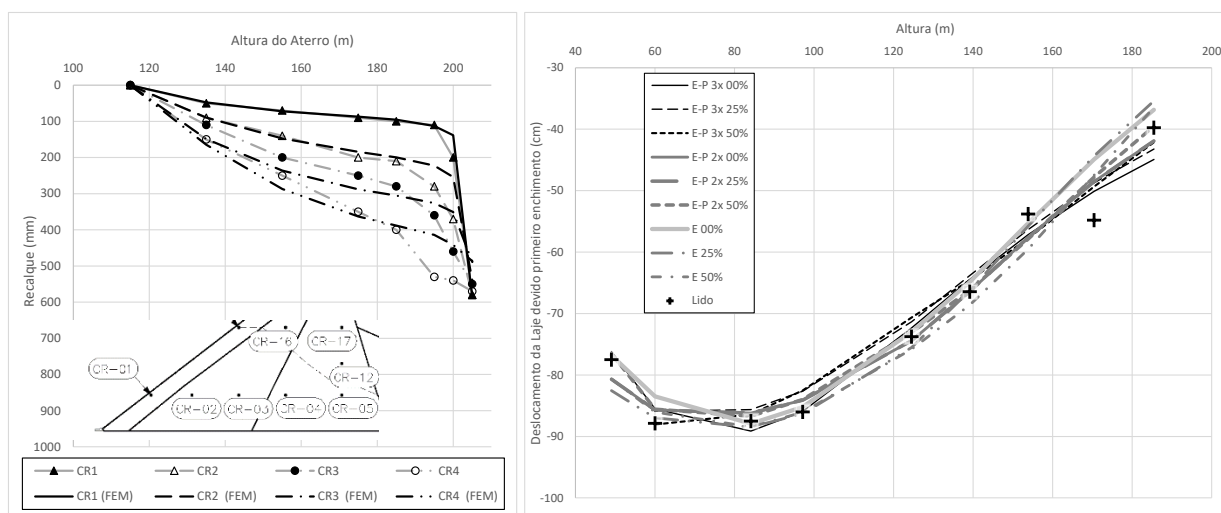


Figura 8.1 – Exemplo ilustrativo para a resposta ao primeiro objetivo geral, (a) caixas de recalque na construção e (b) deslocamento da laje devido o enchimento.

Os dois parâmetros calibrados alteram a deformabilidade vertical. Dentre os 16 modelos testados, nove deles ficaram com resultados bem ajustados tanto na fase construtiva quanto durante o enchimento, o que viabiliza o segundo objetivo específico da tese. Os nove modelos são: EP-03x-00%; EP-03x-25%; EP-03x-50%; EP-02x-00%; EP-02x-25%; EP-02x-50%; E-00%; E-25% e; E-50%. Ultrapassando os bons resultados em si, fica registrada uma metodologia viável, bem embasada e que possui início, meio e fim. Importante reforçar que cada arranjo possui diferentes deslocamentos horizontais, pois a auscultação lida de deslocamentos horizontais em barragens de enrocamento, de modo geral, não possui boa precisão.

Caso fossem definidos modelos constitutivos mais sofisticados, isto envolveria uma dificuldade ainda maior para calibração. Além disso, sem um suporte massivo de resultados de laboratório, qualquer resultado mais rebuscado recairia inevitavelmente em uma abordagem semiempírica para estimar e fixar parâmetros que não podem ser calibrados. Os demais modelos do Capítulo 5 foram usados para construção de uma sensibilidade de parâmetros. Três deles foram usados sem fluência ou colapso como artifício de calibração inicial dos módulos de deformabilidade e os quatro restantes foram importantes para delimitação e compreensão do método proposto.

Após coleta comparativa dos nove modelos bem calibrados, foram plotados os pares de parâmetros em diferentes configurações. A partir dos gráficos de pares agrupados, foi observado que esta plotagem poderia estar presente ao longo do processo de calibração, o que seria orientativo para buscar o ajuste fino nos padrões de distribuição dos pontos. Este processo seria benéfico para melhoria dos resultados finos da calibrados de parâmetros.

## 8.1.2 OBJETIVO GERAL 2

O segundo objetivo geral consiste em avaliar a influência de tensões e deslocamentos na laje de concreto em diferentes atrasos de sequenciamento construtivo com relação ao alteamento do enrocamento com parâmetros já calibrados como resposta do primeiro objetivo geral. As respostas estão registradas no Capítulo 7 com informações adicionais no Apêndice C. O gráfico sintético de resultados de tensões máximas na laje entre diferentes modelos e diferentes atrasos da laje estão no exemplo ilustrativo da Figura 8.2. Dentre os seis arranjos de sequenciamentos estudados, as tensões de compressão na direção das ombreiras ficam bastante acentuadas caso o atraso construtivo da laje seja menor que metade da barragem.

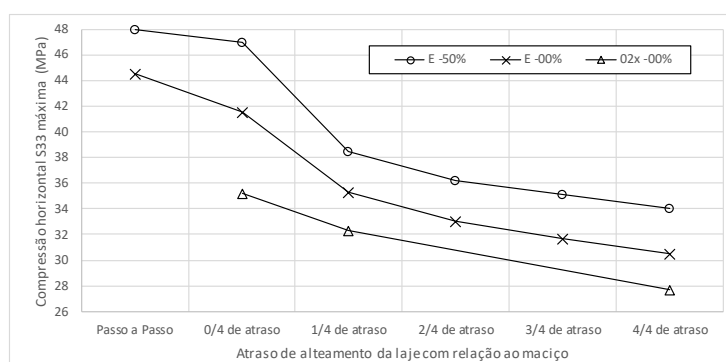


Figura 8.2 – Exemplo ilustrativo para a resposta ao segundo objetivo geral com as tensões máximas para cada atraso da laje.

Nas aplicações tridimensionais, foram usadas as calibrações dos Modelo EP-02x-00%, Modelo E-00% e Modelo E-50% do Capítulo 6. As análises foram focadas no comportamento da laje, simuladas em seis diferentes arranjos de sequenciamento de atrasos construtivo. O estudo se torna único devido a exposição detalhada do artifício numérico singular de substituições sucessivas da camada de face do enrocamento. A estratégia viabiliza o acionamento da laje de concreto em sua espessura correta de projeto e permite a convergência numérica de um modelo tridimensional bastante complexo.

Os arranjos de sequenciamentos com melhores comportamentos seriam obtidos com a concretagem da laje somente quando o aterro de enrocamento estivesse bem elevado ou totalmente construído. As tensões máximas dos modelos de três ou quatro quartos são as menores dentre os demais cenários. Entretanto, como desvantagens principal, pode-se ressaltar a perda de otimização de cronograma da obra. Quanto mais se demora para construir a laje, mais tempo para o enchimento do lago e maiores são os riscos associados às ondas de cheias durante o período construtivo. O cronograma mais aberto impacta também em questões financeiras diversas, tais

como aumento de horas trabalhadas, no lucro cessante que seriam providos do enchimento do lago. Quanto mais tempo para encher o reservatório, perde-se tempo de venda de geração de energia, venda da água para abastecimento urbano ou irrigação, entre outros aspectos.

Os resultados sugerem que o equilíbrio entre a comportamento e cronograma poderia ser alcançado em um cenário de sequenciamento de atraso de concretagem da laje de pelo menos metade da altura da barragem. A avaliação da influência do atraso fornece visão ampla que responde ao segundo objetivo específico da tese.

### 8.1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO 1

O primeiro objetivo específico consiste em adaptar as formulações matemáticas da equação de fluxo de calor e do comportamento da dilatação térmica ortotrópica como artifício para acoplagem com comportamento mecânico de fluxo e colapso sem interferência da sucção na tensão efetiva de enrocamentos. As respostas foram fornecidas no Capítulo 4, que apresenta a adaptação das formulações matemáticas da equação de fluxo de calor e do comportamento da dilatação térmica para resposta parcial do primeiro objetivo específico, conforme imagem ilustrativa da Figura 8.3.

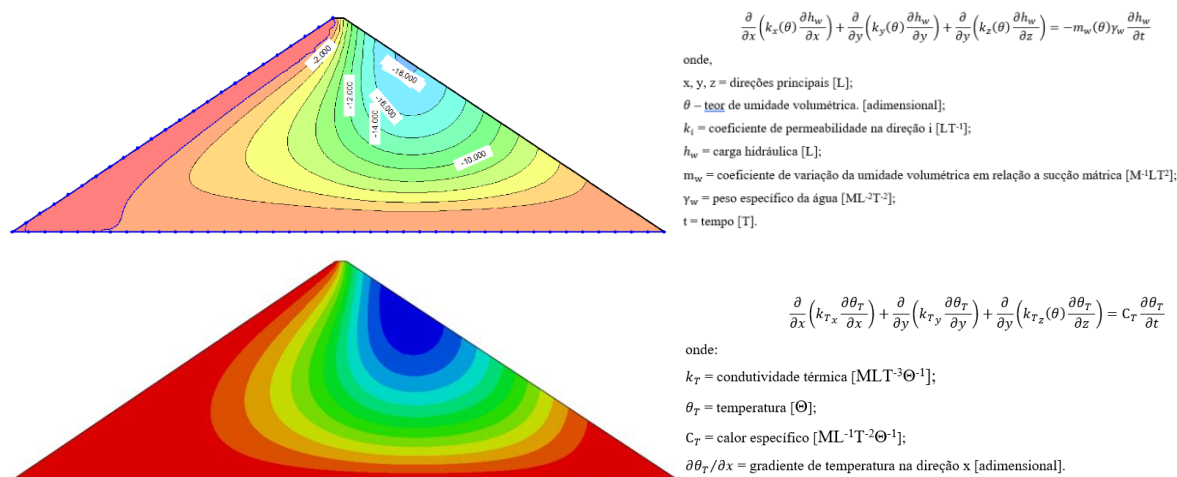


Figura 8.3 – Exemplo ilustrativo em resposta ao primeiro objetivo específico, com imagens de (a) fluxo em meios porosos e (b) fluxo de calor.

### 8.1.4 OBJETIVO ESPECÍFICO 2

O segundo objetivo específico consiste em viabilizar a calibração de modelagem de colapso de enrocamento no tempo e com fluxo de umedecimento a partir de dados de instrumentação de

caixas de recalque e deslocamentos na laje em uma seção de BEFC. A resposta está consolidada no Capítulo 5, com a proposta de propagação por imposição de condição de contorno como no exemplo ilustrativo da Figura 8.4. As calibrações só foram possíveis com aplicação de alguma fluência construtiva, mas a propagação de fluxo devido o enchimento do reservatório não foi obrigatório para representar o deslocamento na laje. De todo modo, retornou resultados considerados bem calibrados para até 50% faltante de imposição de redução de volume na direção vertical. O cenário de 75% faltante não apresentou boa calibração em nenhum dos modelos testados.

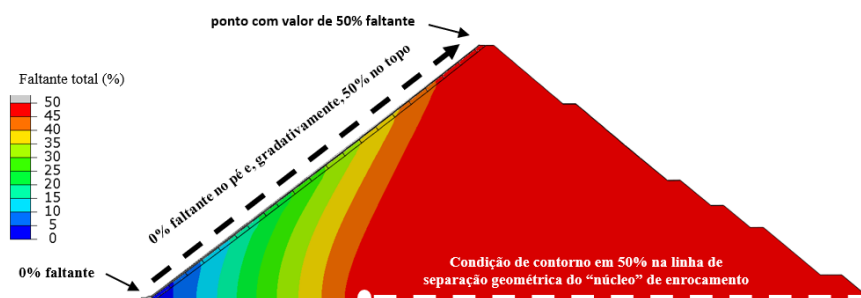


Figura 8.4 – Exemplo ilustrativo em resposta ao segundo objetivo específico para imposição de fluxo de calor para indução de redução vertical de volume.

### 8.1.5 OBJETIVO ESPECÍFICO 3

O terceiro e último objetivo específico consiste em provocar resultados que possam sugerir a indução de fissuramento na laje de BEFC a partir dos resultados do modelo tridimensional calibrado aos dados de instrumentação, considerando diferentes atrasos entre o alteamento do enrocamento e construção da laje. As respostas podem ser consultadas no Capítulo 7, restrito aos casos analisados, os piores arranjos de sequenciamentos seriam de alteamento passo a passo, onde as faixas de laje são concretadas acompanhando passo a passo cada um dos alteamentos do enrocamento. Nestes cenários, as tensões se acumulam logo no início do alteamento do maciço de enrocamento. Um dos modelos atingiu valores de tensões horizontais que chegam a 48 Mpa (exemplo ilustrativo na Figura 8.5), o que ultrapassa bastante as resistências à compressão típicas de concretos convencionais.

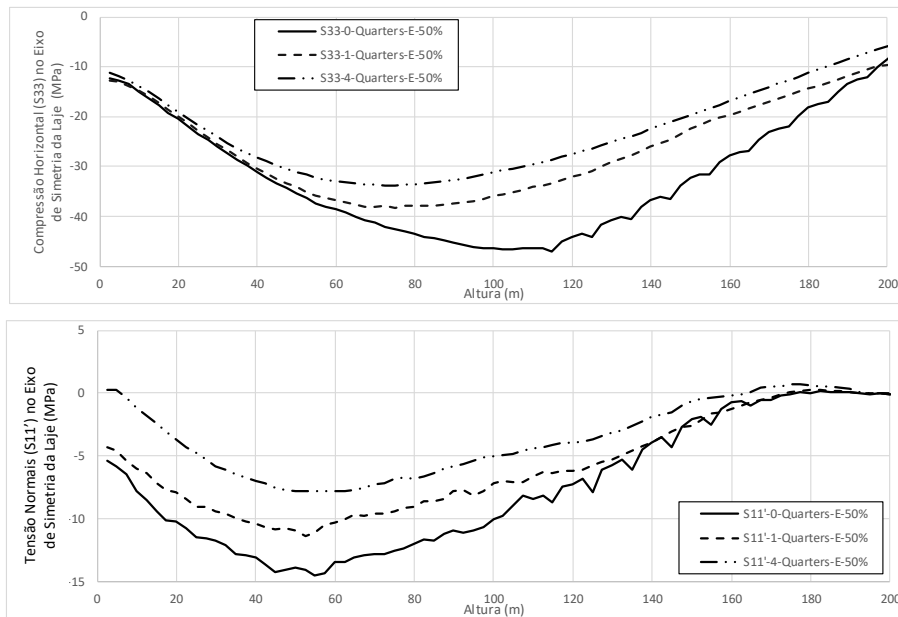


Figura 8.5 – Exemplo ilustrativo em resposta ao terceiro objetivo específico. Com tensões no eixo de simetria da laje (a) compressão na direção horizontal e (b) tensões normais.

Como ressaltado, este resultado expressivo se torna um ponto de atenção com relação à integridade estrutural da laje e este sequenciamento deve ser realmente evitado. A vantagem desta condição poderia estar associada aos possíveis ganhos em termos de um cronograma de obra mais fechado, com alguma antecipação do enchimento do reservatório. Esta avaliação pode sugerir indução de fissuramento da laje.

## 8.2 RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS

- A nuvem de calibração pode ser a base para ajudar na obtenção de padrões de comportamento e proposta de um novo modelo constitutivo, pois ambos os parâmetros alteram a deformabilidade vertical.
- Calibrações que incorporem os resultados lidos de deslocamentos horizontais.
- Aplicação da metodologia em outros tipos de BEFC.
- Realizar análises econômicas para otimização do atraso idela da laje, com verificação da viabilidade de aumento da espessura da laje.
- Compilar diferentes tipos de simulações em BEFC para verificar a possibilidade de padronização
- Compilar diferentes tipos de simulações em BEFC para verificar a possibilidade de estruturação de recomendação padronizada de orientação para projetos futuros;

- Adicionar os elementos de ombreira nas análises, se possível considerando variações de poropressões decorrentes da elevação freática devido o enchimento do reservatório, também com forças de percolação;
- Buscar resultados de auscultação do fluxo de umidades internas do maciço de enrocamento e consiga também avaliar umidade relativa do ar, principalmente nas proximidades da face de montante;
- Realizar análises comparativas entre parâmetros provenientes de ensaios de laboratório em escala reduzida com parâmetros obtidos pelas calibrações de retro análise de instrumentações em algum exemplo real de BEFC.

## **BIBIOGRAFIA**

- ALONSO, E.E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. *Geotechnique* 40, No. 3, 405–430.
- ALONSO, E.E., OLIVELLA, S. & PINYOL, N.M. (2005). A review of Beliche Dam. *Geotechnique* 55, No. 4, 267–285
- ALONSO, E.E., OLIVELLA, S., SORIANO, A., PINYOL, N.M. & ESTEBAN, F. (2011) Modelling Lechago earth and rockfill dam. *Géotechnique*, 61(5): 387–407.
- Chavez, C. (2004). Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Chavez, C. & Alonso, E. E. (2003). A constitutive model for crushed granular aggregates which includes suction effects. *Soils Found.* 43, No. 4, 215–227.
- Chavez, C., Romero, E. & Alonso, E. E. (2009). A rockfill triaxial cell with suction control. *Geotech. Testing J.* 32, No. 3, 219–231.
- ANTUNES, J., XAVIER, L. V., GASPARETTO, M., & PEREIRA, R. F. (2007). CFRD Dams-Mathematical Modeling Study about the Shape of the Valley. III Symposium on CFRD Dams Honoring J. Barry Cooke, Florianopolis, Brazil, 27-36.
- ATKINSON B.K. & MEREDITH P.G. (1987). The theory of subcritical growth with applications to minerals and rocks. In: Atkinson B.K. ed. *Fracture mechanics of rock*. London: Academic Press, p. 111-166.
- BASSO, R.V. (2007). Estudo tensão-deformação de um enrocamento visando barragens de enrocamento com face de concreto. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 112 p.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963), “Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Unsaturated Soils,” *Geotechnique*, vol. 13, no. 3, pp. 177-197.
- BISHOP, W. (1959), “The Principle of Effective Stress,” lecture delivered in Oslo, Norway, in 1955; published in *Teknisk Ukeblad*, vol. 106, no. 39, pp. 859-863.
- BORGES, JMV (2009). Barra Grande hydropower plant design, construction and performance. Main Brazilian Dams III. Design, Construction and Performance.
- CIWRHR, China Institute of Water Resources and Hydropower Research (2016). The research report of deformation characteristics and engineering measures on 300 m grade high face rockfill dam Tsinghua. University, Wuhan University, Hohai University, Nanjing Hydraulic Research Institute. China.



- CHEN, Y., GU, C. SHAO, C., QIN, X. (2019). Parameter Sensitivity and Inversion Analysis for a Concrete Face Rockfill Dam Based on CS-BPNN. *Advances in Civil Engineering – Hindawi*. 17 p.
- QIN, X., GU, C. SHAO, C., CHEN, Y., VALLEJO, L., ZHAO, E. (2020). Safety evaluation with observational data and numerical analysis of Langyashan reinforced concrete face rockfill dam. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Springer Nature.
- CLEMENTS, R. P. (1981). The deformation of rockfill: inter-particle behaviour, bulk properties and behaviour in dams. PhD thesis, Faculty of Engineering, King's College, University of London.
- CLEMENTS, R. P. (1984). "Post-construction deformation of rockfill dams." *J. Geotech. Eng.*, 110-71, 821–840.
- COOKE, J.B., (1960). "Symposium on Rockfill Dams," *Transactions, ASCE*, Vol. 104.
- COOKE, J.B. (1964). "Design, Methods of Construction, and Performance of High Rockfill Dams," *Eighth ICOLD Congress*, Vol. IV, pp. 595-621.
- COOKE, J. B. (1984). "Progress in rockfill dams-18th Terzaghi Lecture. *Journal Geotechnical Engineering*, 110-10, 1383–1414.
- COOKE, J.B. & SHERARD, J.L. (1987). Concrete face rockfill dam. *Journal Geotechnical Engineering*. Div. ASCE, New York, 133 (10): 1113-1132.
- CRUZ, P.T. & PEREIRA, R.F. (2007). The rockfill of Campos Novos – CFRD. *Proceedings 3rd Symposium on CFRD-Dams*, Florianópolis, pp. 207-216.
- DE MELLO, V.F.B. (1977) "Seventh Rankine Lecture: Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams". *Géotechnique*, 27(3), 279-356.
- DELGADO RODRIGUES, J., VEIGA PINTO, A. & MARANHA DAS NEVES, E. (1982). Rock index properties for prediction of rockfill behavior. *Proc. 4th int. Cong. of the IAEG*, New Delhi, pp. VI 39-47.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.M. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5), 1629-1653.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WANG, K.S., and OZAWA, Y. (1984). FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- FARIAS, M.M. (1993). Numerical analysis of clay core dams. PhD thesis, University College of Swansea.
- FITZPATRICK, M.D., COLE, B. A., KINSTLER, F.L. & KNOOP, B.P. (1985). Design of concrete-faced rockfill dams." *Concrete Face Rock-fill Dams - Design, Construction, and*

- Performance". Proceedings of the Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the ASCE, Detroit, 111, 410-434.
- FOURIER, J. (1878). The Analytical Theory of Heat. Translated with notes by Alexander Freedman, Cambridge. London.
- FREDLUND, D.G. & BARBOUR S.L. (1987). The role of kriging in slope stability analysis, Annual Conference on Canadian Society of Civil Engineers, Computer Applications in Civil Engineering, Calgary, Alberta, maio 25-27. pp, 41-57.
- FREDLUND, D.G. (1978). Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils. Canadian Geotechnical Journal, 16(1), p. 121-139.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 13, 261.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT5):447-466
- FRUTUOSO, A. (2007). Análises tridimensionais de barragens de enrocamento com face de concreto com objetivo de otimizar os critérios de projeto. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília. 169 p.
- FRUTUOSO, A.S., ASSIS, A.P., FARIAS, M.M. & CORDÃO NETO, M.P. (2015). Three-dimensional analyses of concrete face rockfill dams: Barra Grande case study. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 6407/0533-6426.
- FUMAGALLI, E. (1969). Tests on cohesionless materials for rockfill dams. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95(SM1): 313-330.
- GALLOWAY, J.D. (1939). "The design of rock-fill dams. Transactions. American Society of Civil Engineers, Vol. 104, Paper No. 2015, pp. 1-24.
- GROWDON, J.P. (1960). Nantahala sloping core dam. Trans. American Society of Civil Engineers, Vol. 125, Part II, pp. 160-82.
- HAYES, R.D. (1964). Settlement of ALCOA dams. Personal communication SOWERS et al. (1965).
- HOWSON, G.W. (1939). Howson on design of rockfill dams. Trans. American Society of Civil Engineers, Vol. 104, p. 42.
- HUNTER, G., FELL, R. (2002). "Deformation behaviour of rockfill." UNICIV Rep. No. R-405, School of Civil and Environmental Engineering, Univ. of New South Wales, Sydney, Australia.
- ICOLD. (2010). Concrete face rockfill dams – concepts for design and construction. Bulletin 141, 408 p.

- JUSTO, J.L. & SAURA, J. (1983). Three-dimensional analysis of Infiernillo dam during construction and filling of the reservoir. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 7, No. 2, 225–243.
- KAY, S. M. (1998). *Fundamentals of Statistical Signal Processing: Estimation Theory*. University of Rhode Island. Upper Saddle River, 576 p.
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978). *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. 2nd Edition, Trans Tech Publications, Switzerland.
- LAWTON, F. L. LESTER, M. D. (1964), “Settlement of Rockfill Dams,” *Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams, Edinburgh, Vol. 3*, pp.
- LEONARD, G. K., RAINE, O. K. (1960). TVA central core dams. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part II, pp. 190-206.
- MA, H., CHI, F. (2016). *Technical Progress on Research for the Safety of High Concrete-Faced Rockfill Dams. Engineering*. Huaneng Lancang River Hydropower, Inc., Kunming 650214, China.
- MAHABAD, N. M., IMAM, R., JAVANMARDI, Y., JALALY, H. (2012). Three-dimensional analysis of a concrete-face rockfill dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering* 165, pp. 1–21.
- MAIA, P. C. A. (2001). *Avaliação do Comportamento Geomecânico e de Alterabilidade de Enrocamentos*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 351p.
- MARACHI, N.D., CHAN, C.K., SEED, H.B. & DUNCAN, J.M. (1969). Strength and deformation characteristics of rockfill materials, Department of Civil Engineering, Report No. TE-69-5. University of California.
- MARSAL, R. J. (1973). Mechanical properties of rockfill. *Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume*.
- MASCARENHAS, M.M.A. CORDÃO NETO, M.P. SILVA, M.T.M.G. (2016). Alternative Method for Analysing Hydromechanical Behaviour of Unsaturated Soils. *Soils and Rocks, São Paulo*, 39(1): 29-39, January-April.
- MATERÓN, B., FREITAS, M. & CRUZ, P.T. (2014). *Barragens de enrocamento com face de concreto - Concrete face rockfill dam*, 2ª Edição. Oficina de Texto, São Paulo. 448 p.
- MATYAS & RADAHAKHISHNA (1968). Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils. *Géotechnique*. Volume 18 Issue 4, pp. 432-448.
- NAYLOR, D. J., MARANHA DAS NEVES, E. & VEIGA PINTO, A. A. (1997). A back-analysis of Beliche Dam. *Gèotechnique* 47, No. 2, pp. 221– 233.

- NAYLOR, D. J., MARANHA DAS NEVES, E., MATTAR, D. Jr & VEIGA PINTO, A. A. (1986). Prediction of construction performance of Beliche Dam. *Geotechnique* 36, No. 3, pp. 359–376.
- NAYLOR, D. J., MARANHA, J. R., MARANHA DAS NEVES, E. & VEIGA PINTO, A. A. (2001). A back-analysis of Beliche Dam *Geotechnique* 51, No. 4, pp. 377-381
- NAYLOR, D. J., TONG, S. L. & SHAHKARAMI, A. A. (1989). Numerical modelling of saturation shrinkage. *Proc. 3rd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG III)*, Niagara Falls, pp. 636–648.
- NAYLOR, D.J., PANDE, G.N., SIMPON, B. & TABB, R. (1981). *Finite element in geotechnical engineering*. Pineridge Press U.K. 245 p.
- NOBARI, E. & DUNCAN, J. (1972). Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams, Report No. TE-72-1, pp. 1–186. Berkeley: Office of Research Services, University of California.
- OLDECOP, L., ALONSO, E. E. (2001) A model for rockfill compressibility. *Géotechnique* 51, No. 2, pp. 127-139.
- OLDECOP, L., ALONSO, E. E. (2003) Suction effects on rockfill compressibility. *Géotechnique*. 53(2): pp. 289-292.
- OLDECOP, L. A., Alonso, E. E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Geotechnique* 57, No. 3, 289–301
- OLIVELLA, S., A. GENS, J. CARRERA, E. E. ALONSO (1996), 'Numerical Formulation for a Simulator (CODE\_BRIGHT) for the Coupled Analysis of Saline Media " *Engineering Computations*, Vol 13, No 7, pp. 87-112
- PEREIRA, J-M, COUSSY, O., ALONSO, E. E., VAUNAT, J, OLIVELLA, S (2010). Is the degree of saturation a good candidate for Bishop's X parameter? *Unsaturated Soils - Proc. Fifth Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Barcelona, Spain
- PINTO, N.L.S., MARQUES FILHO, P. L. (1998). Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs. *Hydropower & Dams*, 5-61, pp. 28–30.
- PINTO, N.L.S. (2007). Very high cfrd dams – behavior and design features. *III Symp. CFRD-Dams Honor. J. Barry Cooke*. Florianópolis.
- PRAMTHAWEE, P., JONGPRADIST, P. & SUKKARAK, R. (2017). Integration of creep into a modified hardening soil model for time-dependent analysis of a high rockfill dam. *Computers and Geotechnics*. 91, pp. 104–116.
- Rahardjo, H (1990). “The Study of Undrained and Drained Behavior of Saturated Soils,” Ph.D. dissertation, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 385 p.

- RAPOSO, R.S.P. (2016). Estudo Tridimensional dos Efeitos das Forças de Percolação em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-264/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 153 p.
- ROCHA, D. O. (2007). Análise hidromecânica da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação. 127 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Universidade de Brasília, Brasília.
- SABOYA, F. J., BYRNE, P. M. (1993). “Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams.” *Comput. Graph. Image Process.*, 30, pp. 690–701.
- SANTOS, A.C.C. (2019). Análise Crística da Previsão do Comportamento Mecânico de Enrocamentos por meio de Modelagem em Escala de Laboratório. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-152/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 580 p.
- SCHMIDT, L. A., Jr. (1960). Dix River dam. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part II, 28 p.
- SCHNITTER, N. J., (1994). *A History of Dams: the Useful Pyramids*. Rotterdam: Balkema.
- SNETHLAGE, J. B., F. W. SCHEIDENHELM, and A. N. VANDERLIP (1960). Review and statistics. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part II, pp. 678-703.
- SOBRINHO, J.A., XAVIER, L. V., ALBERTONI, S.C. & PEREIRA, R.F. (2007). Usina hidroelétrica campos novos - barragem de enrocamento com face de concreto - relato do desempenho, ocorrências e recuperação na face da barragem. XXVII Semin. Nac. Gd. Barragens, pp. 1–15.
- 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.
- STEELE, I. C., COOKE, J. B. (1960). Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part II, pp. 74-159.
- TADEPALLI, R. & FREDLUND, D.G. (1991). The collapse behavior of a compacted soil during inundation. *Can. Geotech. Journ.* 28, pp. 477-488.
- TERZAGHI, K. (1960). Discussion on Settlement of Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams. *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part II, pp. 139-48.
- VEIGA PINTO, A.A. (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Thesis, LNEC, Lisbon.
- WALLACE, T.S. (1963). The settlement of crushed rock, Master of Science Thesis, Georgia Institute of Technology.

- WEI K. & ZHOU S. (2015). Application of an elastoplastic model to predict behaviors of Concrete-Faced Rockfill Dam under complex loading conditions, *Journal of Civil Engineering and Management*, 21:7, pp. 854-865.
- WILSON, S.D. & SQUIER, R. (1969). "Earth and Rockfill Dams". State of Art Volume, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 137-206.
- XAVIER, L. V., ALBERTONI, S. C., ANTUNES, J., GASPARETTO, M., & PEREIRA, R. F. (2007). Concrete Face Rockfill Dams-Studies on Face Stresses through Mathematical Models. III Symposium on CFRD Dams Honoring J. Barry Cooke, Florianopolis, Brazil, pp. 129-138.
- YAO, F., GUAN, S, YANG, H., CHEN, Y, QIU H., MA G., LIU, Q. (2019). Long-term deformation analysis of Shuibuya concrete face rockfill dam based on response surface method and improved genetic algorithm *Water Resources and Hydropower Engineering*, Wuhan University, China. 9 pp.
- 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. *Computers and Geotechnics*. 31(7),559-573.
- ZHOU, M., ZHANG, B., JIEN, Y. (2016). Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam. *Soil and Foundations*. The Japanese Geotechnical Society. Japan. 12 p.

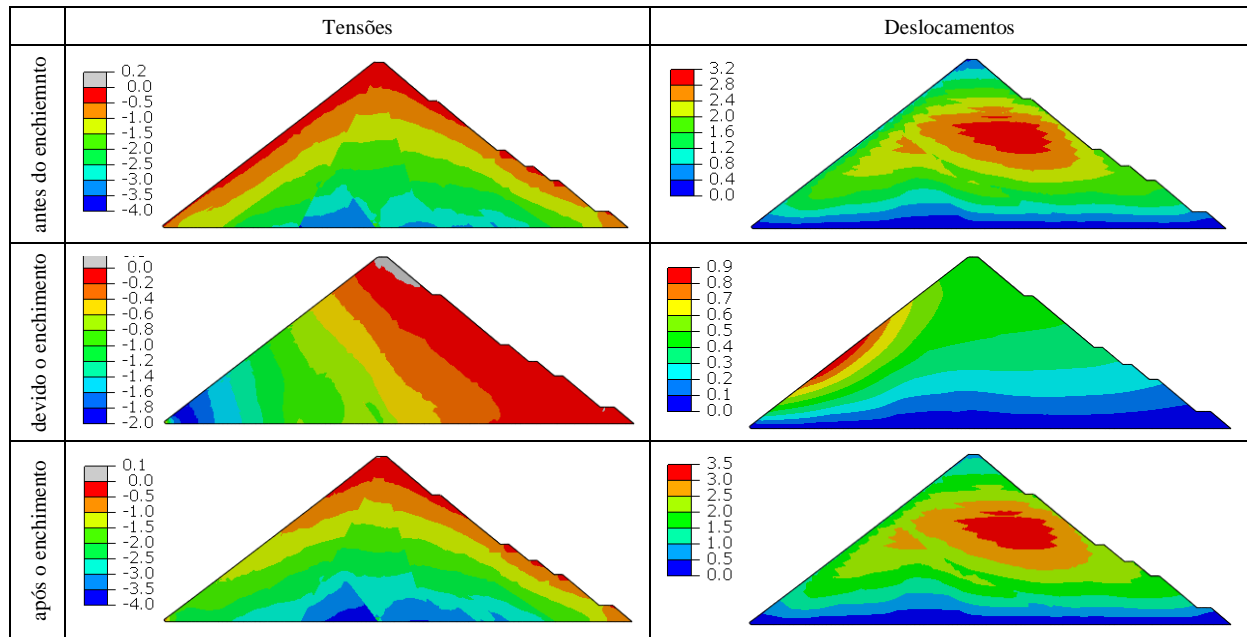
## APÊNDICE A

O Apêndice A mostra informações complementares do Capítulo 6 somente para o EP-03x-00% pois os demais resultados são mostrados no Apêndice B. Os quadros de isolinhas são antes, devido e depois do enchimento do reservatório:

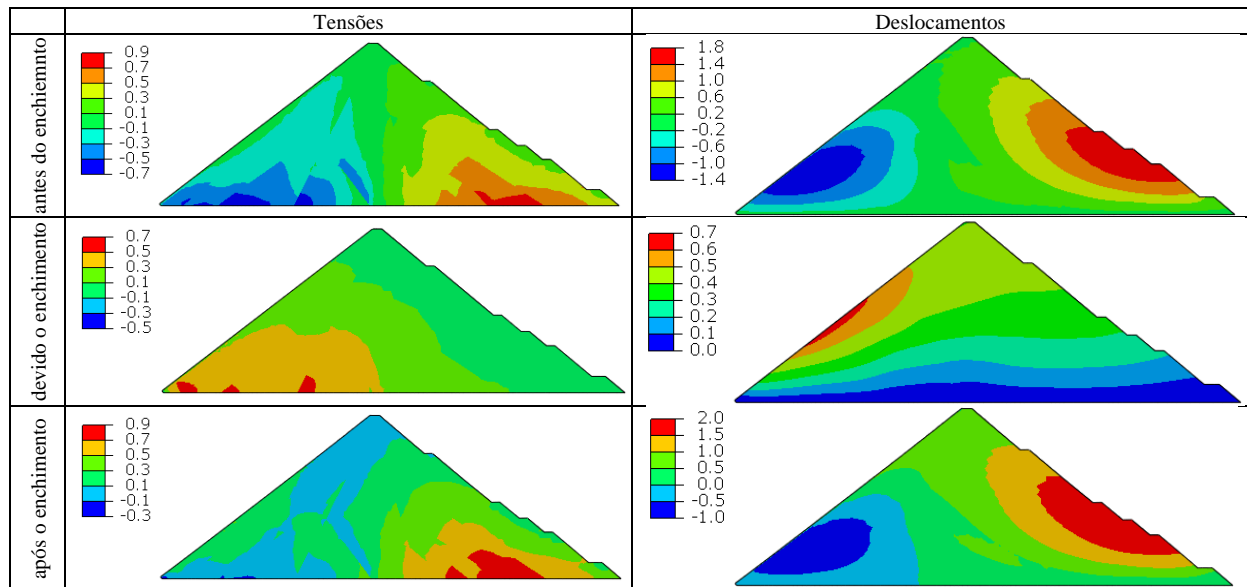
- Tensões e deslocamentos no Modelo EP-03x-00%. (Quadro A.1);
- Tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais no Modelo EP-03x-00%. (Quadro A.2);
- Tensões e deslocamentos no Modelo EP-03x-25%. (Quadro A.3);
- Tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais no Modelo EP-03x-25%. (Quadro A.4);
- Tensões e deslocamentos no Modelo EP-03x-50%. (Quadro A.5);
- Tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais no Modelo EP-03x-50%. (Quadro A.6);

## A.1 ISOREGIÕES EM MÓDULOS COM PROPORÇÃO DE TRÊS VEZES

Quadro A.1 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-03x-00%.

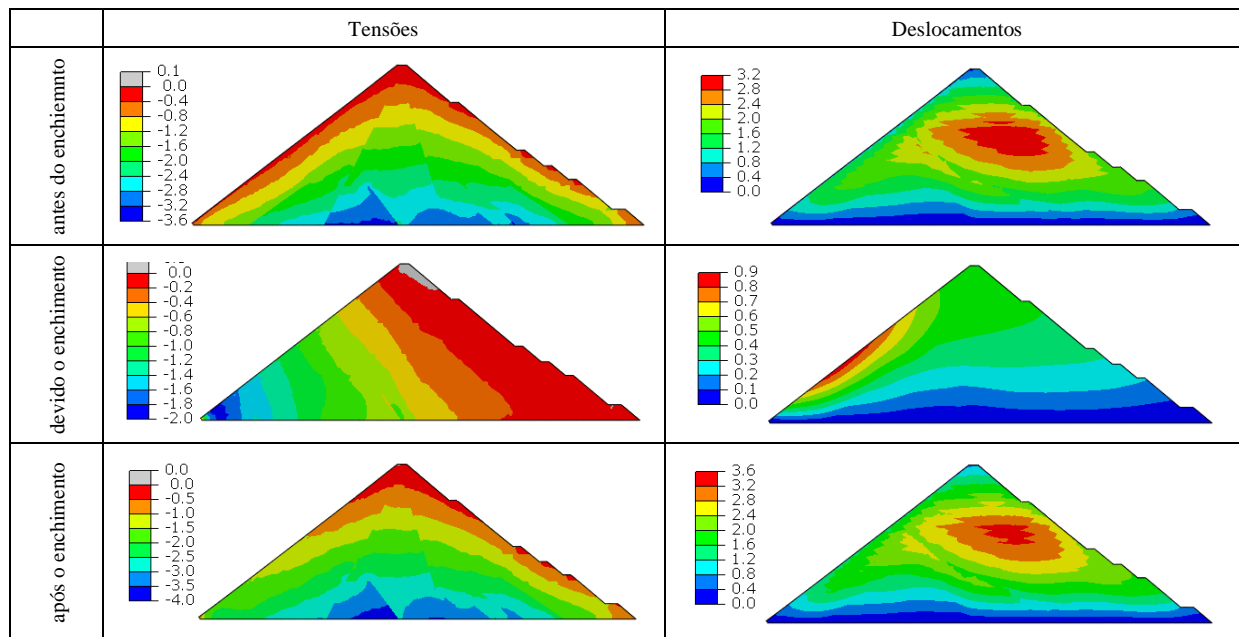


Quadro A.2 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-03x-00%.

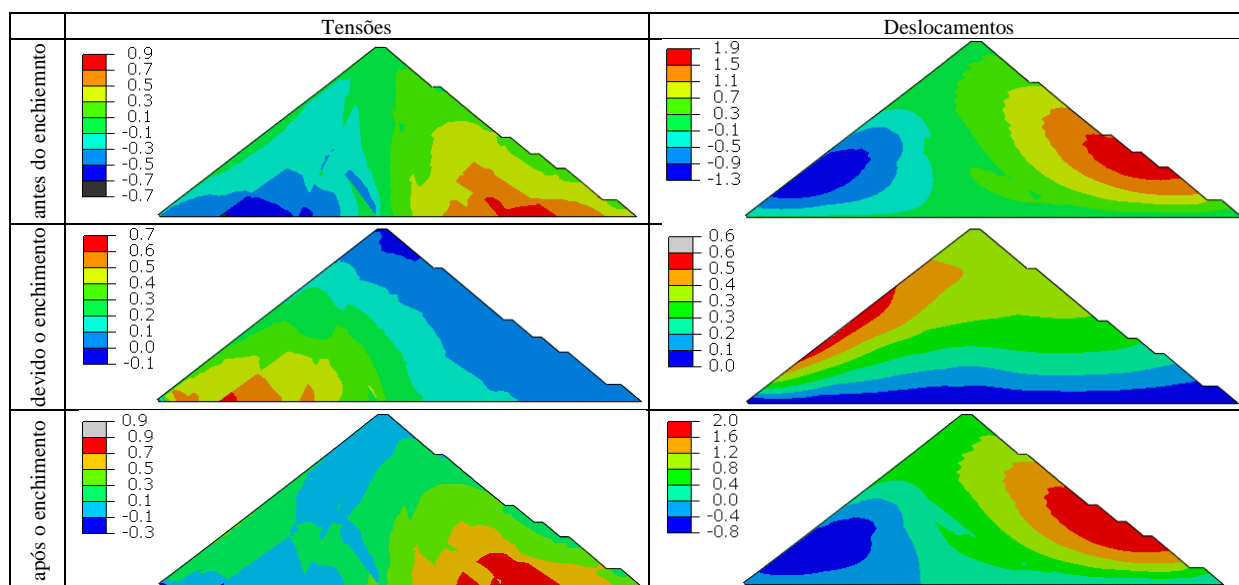




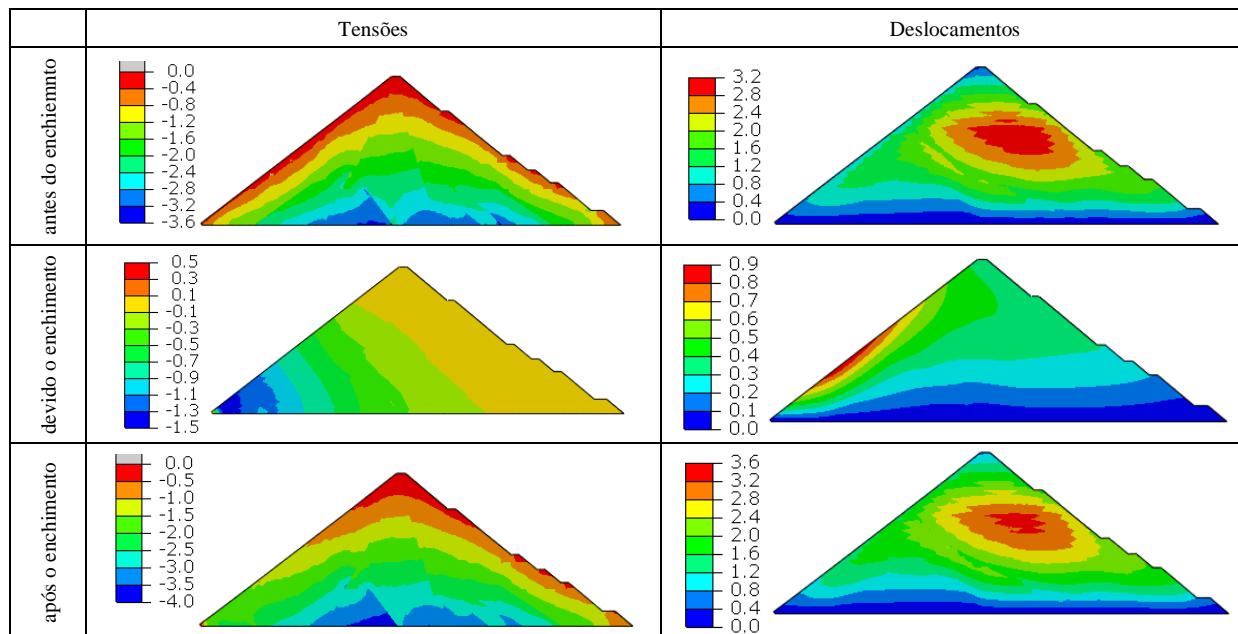
Quadro A.3 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-03x-25%.



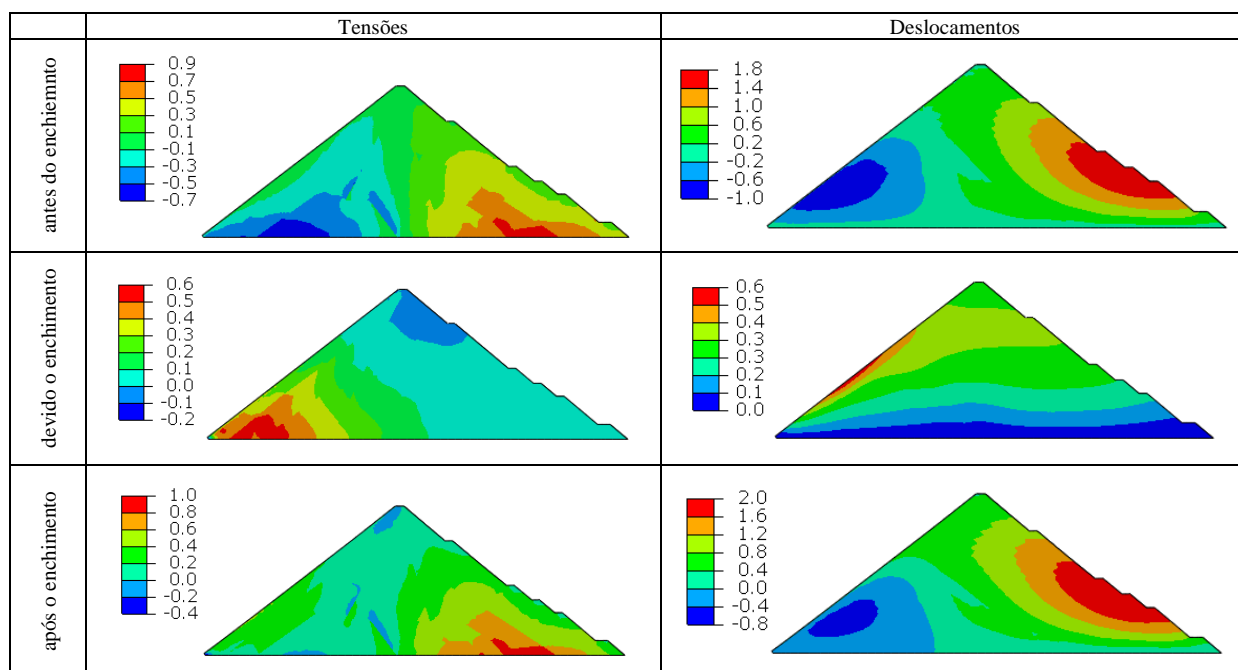
Quadro A.4 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-03x-25%.



Quadro A.5 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-03x-50%.



Quadro A.6 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-03x-50%.



## APÊNDICE B

### B.1 CALIBRAÇÃO EM MÓDULOS COM PROPORÇÃO DE DUAS VEZES

As calibrações com proporção de duas vezes entre os módulos elástico. Os deslocamentos de retorno devido aplicação do peso do reservatório se tornam um pouco mais suaves, pois o comportamento elasto-plástico é mais próximo do comportamento elástico. Esta etapa ajuda na indicação se o modelo elástico poderá apresentar bons resultados. Os itens a seguir apresentam os resultados primeiro sem qualquer fluência ou colapso, em seguida com 0% faltante, 25% faltante, 50% faltante e por fim, 75% faltante. Neste caso o limiar de calibração também ficou com 50% faltante. Neste sentido, a tentativa de 75% faltante não seguirá para o modelo elástico.

- **CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-02x: SEM FLUÊNCIA OU COLAPSO**

O Modelo EP-02x sem fluência ou colapso permite uma calibração dos resultados dos módulos de deformabilidade para etapa de enchimento do reservatório (Tabela 0.1). Esta estratégia ajuda a facilitar o processo de calibração, pois reduz o trabalho para somente um parâmetro. Neste caso foi possível atingir resultados considerados bem ajustados também para os deslocamentos devido enchimento do reservatório (Figura 0.1 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x sem colapso vs lidos de (Xavier et al., 2007). Figura 0.1). Os deslocamentos calculados durante a construção estão na Figura 0.2 e Figura 0.3, sem qualquer possibilidade de ajuste.

Tabela 0.1 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-02x sem colapso.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO					JUSANTE						
	3B					3D					3C						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ep (MPa)	50	40		40	40	70	100		100			80		80			50
Ee (MPa)	100	80		80	80	140	200		200			160		160			100
Colapso (%)	-	-		-	-	-	-		-			-		-			-

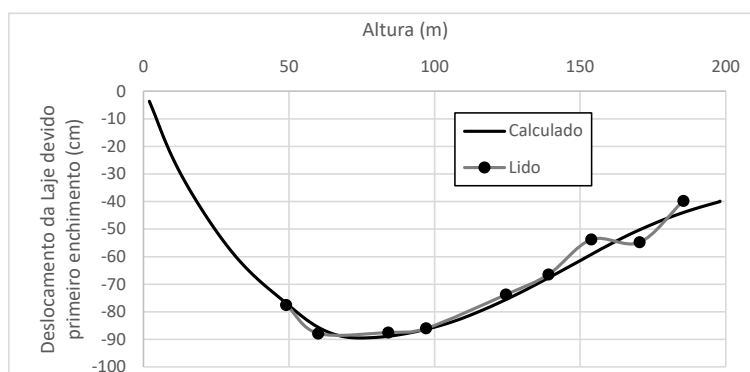


Figura 0.1 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x sem colapso vs lidos de (Xavier et al., 2007).

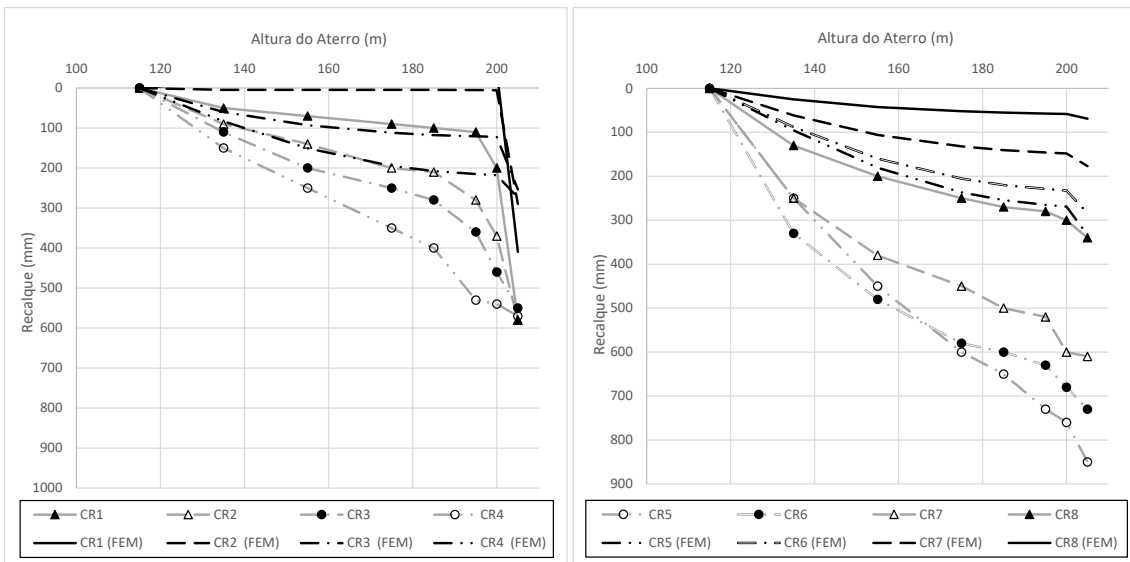


Figura 0.2 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-02x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

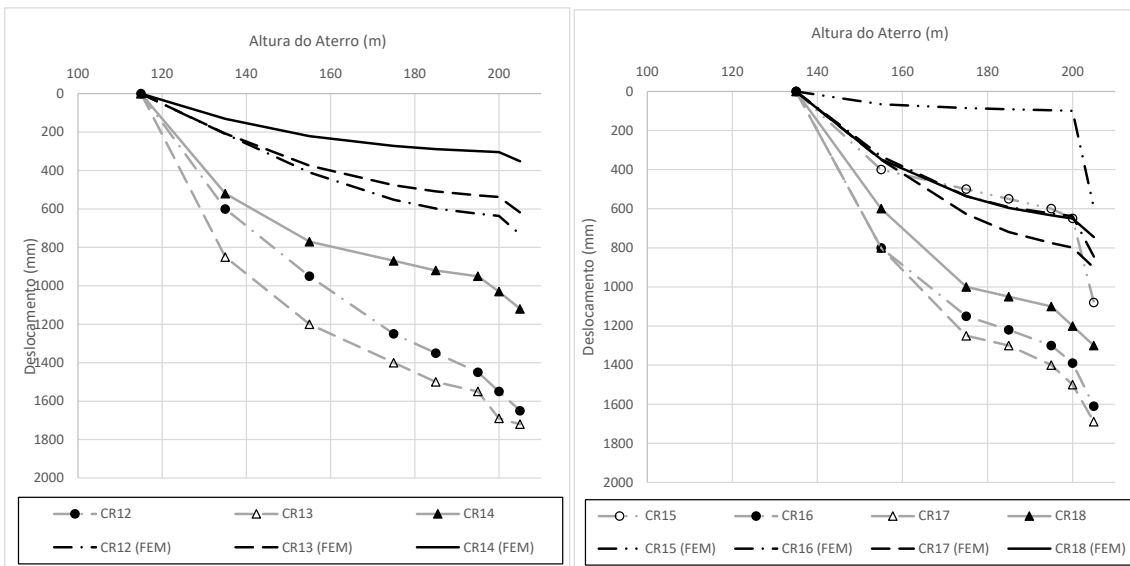


Figura 0.3 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-02x sem colapso vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

- **CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-02X-00%: 00% FALTANTE**

Nesta etapa, todo o colapso (ou fluência) ocorre durante o período construtivo. Os módulos de deformabilidade já calibrados no modelo anterior, sem fluência ou colapso. O esforço aqui é para ajustar o período construtivo cujos resultados são apresentados na Tabela 0.2. Os deslocamentos calculados e lidos são plotados nas Figura 0.4 Figura 0.5. Pelo fato de 100% do colapso (fluência) tenha ocorrido durante o período construtivo, a Figura 0.1 do Modelo EP-02x-00% é tão bom quanto os resultados da Figura 0.6.

Tabela 0.2 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-02x-00%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO					JUSANTE						
	3B					3D					3C						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ep (MPa)	50	40	40	40	40	70	100	100	100	100	100	80	80	80	80	50	50
Ee (MPa)	100	80	80	80	80	140	200	200	200	200	200	160	160	160	160	100	100
Colapso (%)	0,5	0,5	0,5	1,5	2	1	1,5	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1
Fluência* (%/ano)	0,29	0,29	0,29	0,88	1,18	0,59	0,88	1,77	1,77	1,77	1,77	1,18	1,18	1,18	1,18	0,59	0,59

\* calculado pela Equação 5.3.

O Quadro 0.1 apresenta as isorregiões de tensões máximas principais com deslocamentos totais lado a lado e o Quadro 0.2 apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes com deslocamentos horizontais. Antes, devido e depois do enchimento.

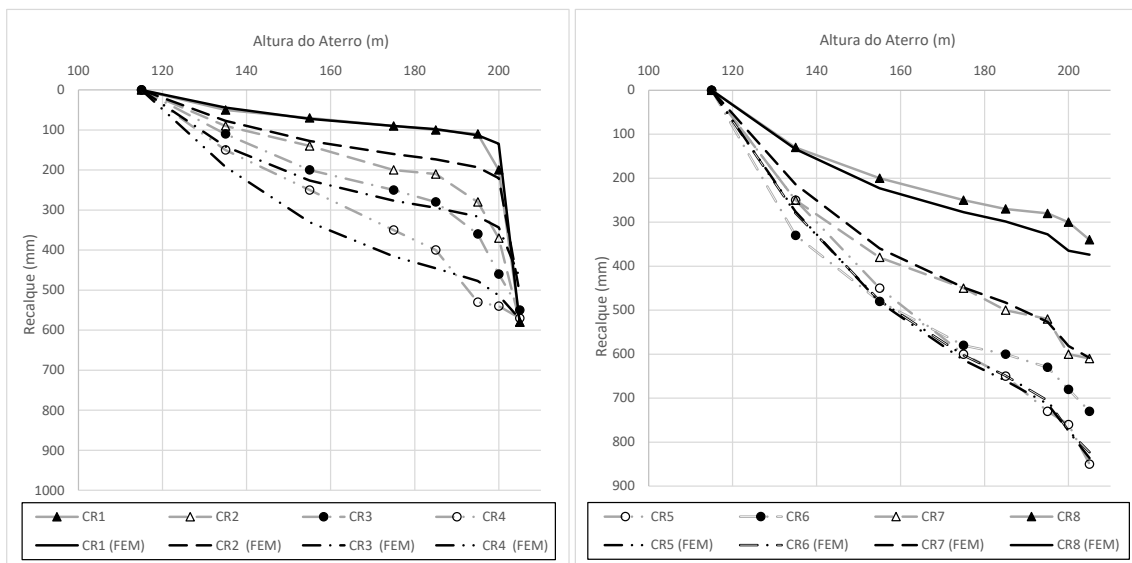


Figura 0.4 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-02x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

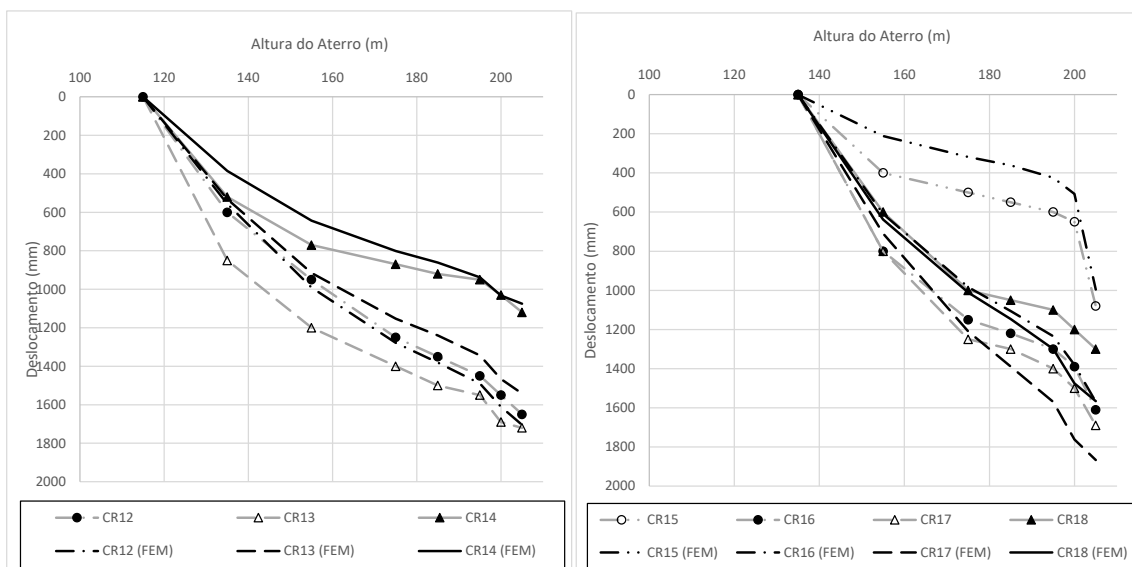


Figura 0.5 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-02x-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

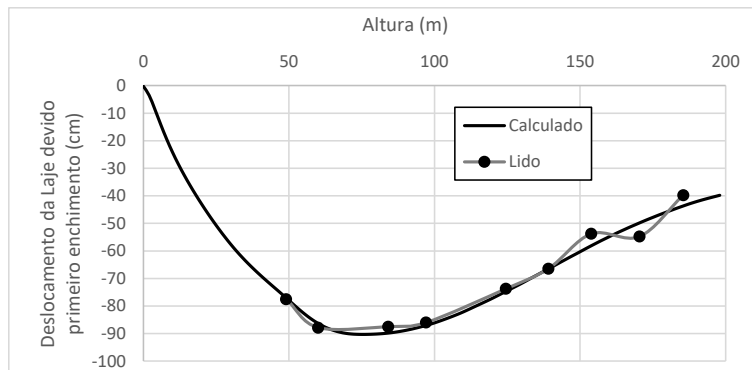
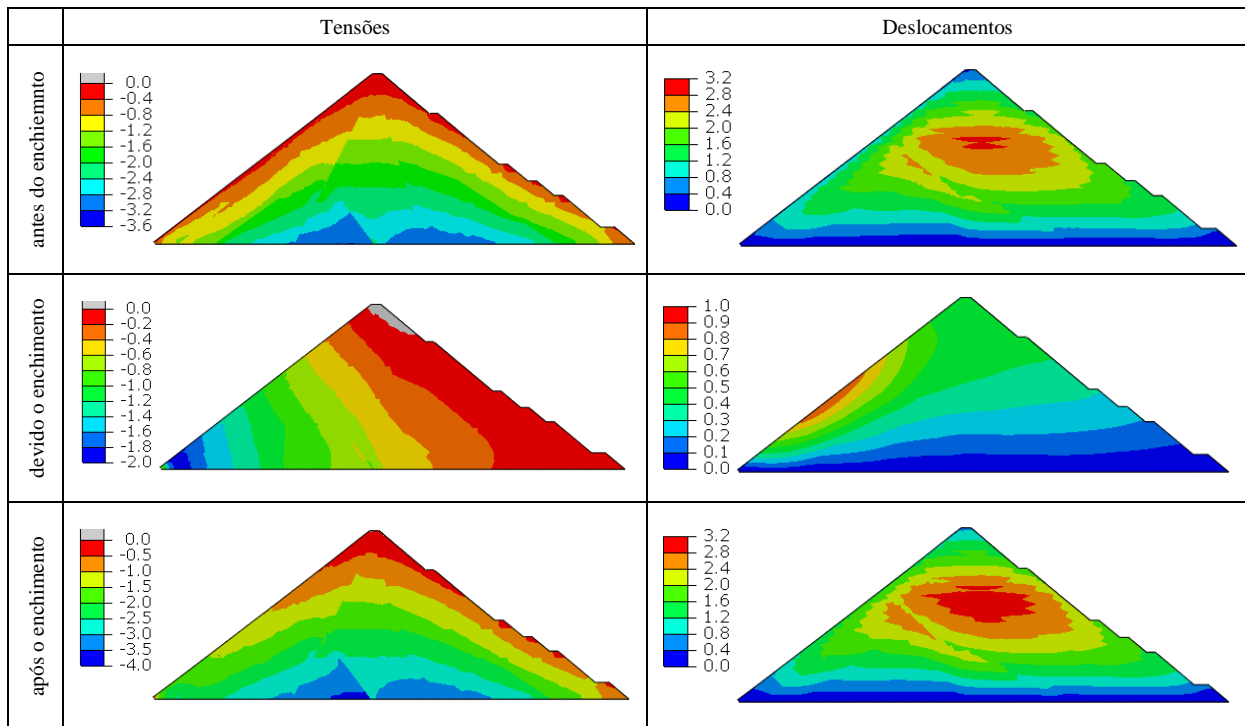
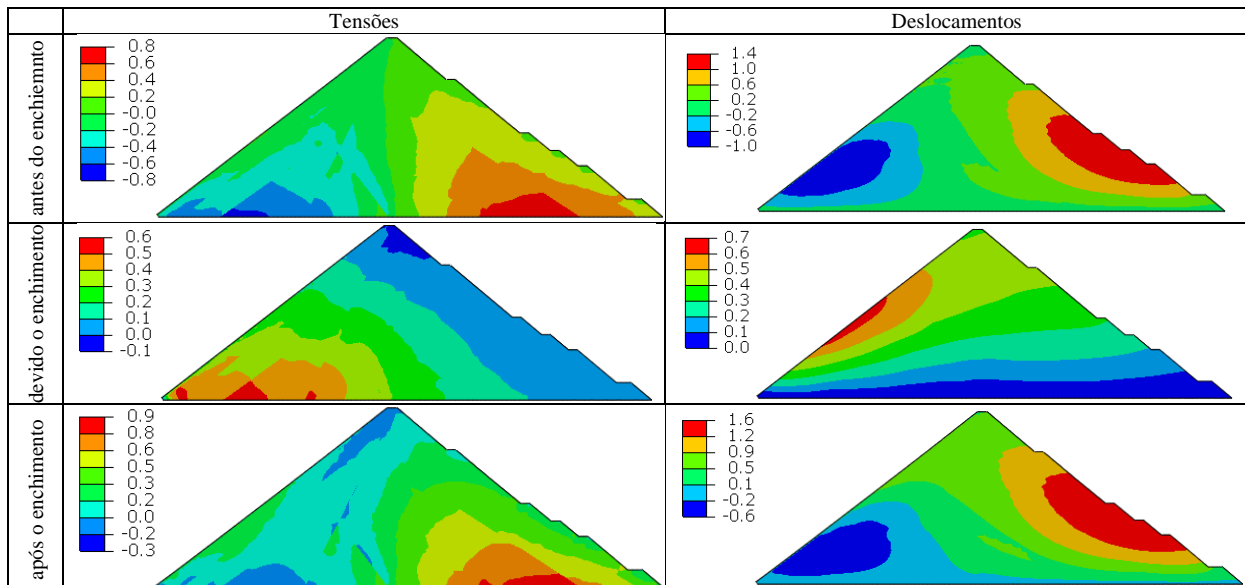


Figura 0.6 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x-00% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Quadro 0.1 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-02x-00%.



Quadro 0.2 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-02x-00%.



- **CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-02x-25%: 25% FALTANTE**

Seguindo adiante com o mesmo procedimento utilizado para calibração do modelo em proporção 03x, nesta etapa alguns módulos de deformabilidade do Modelo EP-02x-25% estão ligeiramente superiores aos do Modelo EP-02x-00% e os parâmetros de colapso ganham aproximadamente 25% (Tabela 0.3). Os deslocamentos construtivos são comparados nas Figura 0.7 e Figura 0.8, com resultados bem ajustados.

Tabela 0.3 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo Modelo EP-02x-25%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO					JUSANTE						
	3B					3D					3C						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ep (MPa)	50	50		40	40	100	100		100			80	80				50
Ee (MPa)	100	100		80	80	200	200		200			160	160				100
Colapso (%)	1	1		1,5	2	2	2		4			4	2				1,5
Fluência* (%/ano)	0,44	0,44		0,66	0,88	0,88	0,88		1,77			1,77	0,88				0,66

\* calculado pela Equação 5.3.

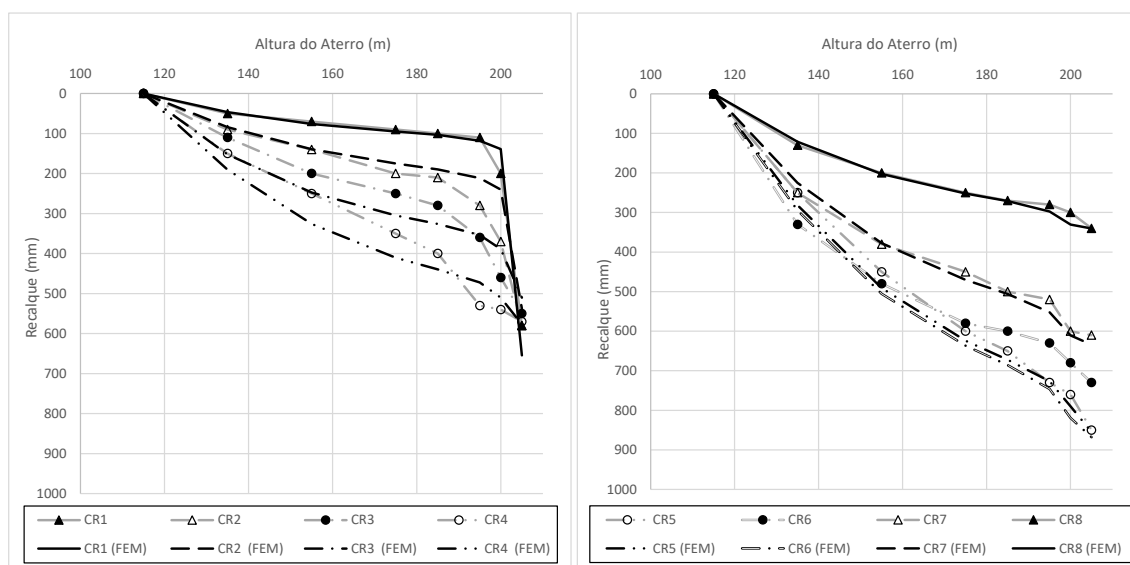


Figura 0.7 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-02x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

A Figura 0.9 mostra o comparativo dos deslocamentos devido o enchimento do reservatório, muito bem ajustados. O

Quadro 0.3 tem as isorregiões de tensões máximas principais e deslocamentos totais e o

Quadro 0.4 apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais lado a lado, antes, devido e depois do enchimento.

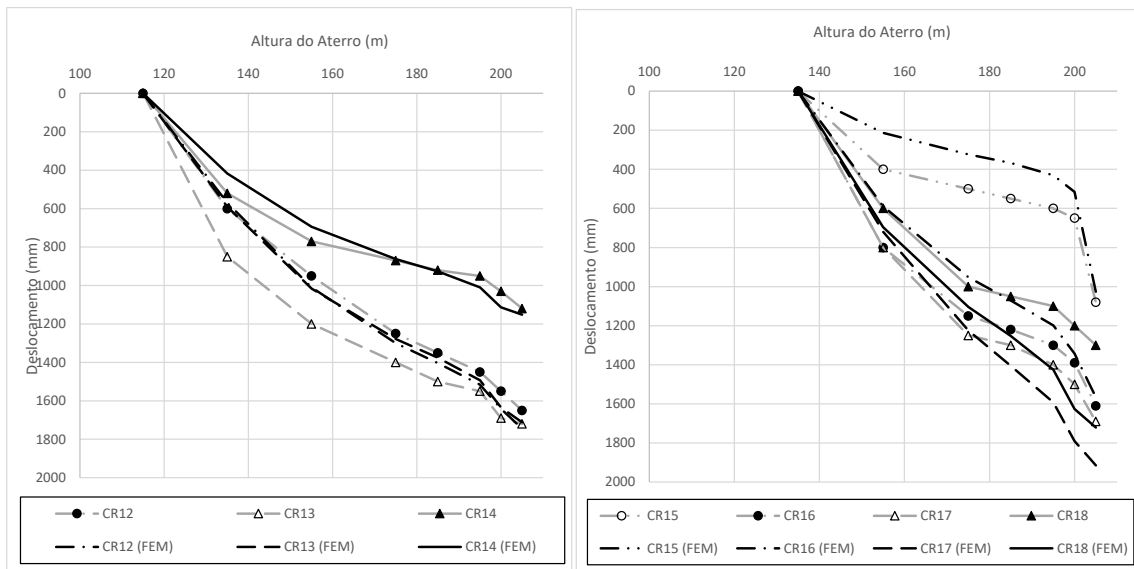


Figura 0.8 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-02x-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

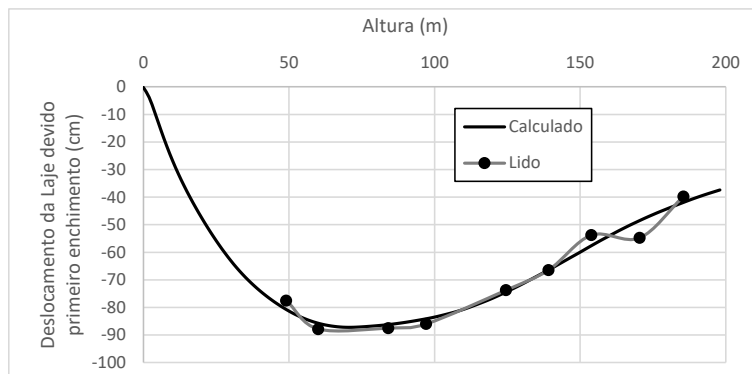
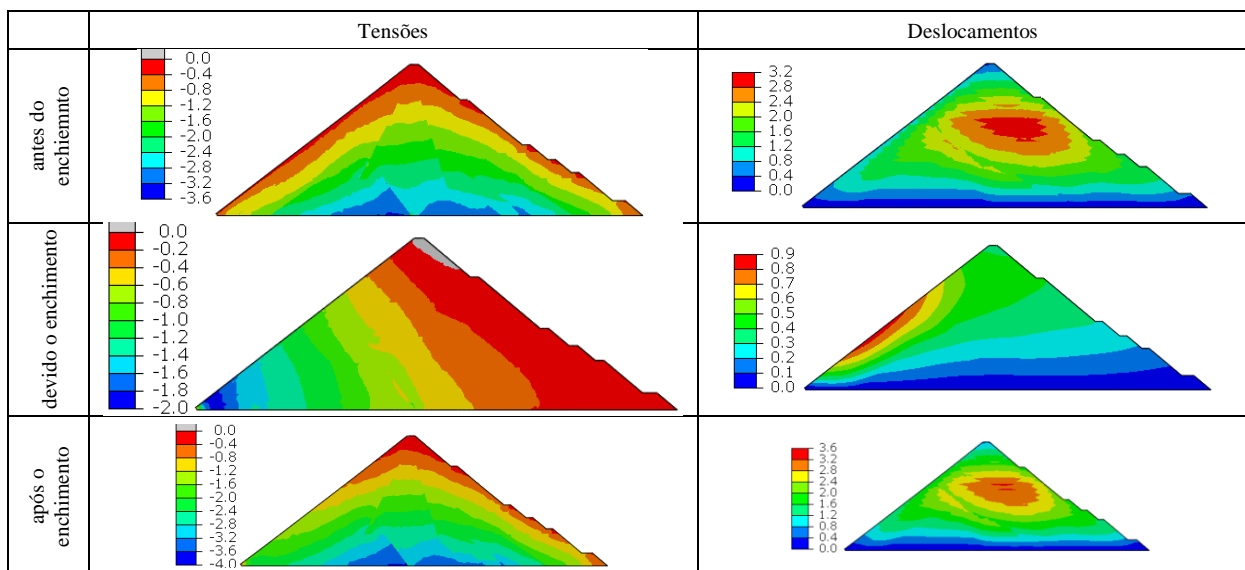


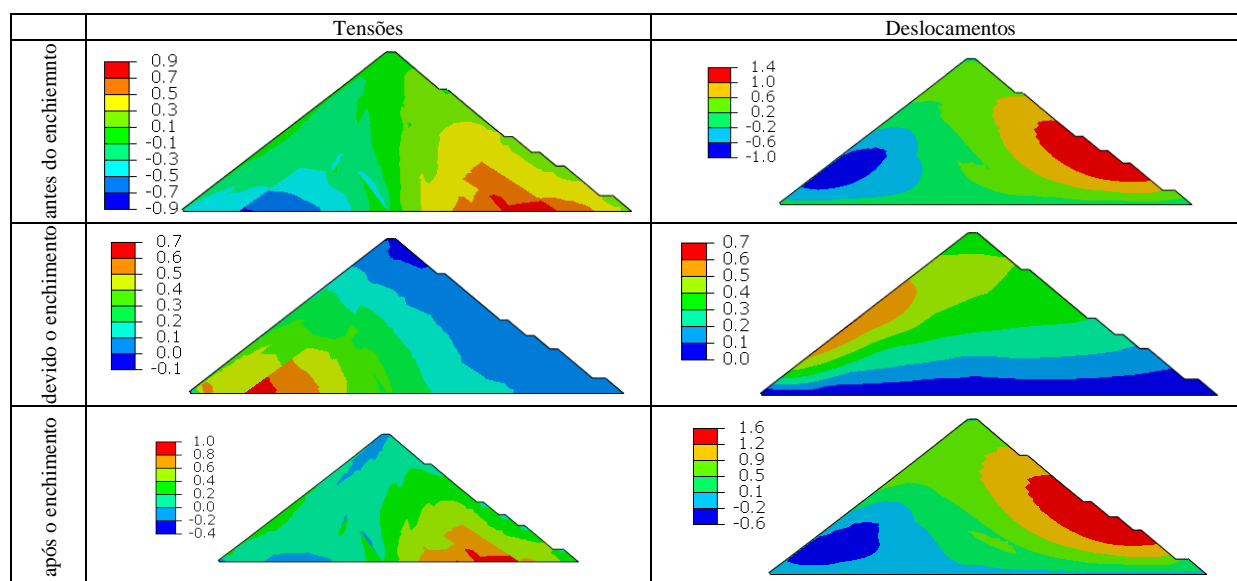
Figura 0.9 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x-25% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Quadro 0.3 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-02x-25%.





Quadro 0.4 – Iso regiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-02x-25%.



- **CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-02x-50%: 50% FALTANTE**

O Modelo EP-02x-50% pôde ser calibrado também com ligeiro aumento de alguns módulos de deformabilidade com relação ao Modelo EP-02x-25%. Os coeficientes de colapso estão com valores aproximadamente 50% maiores que os da referência no Modelo EP-02x-00%. Neste sentido é possível observar que o padrão metodológico adotado nos modelos de proporção três vezes pôde ser aplicado com sucesso também para os modelos em proporção duas vezes. Os parâmetros calibrados estão na Tabela 0.4.

Tabela 0.4 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-02x-50%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO					JUSANTE						
	3B					3D					3C						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ep (MPa)	80	50	60	50	110	110	80	80	50								
Ee (MPa)	160	100	120	100	220	220	160	160	100								
Colapso (%)	2	2	2	4	2	6	6	3	2								
Fluência* (%/ano)	0,59	0,59	0,59	1,18	0,59	1,77	1,77	0,88	0,59								

\* calculado pela Equação 5.3.

Os resultados comparativos nas Figura 0.10, Figura 0.11 e Figura 0.12 mostram que o modelo está bem ajustado. Como informação complementar nas análises de 50% faltante, os deslocamentos horizontais totais são ainda mais reduzidos com relação aos anteriores, agora estão com ordem de 60 cm. Esta informação é importante para posterior tentativa de extrapolação para o modelo tridimensional, que tem menor tolerância às grandes deformações para convergência numérica que o modelo 2D. O Quadro 0.5 tem as isorregiões de tensões máximas principais e deslocamentos totais e o Quadro 0.6 apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais lado a lado, antes, devido e depois do enchimento.

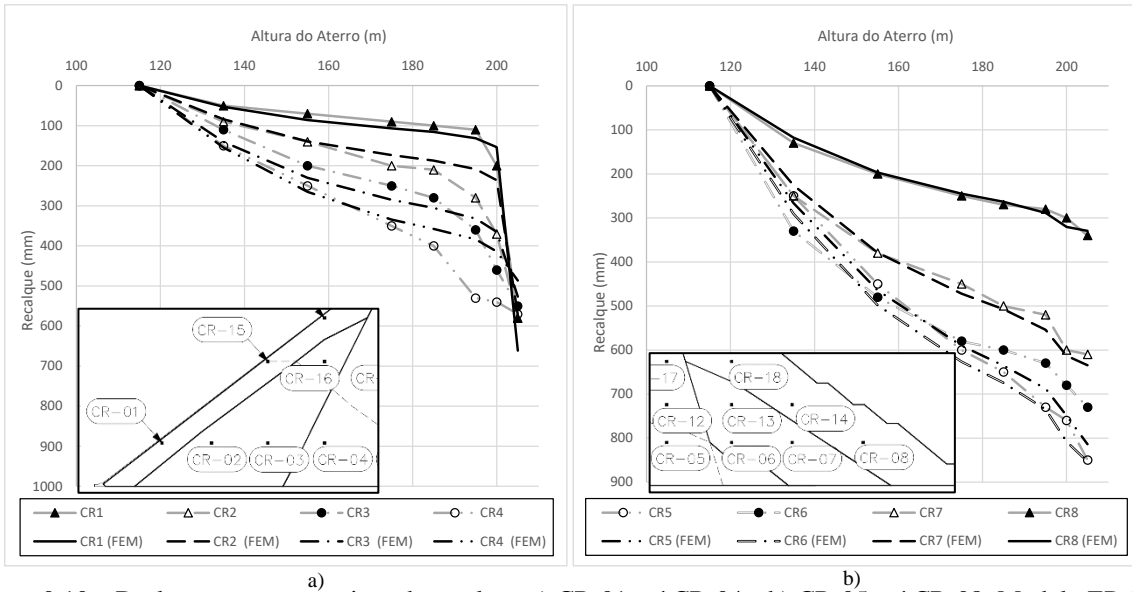


Figura 0.10 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-02x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

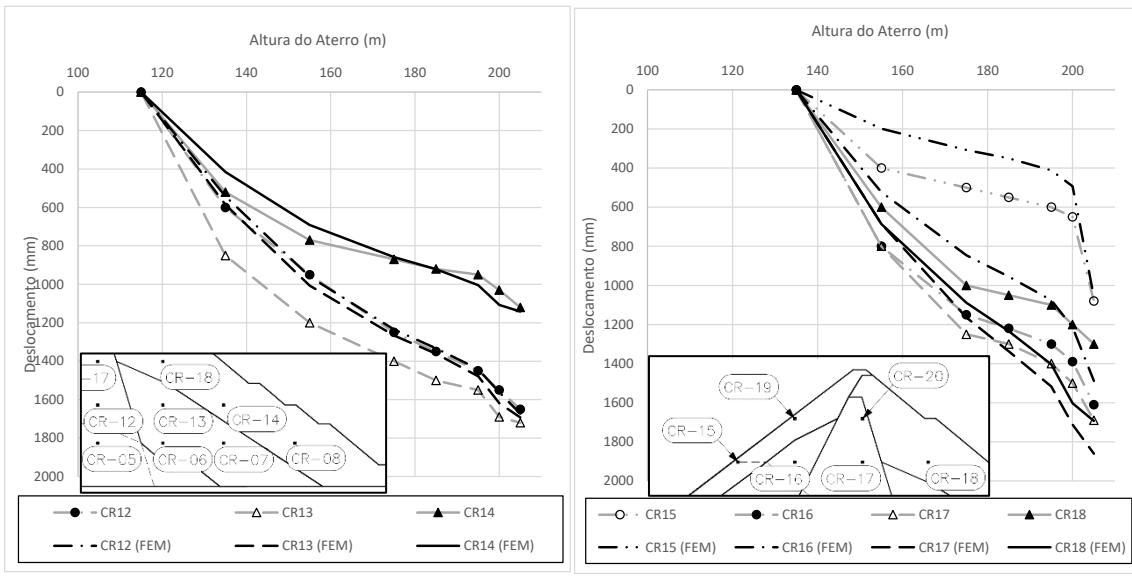


Figura 0.11 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo EP-02x-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

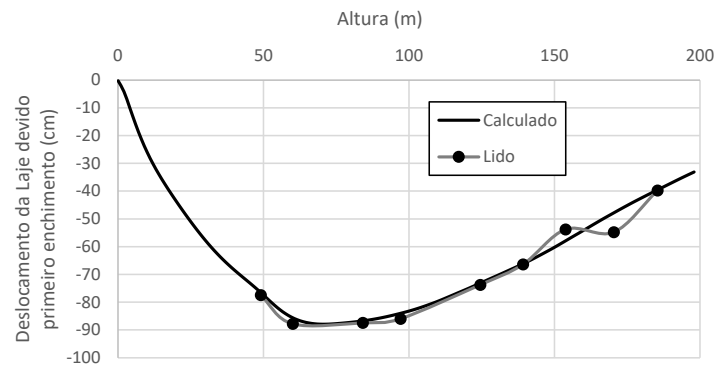
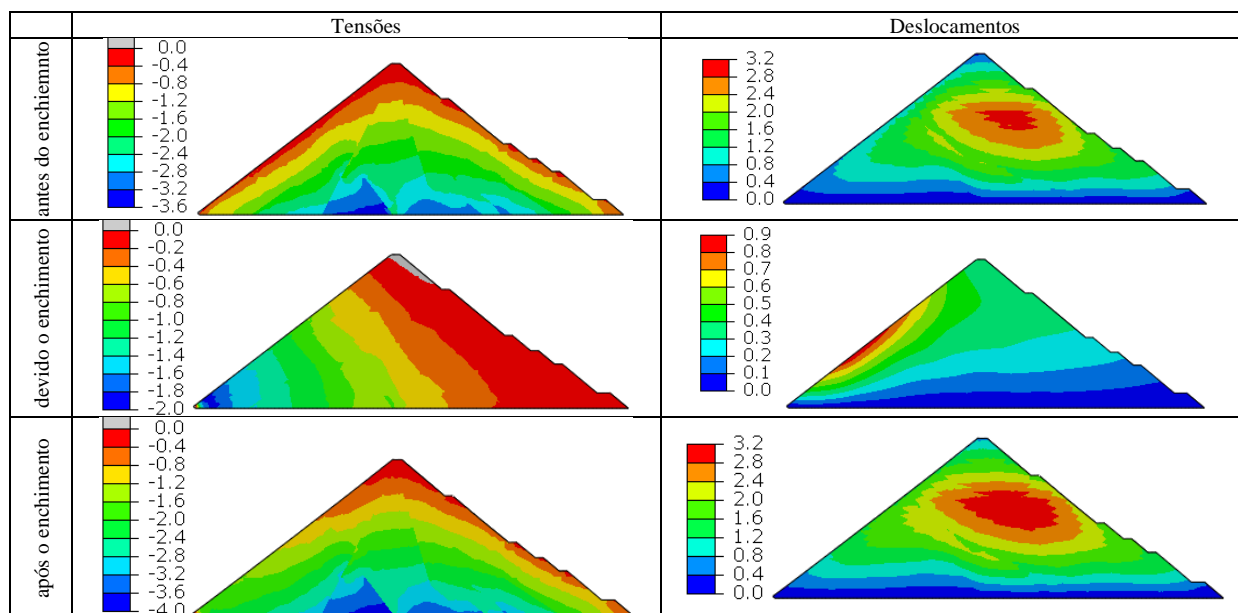
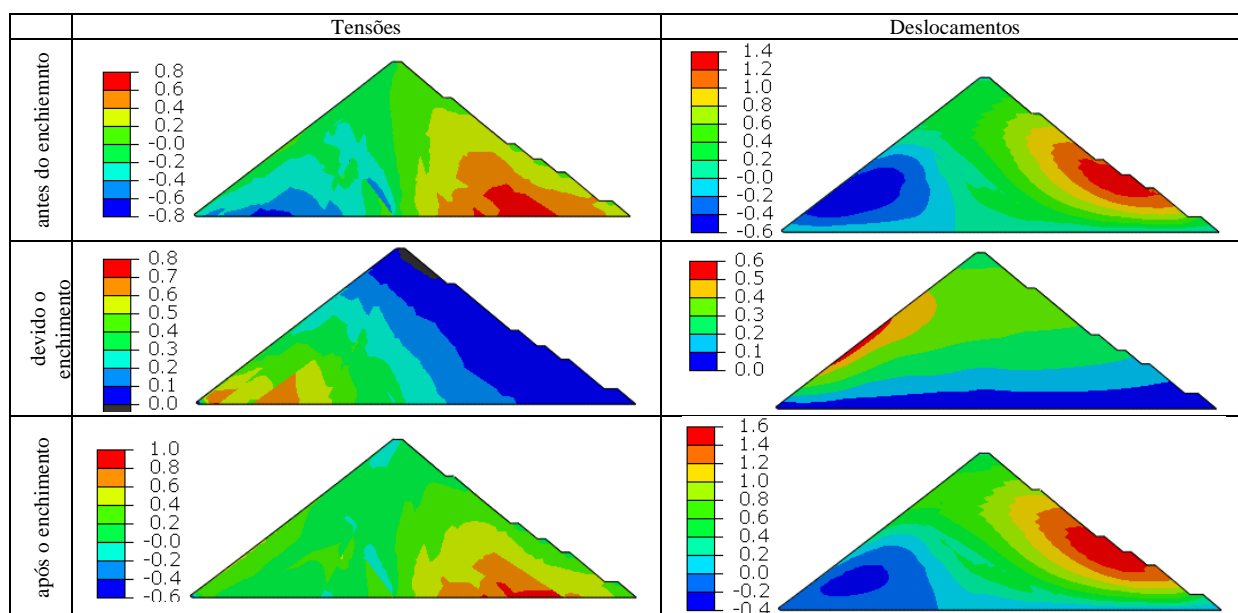


Figura 0.12 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Quadro 0.5 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-02x-50%.



Quadro 0.6 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-02x-50%.



- **CALIBRAÇÃO DO MODELO EP-02x-75%: 75% FALTANTE**

A última etapa elastoplástica deste Apêndice é a tentativa de encontrar um resultado ajustado também com 75% faltante para o colapso. Neste caso (Figura 0.14 e Figura 0.15) o resultado ficou ligeiramente melhor que o obtido no Modelo EP-03x-75%, de proporção de três vezes. Entretanto o ajuste de deslocamento devido o enchimento (Figura 0.13) não é muito bom. Nesta etapa de calibração de proporção duas vezes entre os módulos, a metodologia sugerida pôde ser aplicada de forma exitosa e se mostra promissora, até o momento.

Tabela 0.5 - Parâmetros considerados calibrados no Modelo EP-02x-75%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO					JUSANTE						
	3B					3D					3C						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ep (MPa)	80	80	80	80	80	110	110	110	110	110	110	80	80	80	80	50	50
Ee (MPa)	160	160	160	160	160	220	220	220	220	220	220	160	160	160	160	100	100
Colapso (%)	2	2	2	4	4	4,5	4	4	10	10	10	10	5	5	4	4	4
Fluência* (%/ano)	0,29	0,29	0,29	0,59	0,59	0,66	0,59	0,59	1,47	1,47	1,47	1,47	0,74	0,74	0,59	0,59	0,59

\* calculado pela Equação 5.3.

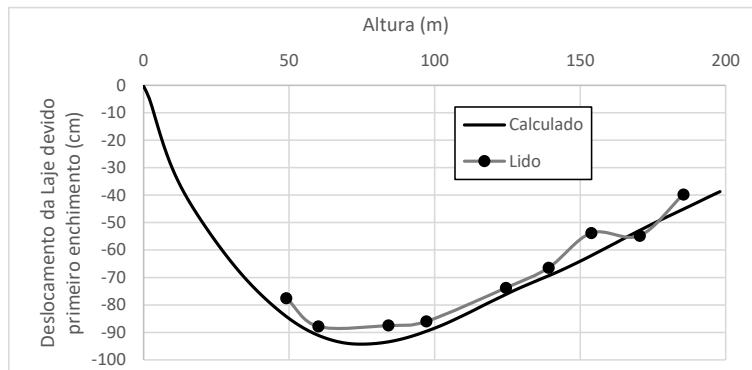


Figura 0.13 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo EP-02x-75% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

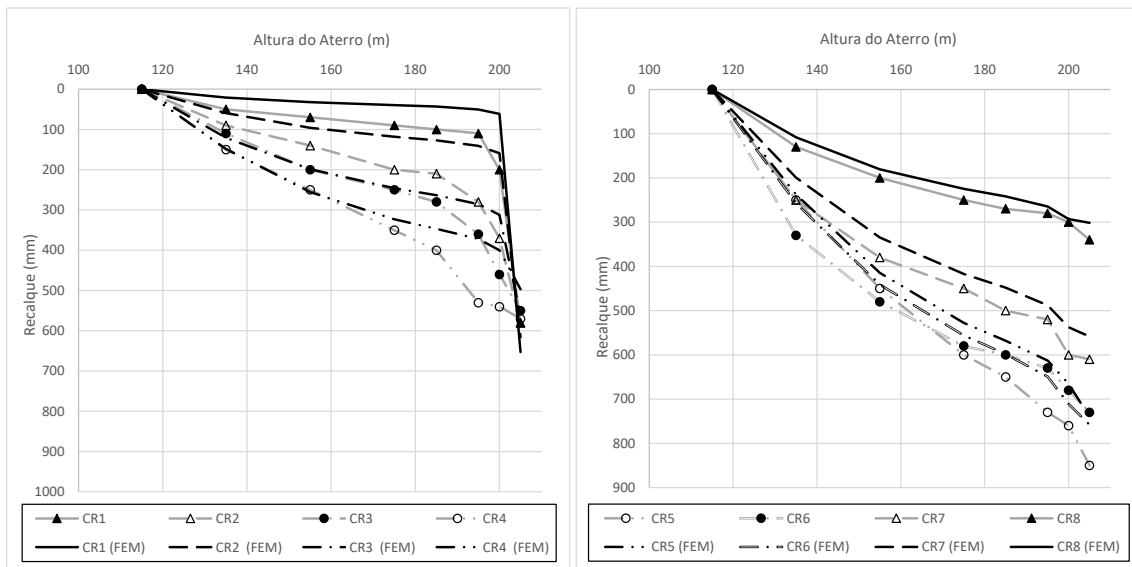


Figura 0.14 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo EP-02x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

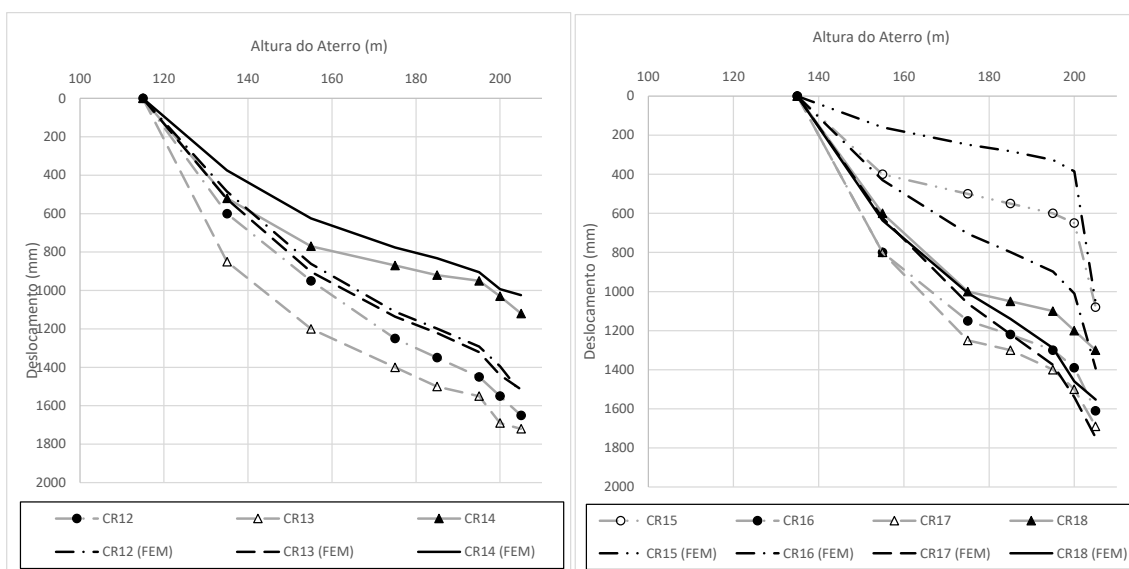


Figura 0.15 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18 Modelo EP-02x-75% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

## B.2 CALIBRAÇÃO EM MÓDULOS ELÁSTICOS LINEARES

Após as calibrações com proporção de duas e três vezes entre os módulos elástico apresentarem bons ajustes calculados em comparação com resultados lidos, esta etapa busca a verificação de um modelo sem deformações plásticas. A metodologia é a mesma, exceto pela exclusão do 75% faltante, que não está incluso. O primeiro modelo elástico é calibrado sem qualquer fluência ou colapso, em seguida com 0% faltante, 25% faltante, 50% faltante.

- **CALIBRAÇÃO DO MODELO E: ELÁSTICO SEM FLUÊNCIA OU COLAPSO**

Seguindo a mesma metodologia aplicada nos modelos anteriores, a primeira calibração elástica (Tabela 0.6) se restringe aos deslocamentos durante o enchimento do reservatório (Figura 0.18). Novamente foi possível obter resultados muito satisfatório em comparação aos resultados lidos. Como já era de se esperar, os comparativos de deslocamentos calculados (Figura 0.16 e Figura 0.17) são muito inferiores aos desenvolvidos durante a fase construtiva, captados pelas caixas de recalque durante o alteamento da barragem. Importante ressaltar o fato que com a exclusão das deformações plásticas, o modelo numérico possui um custo computacional muito inferior.

Tabela 0.6 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo E.

REGIÃO	MONTANTE						NÚCLEO				JUSANTE						
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08
Ee (MPa)	80			100			180				80						
Colapso (%)	-			-			-				-						

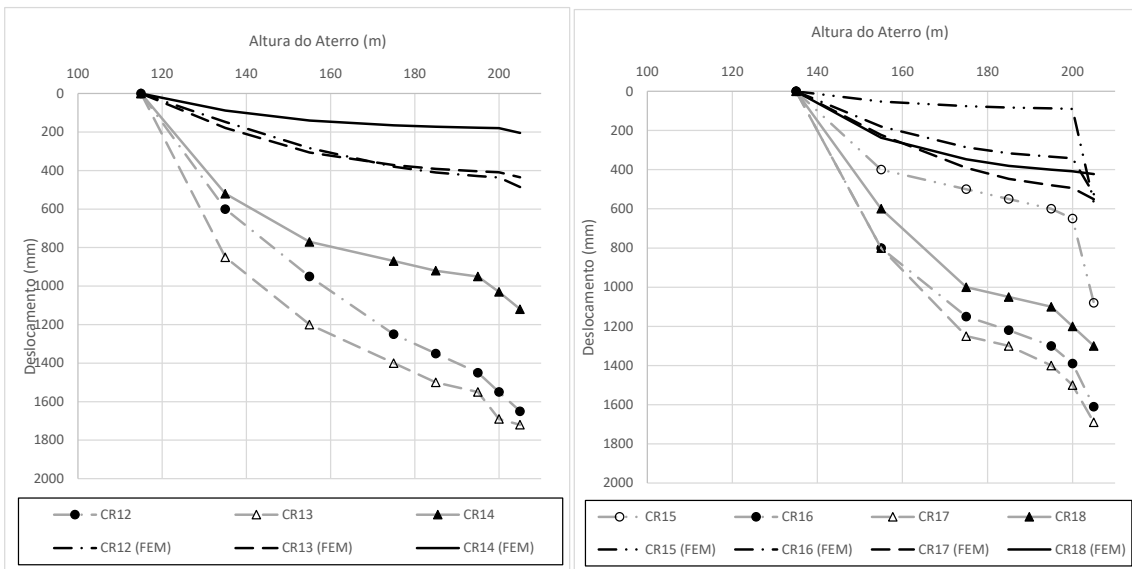


Figura 0.16 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo E sem colapso ou fluência vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

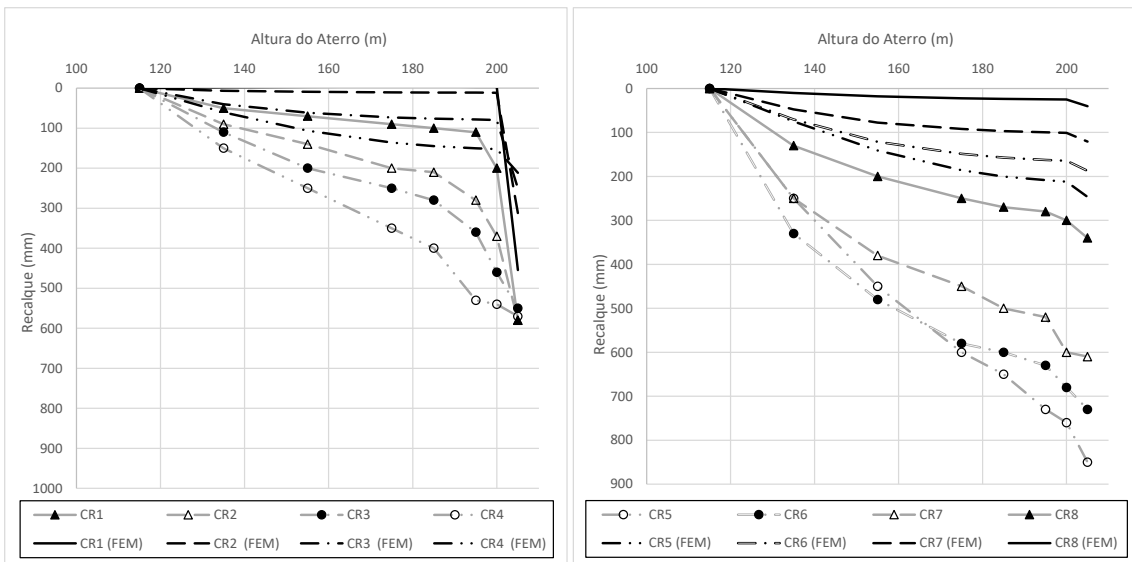


Figura 0.17 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo E sem colapso ou fluência vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

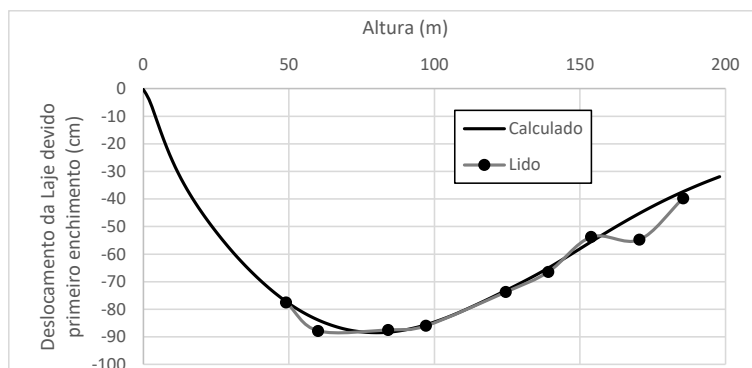


Figura 0.18 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo E sem colapso ou fluência vs lidos.

- **CALIBRAÇÃO DO MODELO E-00%: ELÁSTICO E 00% FALTANTE**

Conforme proposta metodológica, os módulos elásticos da Tabela 0.7 são os mesmos da Tabela 0.6. Coube aqui a obtenção dos valores dos parâmetros de colapso para o ajuste construtivo (Figura 0.19 e Figura 0.20). A Figura 0.21 é igualmente ajustada (Figura 0.18). O Quadro 0.7 tem as isorregiões de tensões máximas principais e deslocamentos totais e o Quadro 0.8 apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais. As isorregiões não são tão suaves quanto dos modelos que permitem alguma dissipação de energia por plastificação.

Tabela 0.7 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo E-00%.

REGIÃO	MONTANTE						NÚCLEO				JUSANTE							
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	18	08	
Ee (MPa)	80			100			180	180				80	80		80			
Colapso (%)	0			1,7			3	3				3	2		1			
Fluência* (%/ano)	0			1,00			1,77	0,59				0,88	1,77		1,18		0,59	

\* calculado pela Equação 5.3.

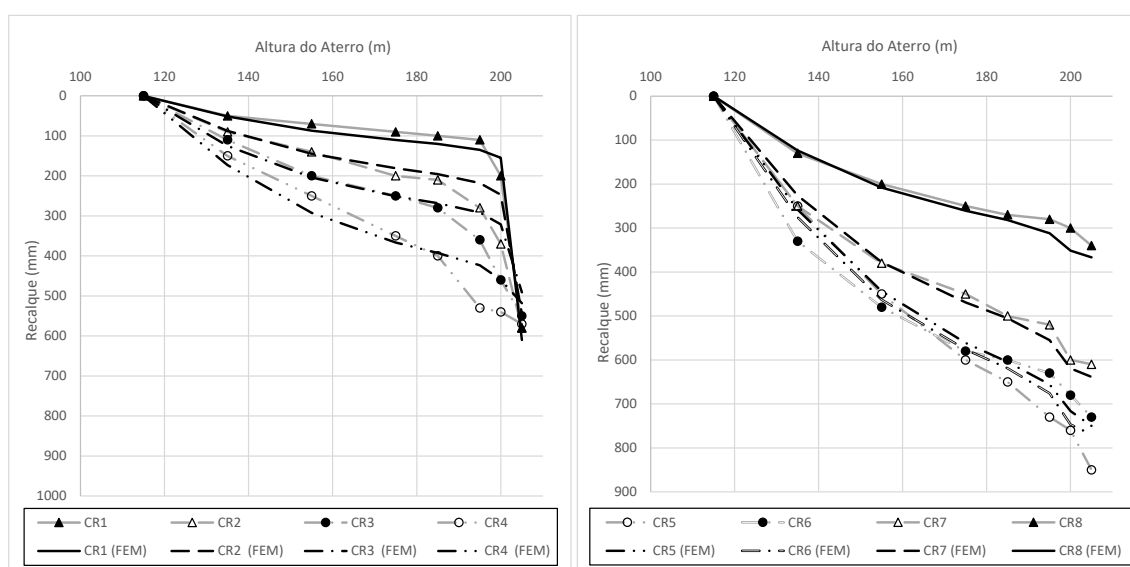


Figura 0.19 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo E-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

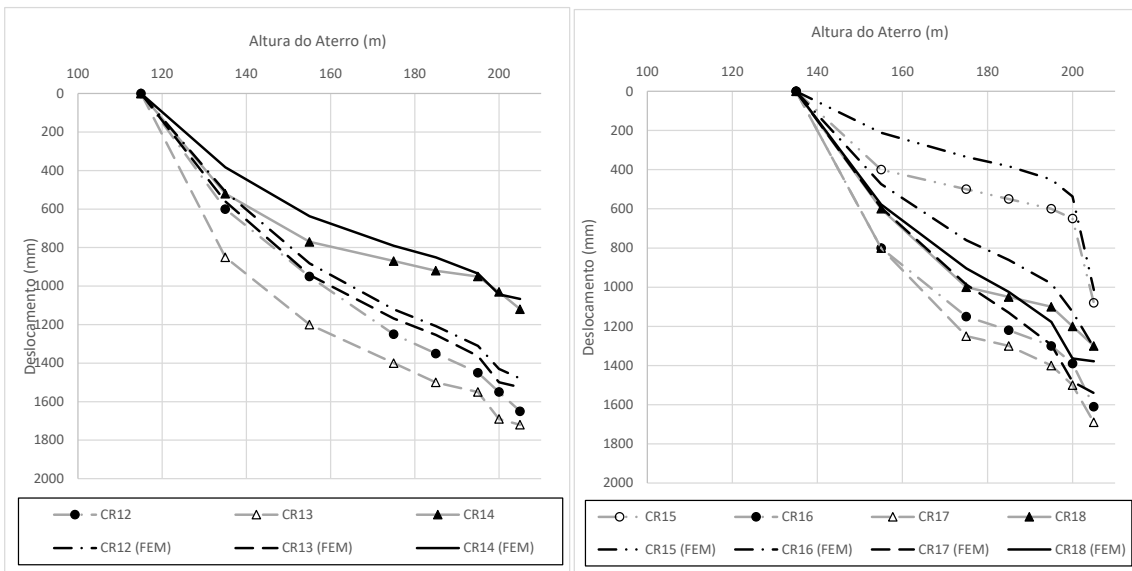


Figura 0.20 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo E-00% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

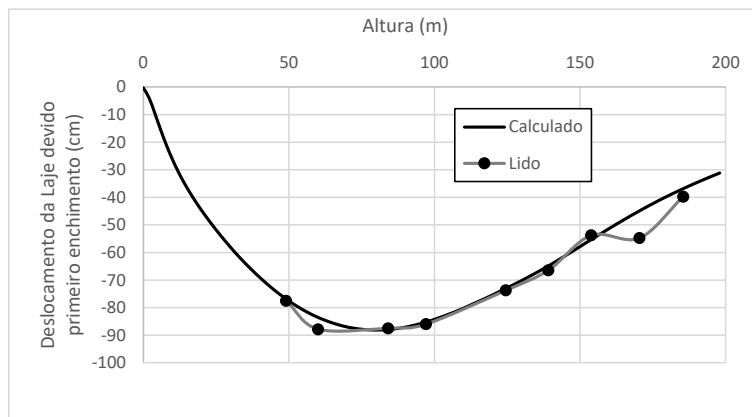
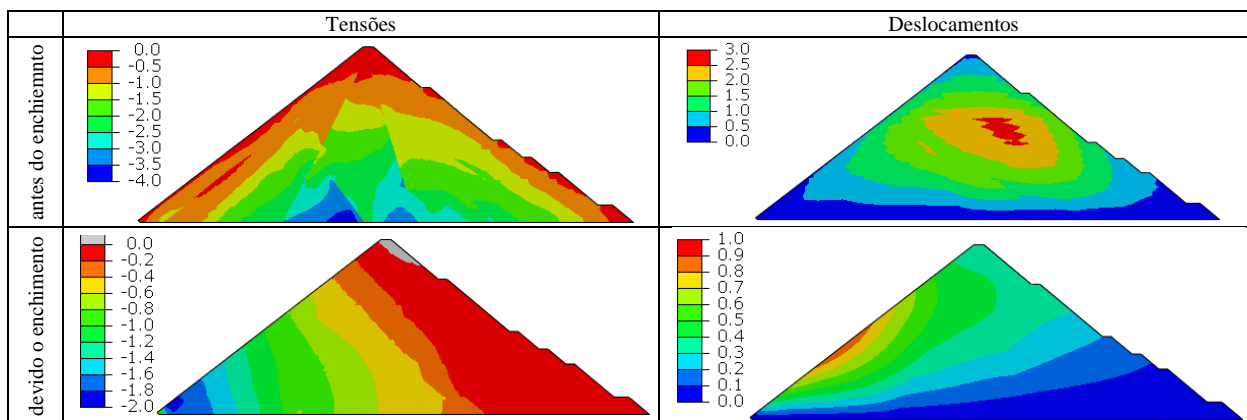
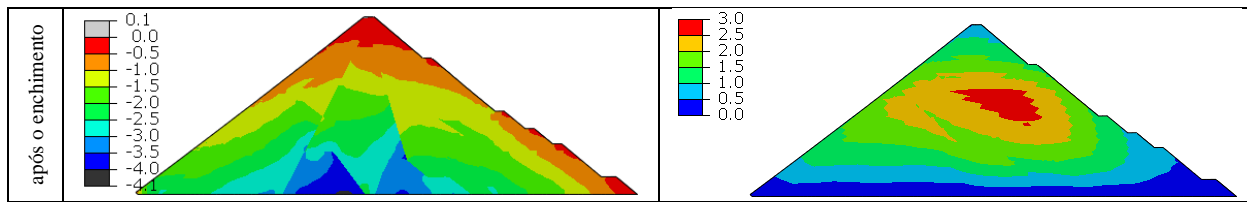


Figura 0.21 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo E-00% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

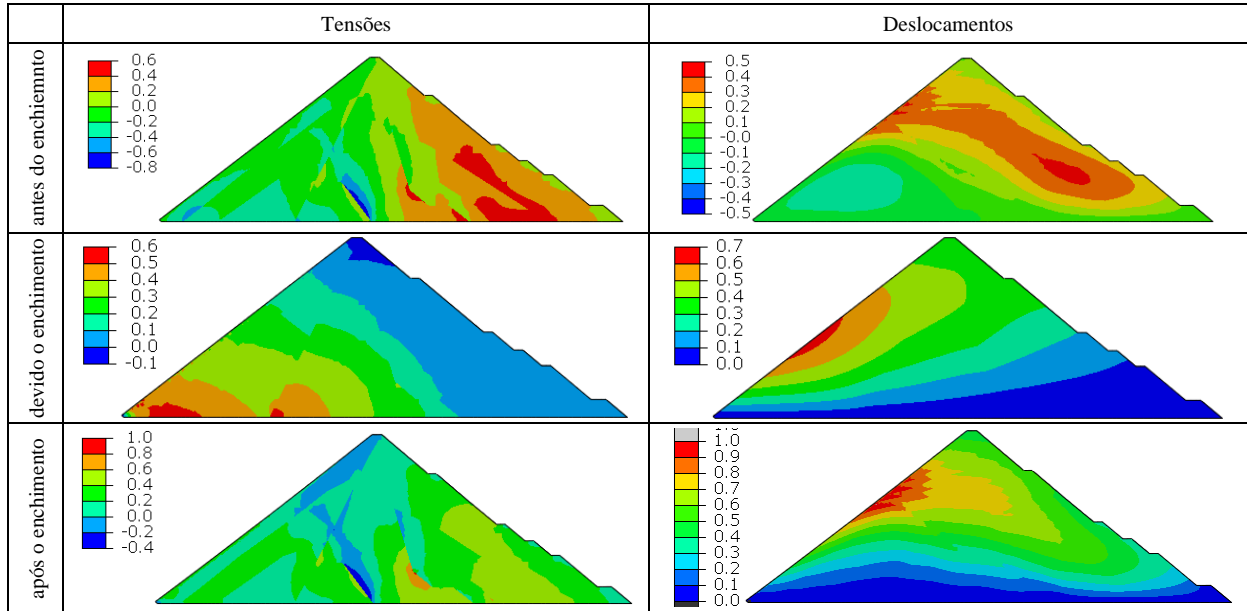
Quadro 0.7 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-00%.







Quadro 0.8 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-00%.



• **CALIBRAÇÃO DO MODELO E-25%: ELÁSTICO E 25% FALTANTE**

A ausência da mudança de módulos entre compressão e recompressão elastoplástica dificultou a obtenção de bons resultados. A calibração do modelo elástico apresenta uma sensibilidade diferente dos demais modelos. De todo modo, a Tabela 0.8 acaba retornando alguns valores de módulos ligeiramente diferentes da etapa anterior, não necessariamente maiores como observado nos modelos elasto-plásticos. Os coeficientes de colapso não necessariamente tendem a estar 25% maiores. As Figura 0.22 e Figura 0.23 ficaram com resultados muito ajustados. Assim como a Figura 0.24, também apresentou resultado bem próximo aos deslocamentos desenvolvidos durante o enchimento do reservatório.

Tabela 0.8 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo E-25%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO				JUSANTE							
	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	08	18
Ee (MPa)	80			80			180	180				80		80			80
Colapso (%)	0,5			1,5			2	2				4		2			1,5
Fluência* (%/ano)	0,22			0,66			0,88	0,88				2,21		1,77			0,66

\* calculado pela Equação 5.3.

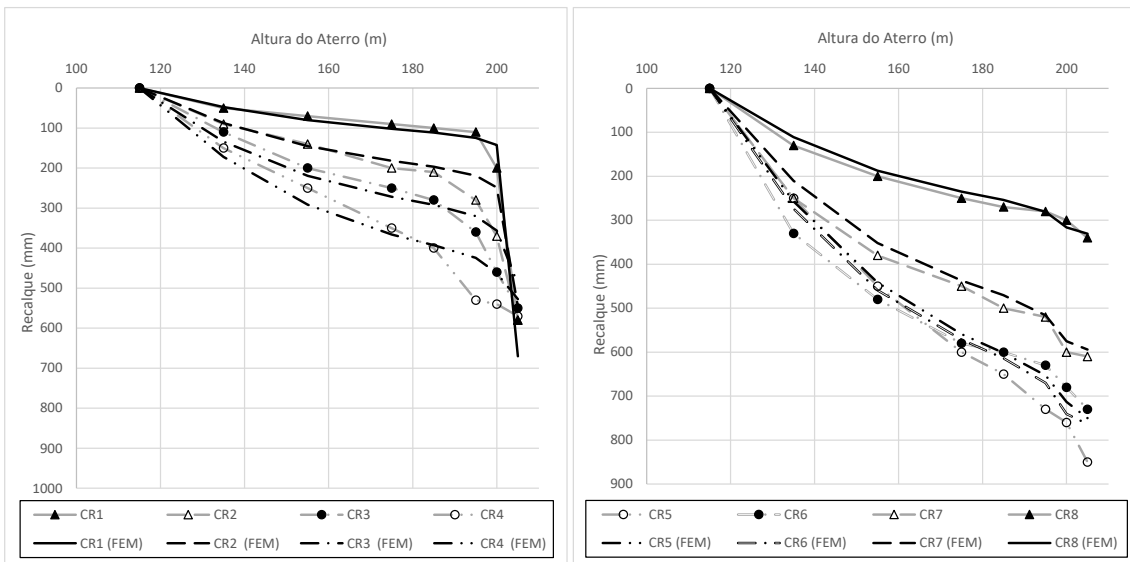


Figura 0.22 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo E-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

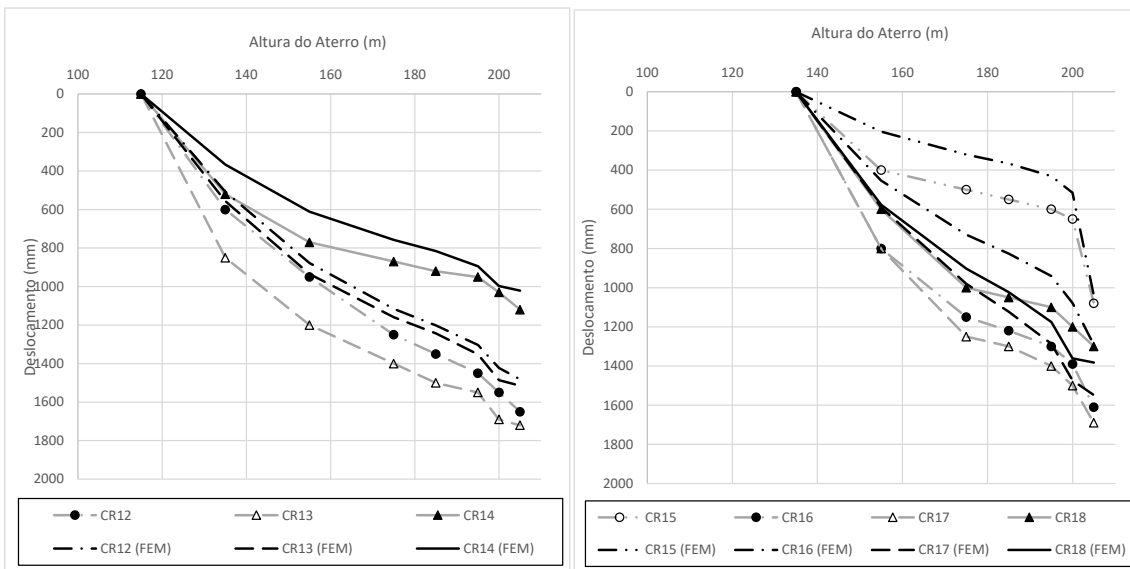


Figura 0.23 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo E-25% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

O Quadro 5.13 tem as isorregiões de tensões máximas principais e deslocamentos totais e o Quadro 0.8 apresenta o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais.

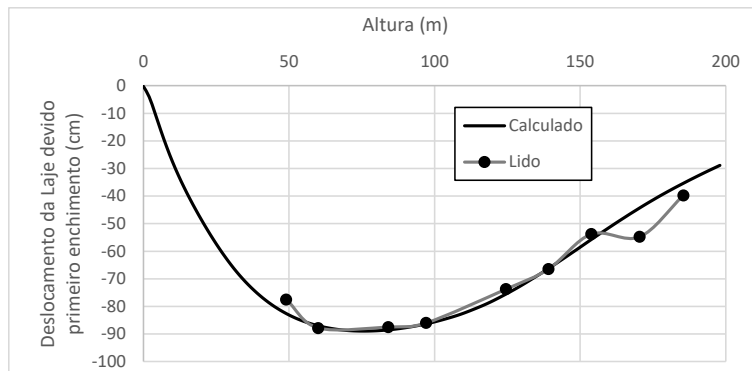
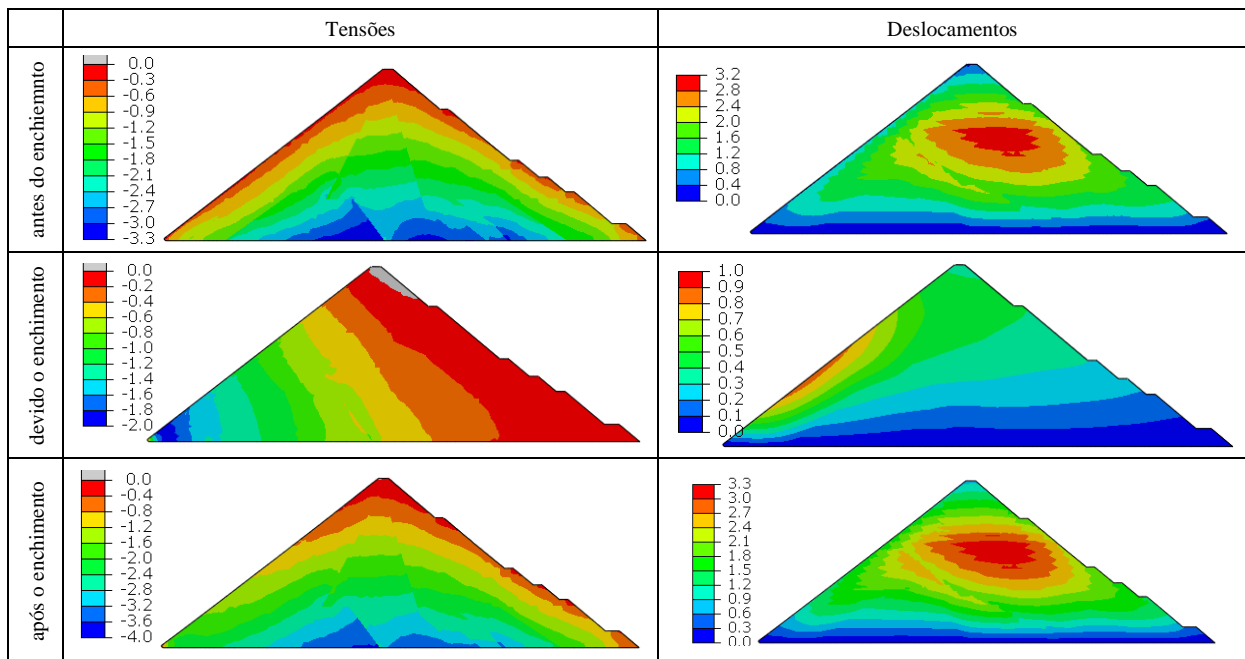
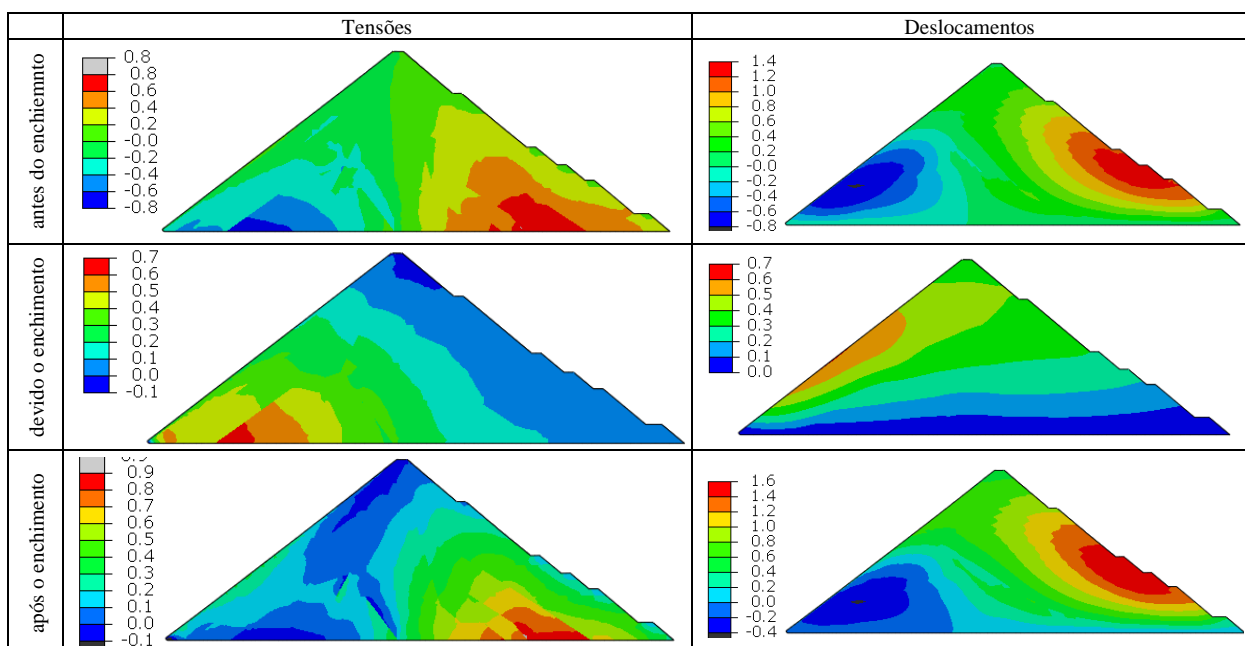


Figura 0.24 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo E-25% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Quadro 0.9 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-25%.



Quadro 0.10 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-25%.



- **CALIBRAÇÃO DO MODELO E-50%: ELÁSTICO E 50% FALTANTE**

O Modelo E-50% também pôde ser calibrado com sucesso, mas com um pouco mais de dificuldade que os modelos elastoplásticos. Os módulos, de modo geral, são ligeiramente superiores aos encontrados na etapa anterior, exceto pela região no núcleo que reduziu de 180 MPa para 150 MPa (Tabela 0.9). Os coeficientes de colapso também não seguem o mesmo padrão das calibrações elasto-plásticas, mesmo assim foi possível obter bons resultados de calibração. Os deslocamentos lidos e calibrados estão nas Figura 0.25 e Figura 0.26.

Tabela 0.9 – Parâmetros considerados calibrados no Modelo E-50%.

REGIÃO	MONTANTE					NÚCLEO				JUSANTE							
CR	01	15	19	02	16	03	04	05	12	17	20	06	13	07	14	08	18
Ee (MPa)	90		120		120	180	180	150				80	80	80			
Colapso (%)	1		2		4	3	3	7				7	3	2			
Fluência* (%/ano)	0,29		0,59		1,18	0,88	0,88	2,06				2,06	0,88	0,59			

\* calculado pela Equação 5.3.

A maioria dos comportamentos se aproximam ao lido, com exceção às caixas de Recalque 01, 13 e 16. A penalização das curvas foi promovida para tentar manter regiões agrupadas e principalmente para melhorar a aderência dos deslocamentos na laje devido o enchimento do reservatório mostrado na Figura 0.27. Este modelo será extrapolado de bidimensional para tridimensional, no intuito de obtenção das tensões na laje que se aproximem as tensões desenvolvidas em campos.

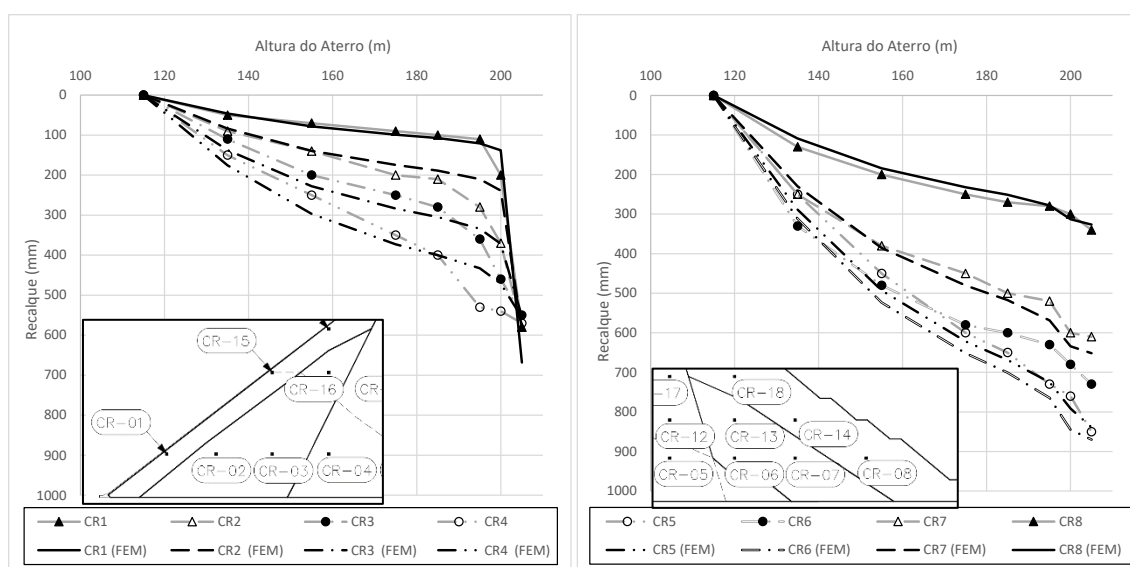


Figura 0.25 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo E-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

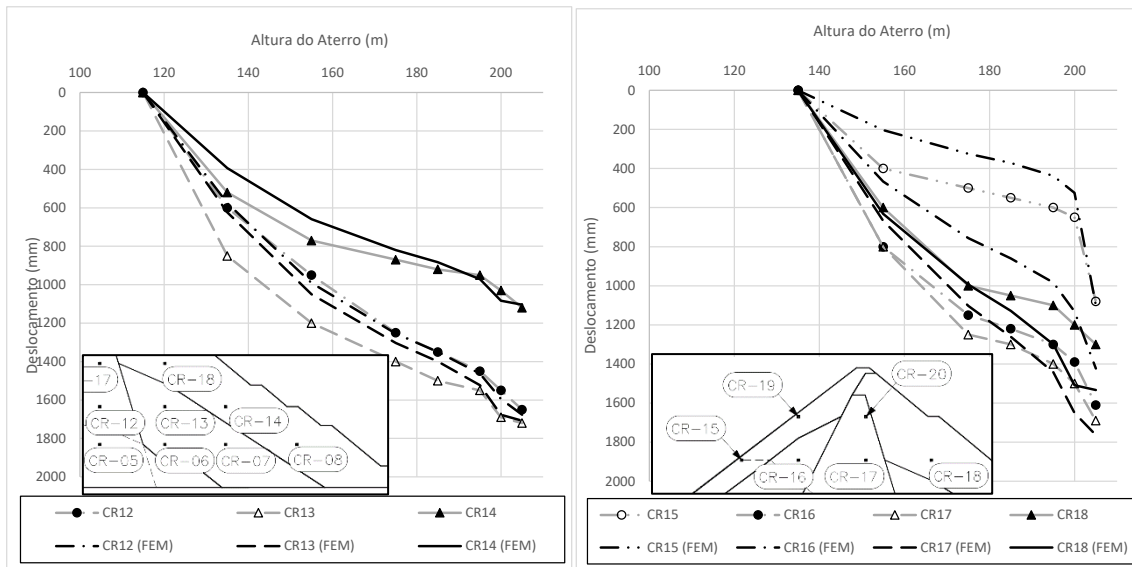
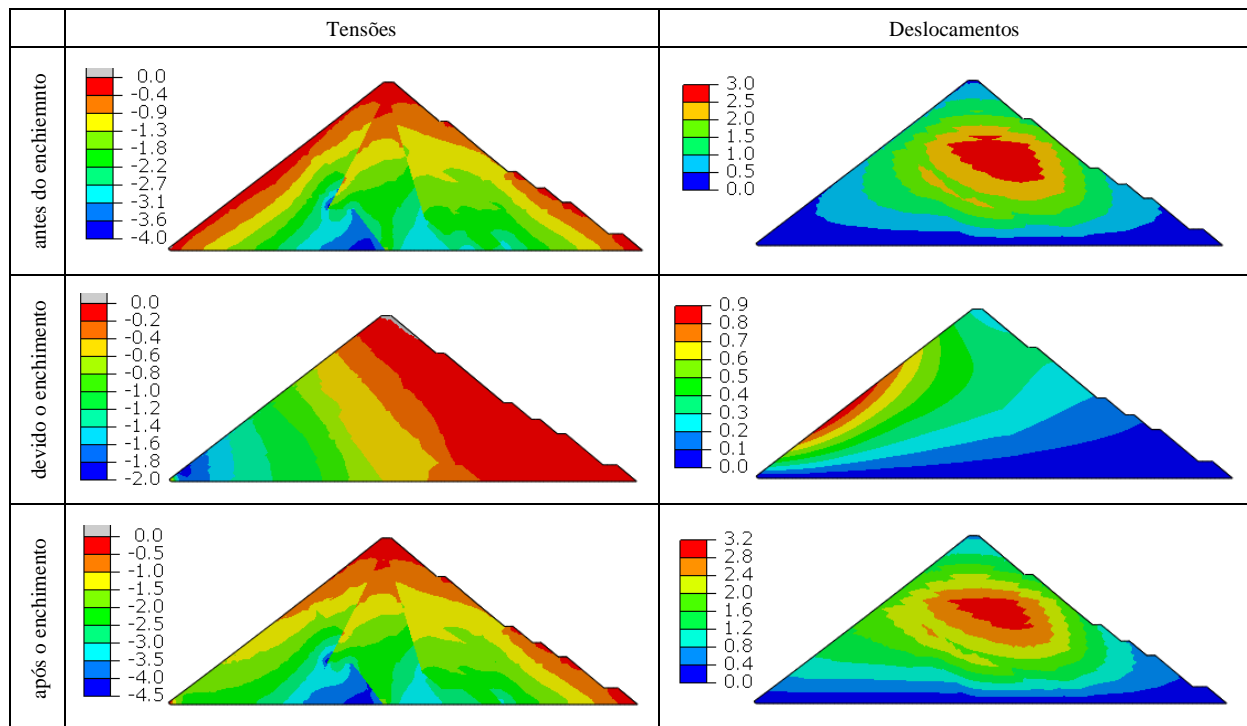


Figura 0.26 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo E-50% vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

Os Quadro 0.11 e Quadro 0.12 mostram as isorregiões de tensões máximas principais com deslocamentos totais e o conjunto de isorregiões de tensões cisalhantes com deslocamentos horizontais, respectivamente. Estes resultados estão com transições mais bruscas que nos modelos elasto-plásticos, pois o maciço absorve todas as tensões construtivas e de enchimento sem qualquer dissipação por plastificação.

Quadro 0.11 – Isoregiões de tensões máximas principais e deslocamentos do Modelo EP-50%.



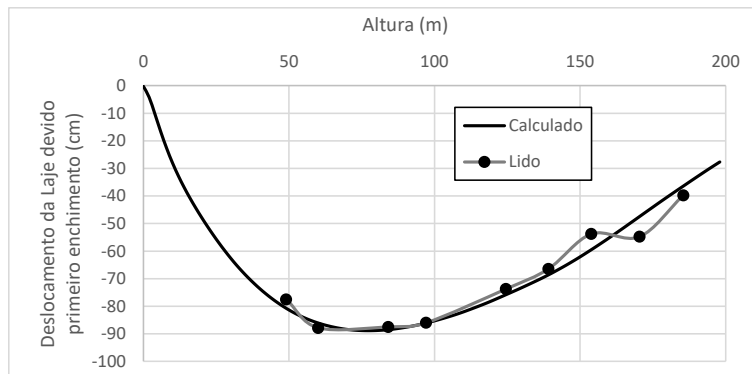
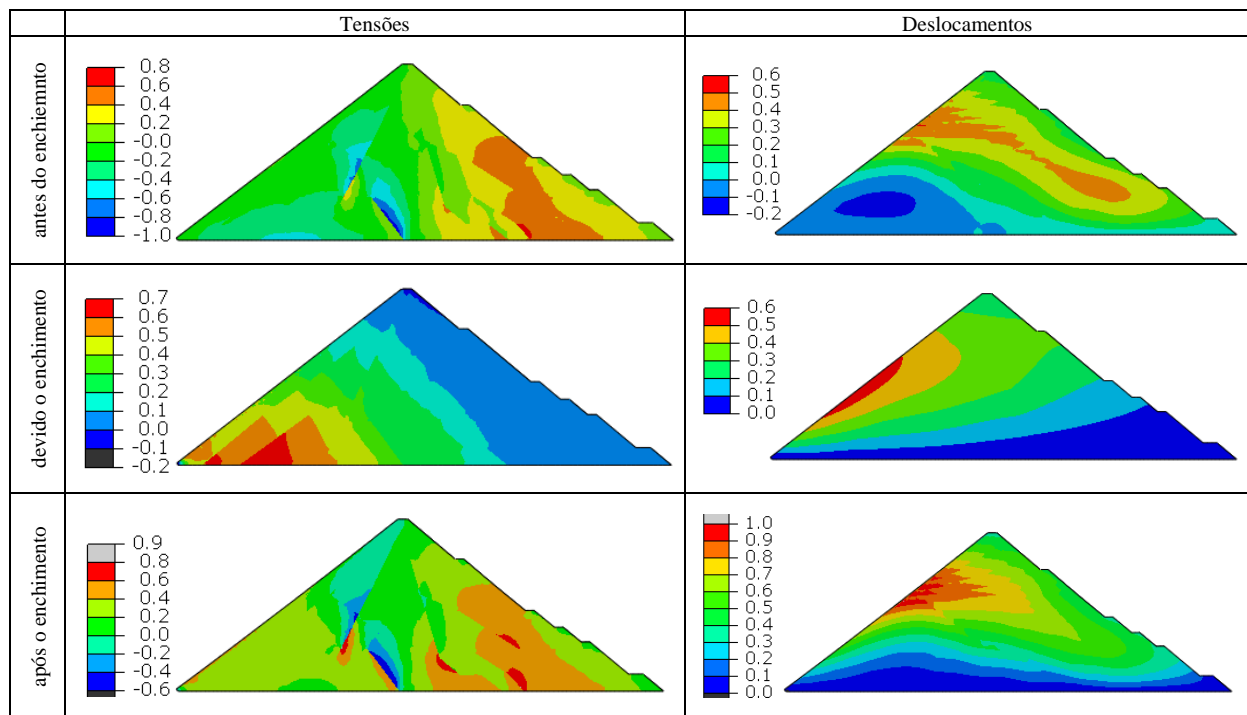


Figura 0.27 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo E-50% vs lidos de (Xavier et al., 2007).

Quadro 0.12 – Isoregiões de tensões cisalhantes e deslocamentos horizontais do Modelo EP-50%.



- **CALIBRAÇÃO DO MODELO E-50%-5: ELÁSTICO COM 5 REGIÕES E 50% FALTANTE**

Este último modelo é uma tentativa de agrupamento de regiões até se aproximar da distribuição geométrica de projeto Cooke & Sherard (1987). O objetivo aqui é obter uma ordem de grandeza dos módulos e porcentagens de colapso de referência para este modelo que pudessem representar os deslocamentos da laje durante o enchimento do reservatório, com uma visão mais aplicada à interpretação industrial. A Tabela 0.10 e a Figura 0.28 mostram a distribuição dos parâmetros. Os resultados durante a construção descritos na Figura 0.29 e Figura 0.31. O rigor no resultado foi mantido na boa aderência para os deslocamentos na laje devido o enchimento do reservatório, nas Figura 0.30.

Tabela 0.10 – Parâmetros calibrados para o modelo elástico de regiões agrupadas do Modelo E-50% em 5 regiões.

REGIÃO	MONTANTE						NÚCLEO	JUSANTE					
	3B1			3B2			3D	3C1			3C2		
CR	01/FACE	15	19	02	03	16	04	06	13	07	14	08	18
Ee (MPa)	80			180			220	150			80		
Colapso (%)	2			3			6	6			3		
Fluência* (%/ano)	0,59			0,88			1,77	1,77			0,88		

\* calculado pela Equação 5.3.

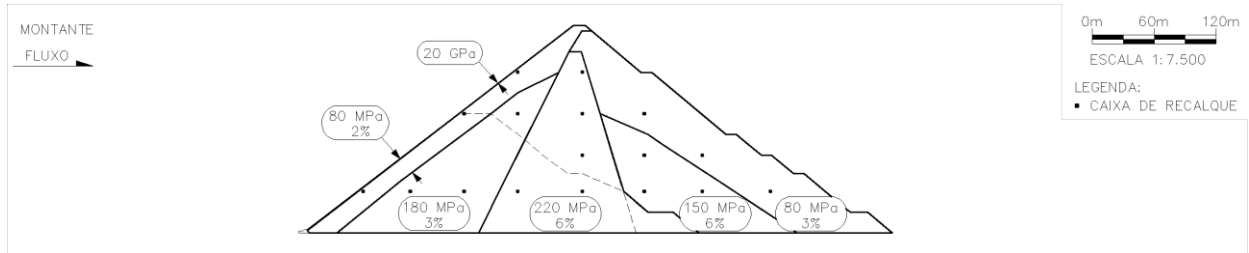


Figura 0.28 – Parâmetros Calibrados do modelo elástico com regiões agrupadas do Modelo E-50% em 5 regiões.

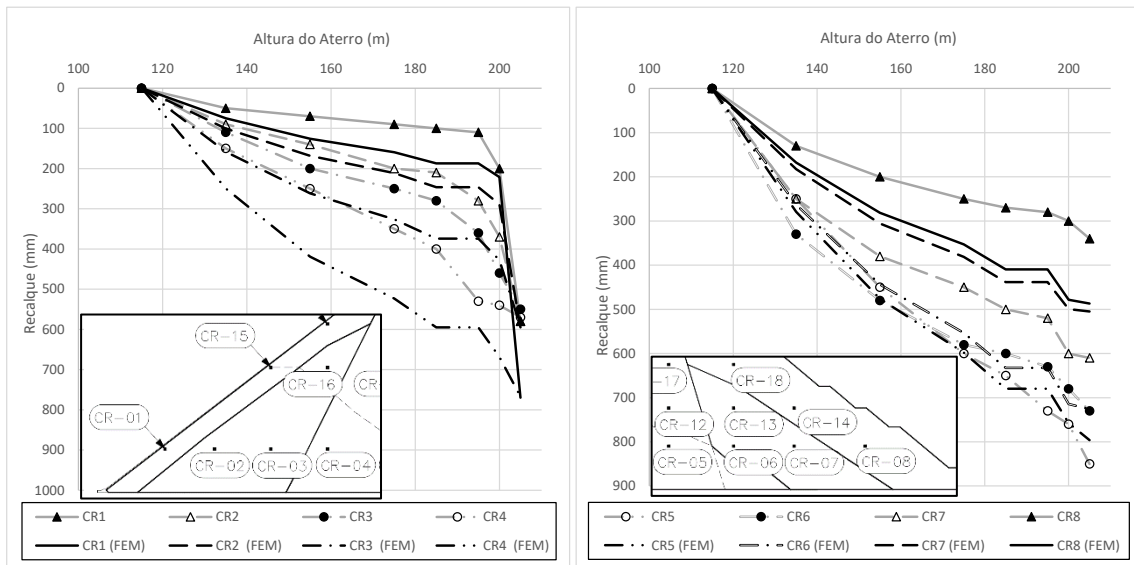


Figura 0.29 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-01 até CR-04 e b) CR-05 até CR-08: Modelo E-50% em 5 regiões vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).

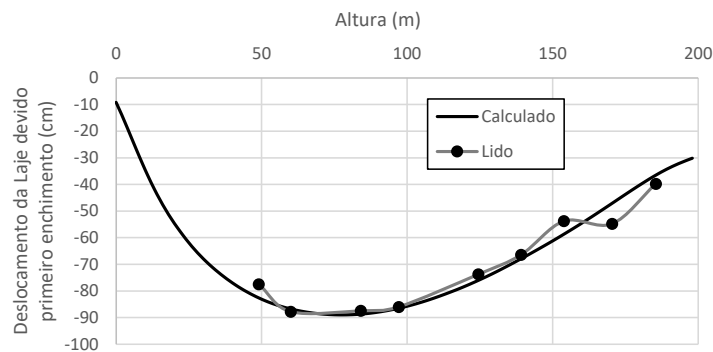


Figura 0.30 – Deslocamento na laje devido enchimento: Modelo E-50% em 5 regiões vs lidos de (Xavier et al., 2007).

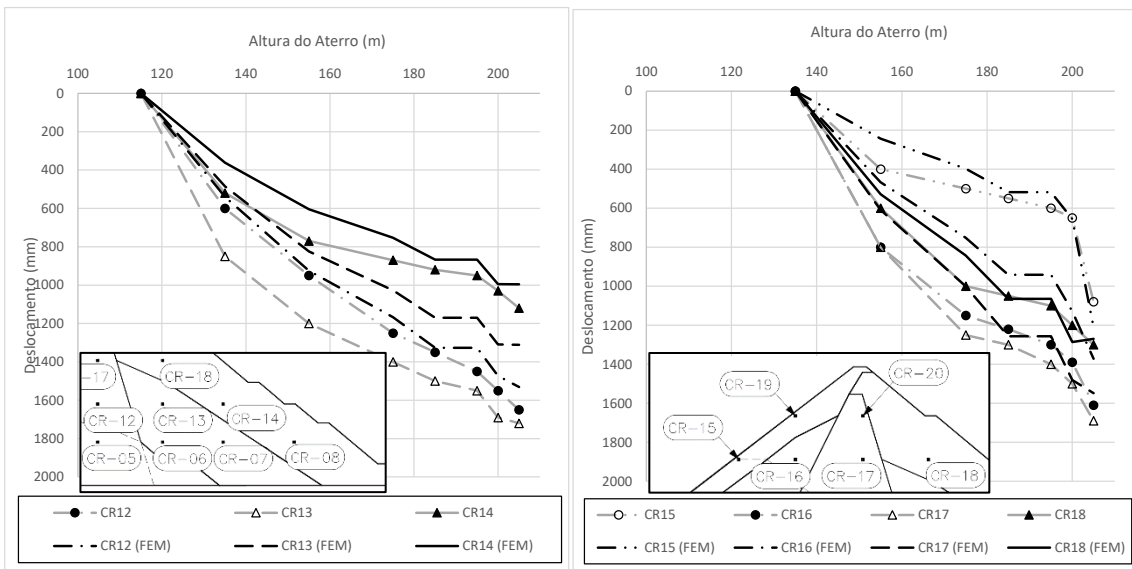


Figura 0.31 – Deslocamentos nas caixas de recalque a) CR-12 até CR-14 e b) CR-15 até CR-18: Modelo E-50% em 5 regiões vs lidos de (Cruz & Pereira, 2007).



## APÊNDICE C

### C.1 RESULTADOS DO MODELO E-00%-PASSO A PASSO

O Modelo E-00%-Passo a Passo foi elaborado com o modelo constitutivo elástico linear sem o fluxo devido o enchimento do reservatório. A distribuição de parâmetros de módulos e colapso são aqueles já calibrados no Capítulo 6. Nos resultados, a Figura 0.1a representa as isorregiões de tensão  $S_{33}$  de compressão horizontal na laje na direção  $Z$ , a máxima na ordem de 44,5 MPa. As isorregiões dos deslocamentos totais estão representadas na Figura 0.1b.

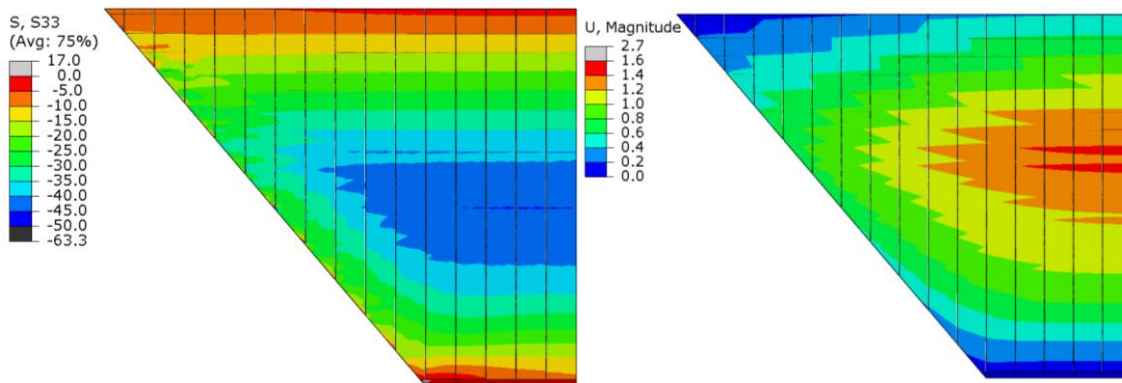


Figura 0.1 – (a) Tensão horizontal  $S_{33}$  (MPa) e (b) deslocamentos totais  $U$  (m). Modelo E-00%-Passo a Passo.

As isorregiões de tensões no plano  $XY$  de tensões estão na Figura 0.2a na faixa de laje do eixo de simetria da barragem. As magnitudes de tensões  $S_{11}$  na direção  $X$ ,  $S_{22}$  na  $Y$  e cisalhante  $S_{12}$  na  $XY$  são muito inferiores daquelas tensões  $S_{33}$  da direção  $Z$  (Figura 0.2b e Figura 0.2c).

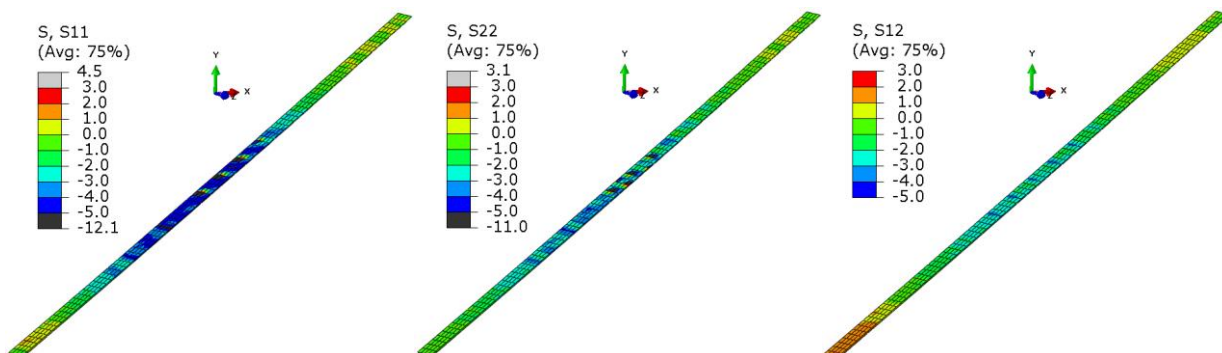


Figura 0.2 – Tensões  $S$  no plano  $XY$  na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-passo a passo.

As curvas da Figura 0.3 ilustram as tensões  $S$  seguindo o eixo de simetria da barragem. Na representação, os eixos do plano  $XY$  estão rotacionados no sentido da laje. As tensões normais  $S_{11}'$  estão no sentido longitudinal da laje e sua linha está com valores próximo de 10 MPa. As linhas  $S_{22}'$  (tensão transversal) e  $S_{12}'$  (tensão cisalhante) possuem valores residuais, abaixo de 5MPa. Uma análise dos resultados abaixo e acima da laje, não foram observados qualquer

diferença entre as tensões entre a face superior em contato com o reservatório e a face inferior em contato com o enrocamento. Deste modo, os momentos fletores das faixas de laje são irrelevantes, inclusive nos demais modelos dos itens subsequentes.

As tensões horizontais na linha S33, se sobressaem com relação às demais tensões. Como já ilustrado na Figura 0.1, as tensões que ultrapassam resistências à compressão típicas de concretos convencionais. Este resultado expressivo se torna um ponto de atenção com relação à integridade estrutural da laje. A laje sendo alteada junto com enrocamento vai acumulando tensões logo perto do início do alteamento do maciço de enrocamento.

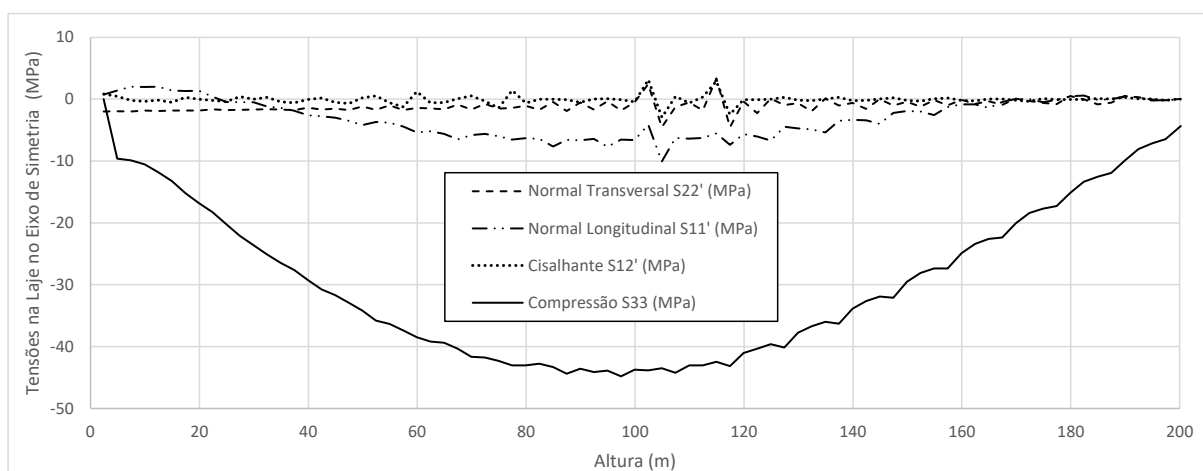


Figura 0.3 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-Passo a Passo.

As linhas da Figura 0.4 mostram os deslocamentos nas direções vertical (U1), horizontal (U2) e deslocamento total (U) no eixo da direita. A curva de desvio está representada no eixo da esquerda, calculado com a diferença percentual entre a inclinação final e a inclinação inicial da geometria de projeto. Os picos (zig-zag) na curva de desvio e demais curvas são justificados porque a laje anterior já havia acumulado algum deslocamento no momento da ativação da laje seguinte com deslocamento zero.

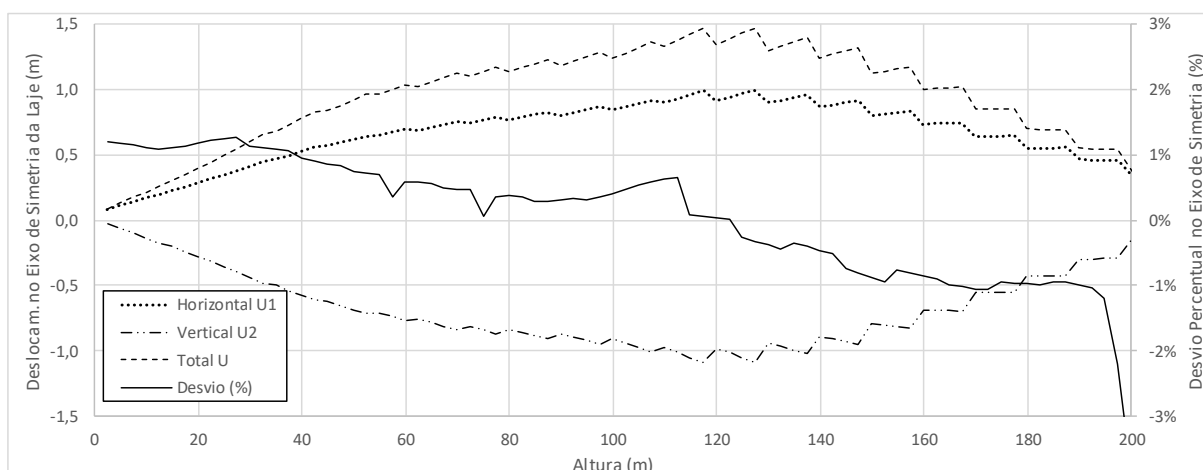


Figura 0.4 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-Passo a Passo.

Deslocamentos máximos estão na ordem de 1,5 m, já os desvios ficam no intervalo entre -0,5% e 0,6%, exceto no topo, onde a última ativação acabou gerando uma subida brusca negativa com desvio que ultrapassa -3%. Esta ponta superior da laje não gera alterações nas tensões ou deslocamentos, é uma representação de ajuste geométrico.

### C.2 RESULTADOS DO MODELO E-50%-PASSO A PASSO

O Modelo E-50%-Passo a Passo possui modelo constitutivo elástico linear com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. As isorregiões de tensão S33 estão com máxima na ordem de 48 MPa (Figura 0.5a). As isorregiões dos deslocamentos totais na Figura 0.5b e de tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY estão na Figura 0.6. A Figura 0.7 mostra as curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) estão com valores que chegam próximos à 15 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria da barragem. Os resultados não apresentaram binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.8 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, com pico perto do plinto.

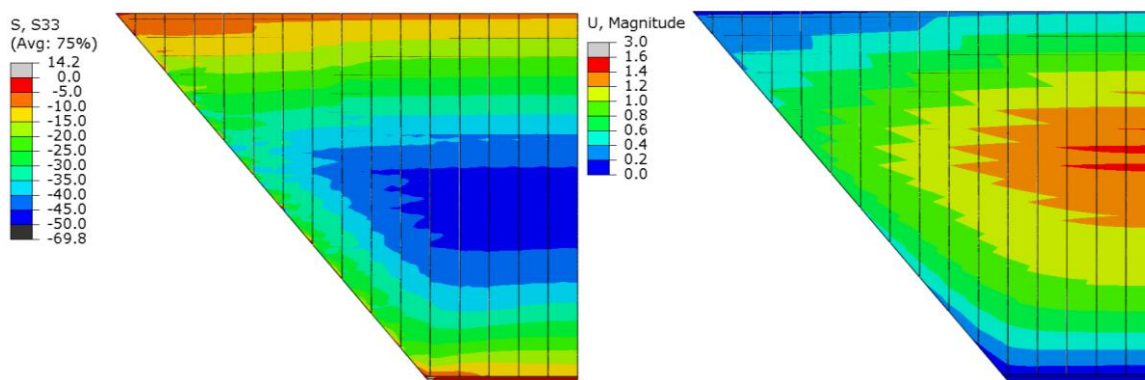


Figura 0.5 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m). Modelo E-50% passo a passo.

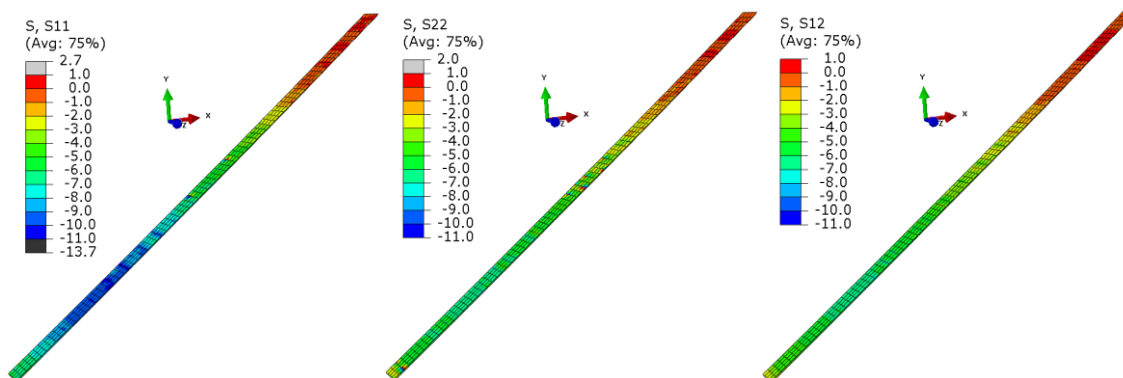


Figura 0.6 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-passo a passo.

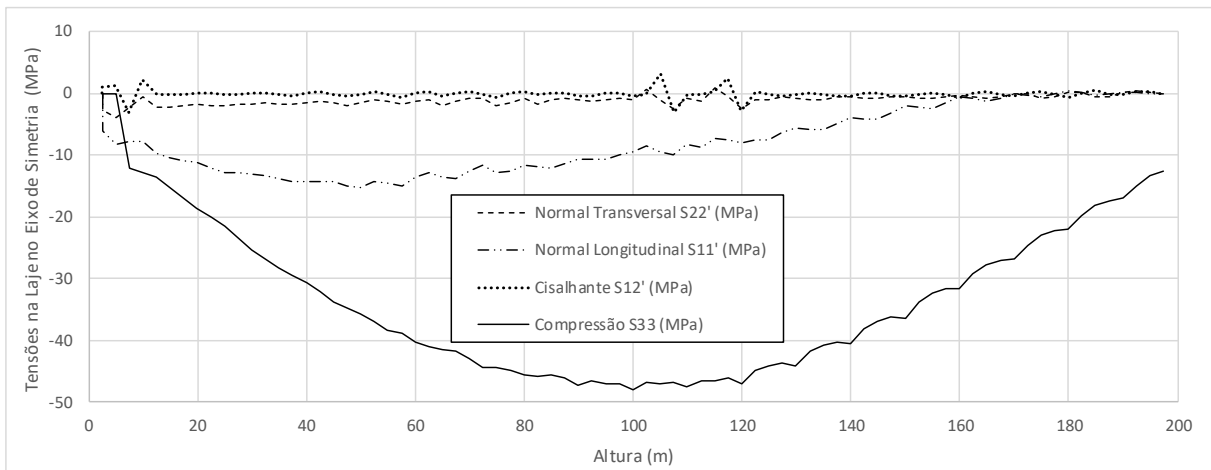


Figura 0.7 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-Passo a Passo.

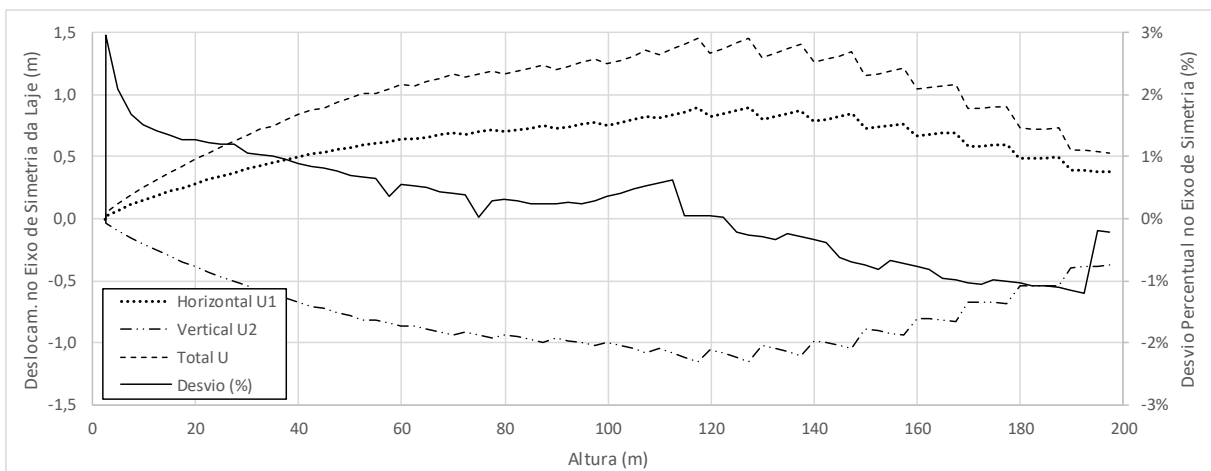


Figura 0.8 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-Passo a Passo.

### C.3 RESULTADOS DO MODELO 02X -00%-0-QUARTER

O Modelo 02x-00%-0-Quarter possui modelo constitutivo com proporção de duas vezes em os módulos elástico e plástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A máxima S33 está na ordem de 35 MPa (Figura 0.9a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.9b e as tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.10.

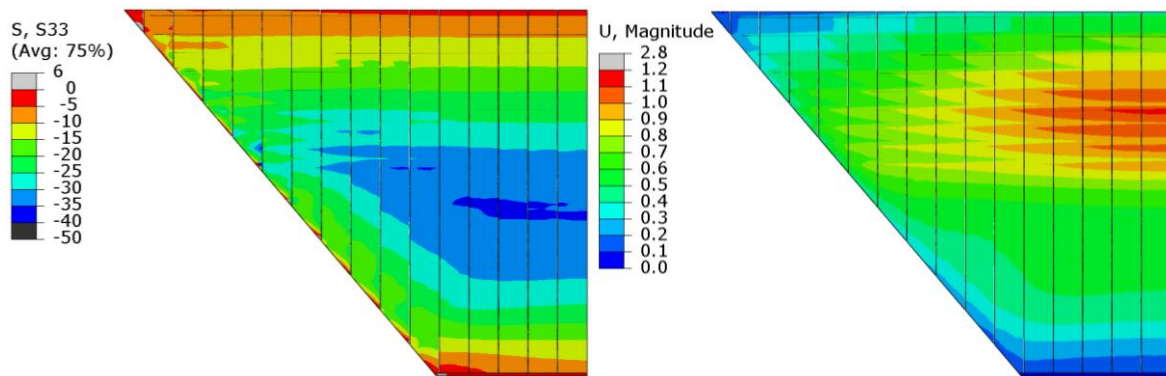


Figura 0.9 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos Totais U (m) no Modelo 02x-00%-0-Quarter.

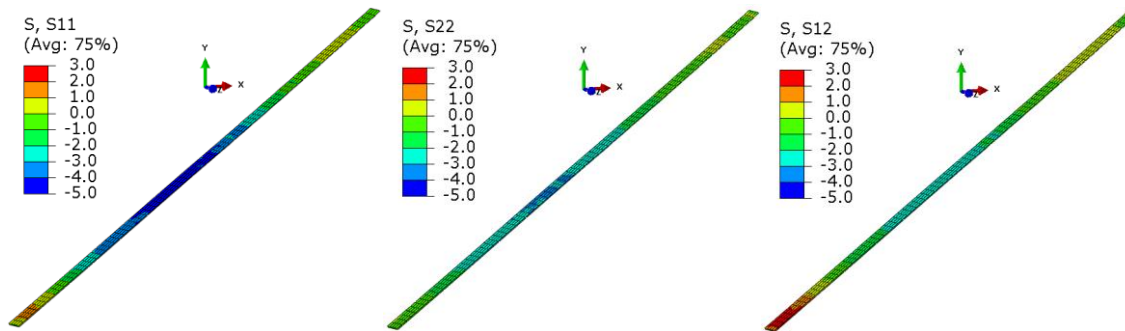


Figura 0.10 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo 02x-00%-0-Quarter.

A Figura 0.11 mostra as curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 7 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, no eixo de simetria. Sem binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.12 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, com pico perto da crista.

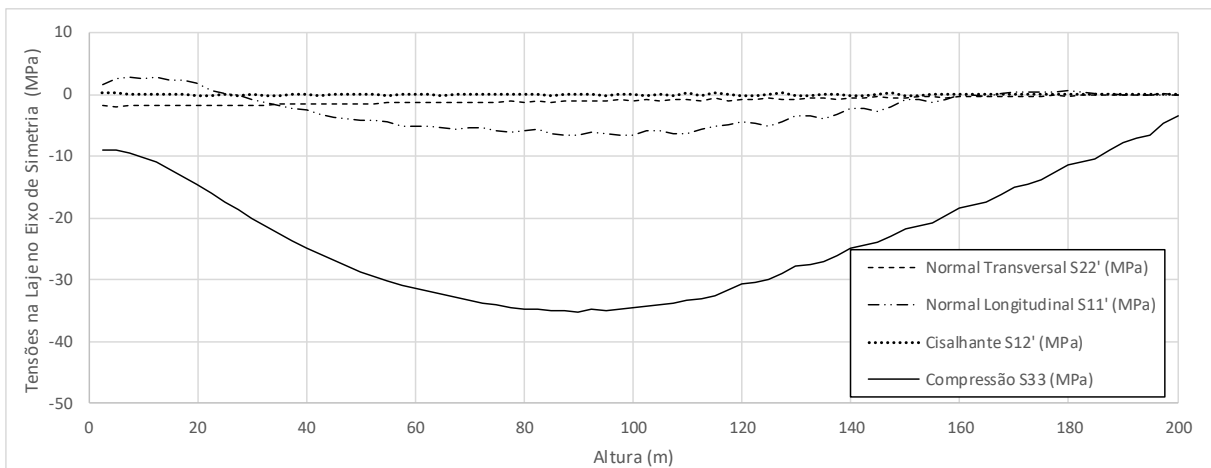


Figura 0.11 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo 02x-00%-0-Quarter.

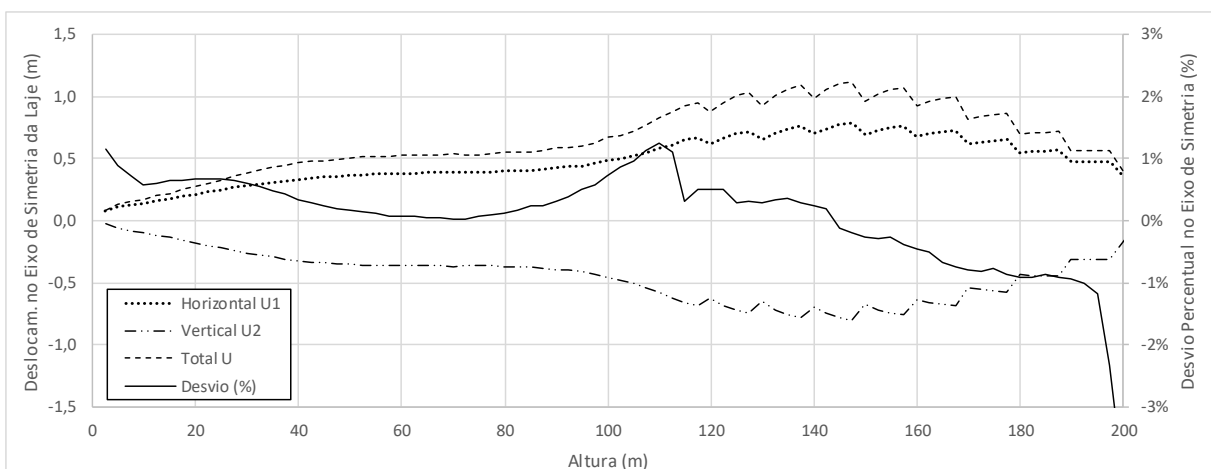


Figura 0.12 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo 02x-00%-0-Quarter.

#### C.4 RESULTADOS DO MODELO E-00%-0-QUARTER

O Modelo 02x-00%-0-Quarter é elástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A tensão S33 estão com máxima na ordem de 42 MPa (Figura 0.13a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.13b e as tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.14. As curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 8 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, no eixo de simetria (Figura 0.15 ). Os resultados também não apresentaram binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.16 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, superando um pouco o intervalo perto do plinto e com pico perto da crista.

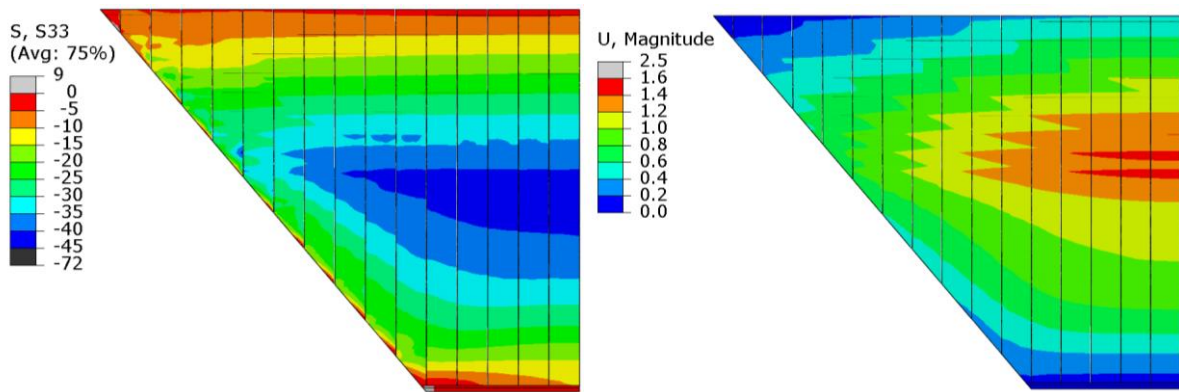


Figura 0.13 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-00%-0-Quarter.

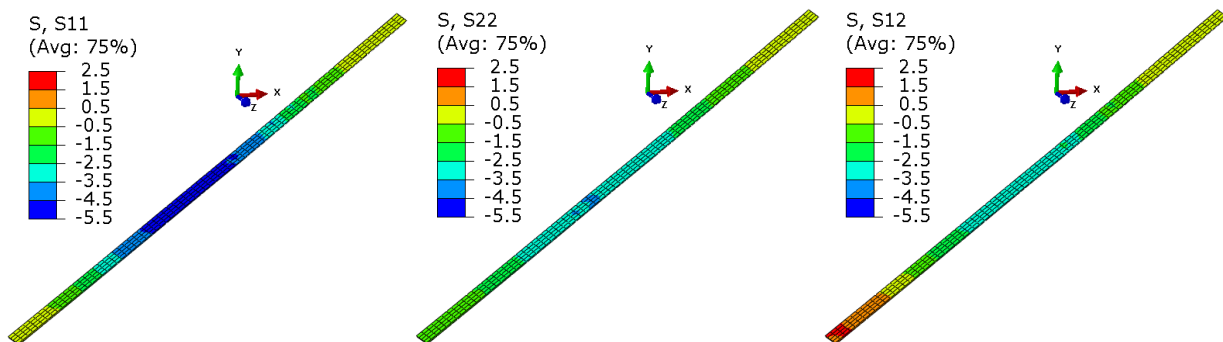


Figura 0.14 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-0-Quarter.

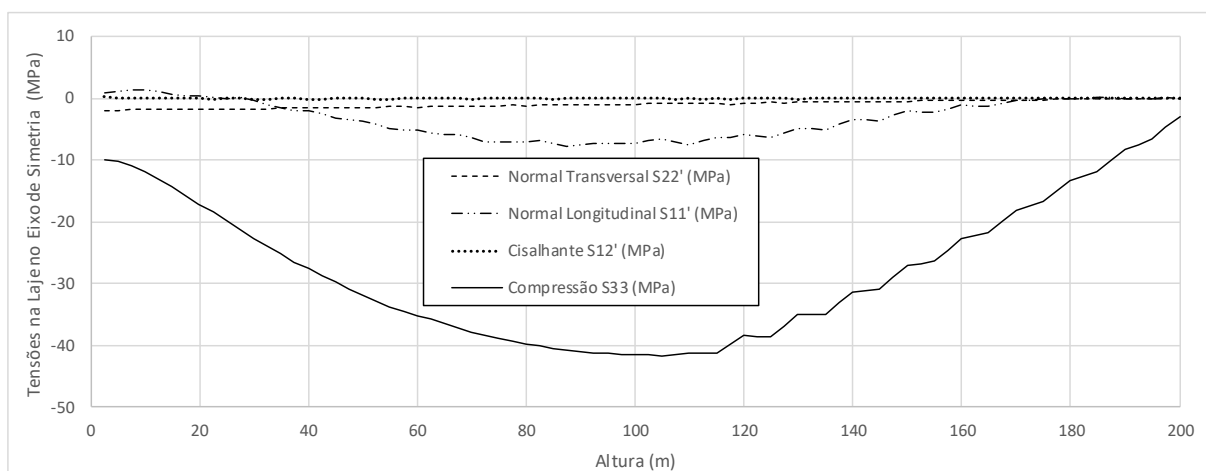


Figura 0.15 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-0-Quarter.

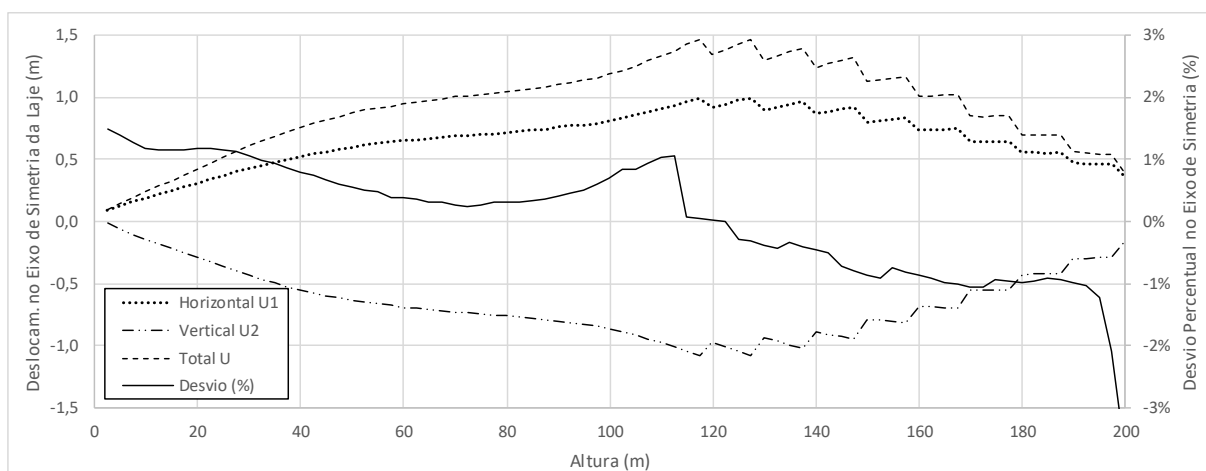


Figura 0.16 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-0-Quarter.

### C.5 RESULTADOS DO MODELO E-50%-0-QUARTER

O Modelo E-50%-0-Quarter é elástico e com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A máxima de tensão S33 está na ordem de 48 MPa (Figura 0.17a). As isorregiões dos deslocamentos totais são mostradas na Figura 0.17b e de tensões da laje central no plano XY, na Figura 0.18. Na Figura 0.19 estão as curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje), os valores chegam próximos à 15 MPa. As Tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria. Os resultados não apresentaram binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.20 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, com pico perto do plinto.



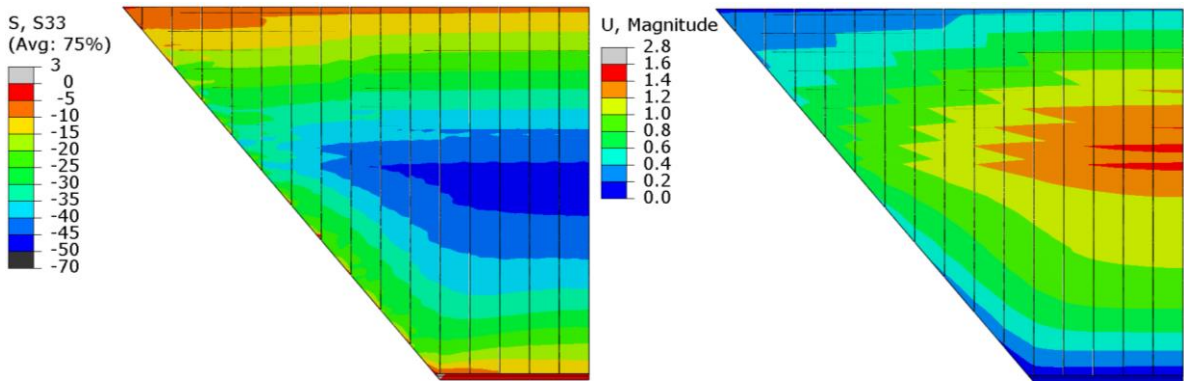


Figura 0.17 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-50%-0-Quarter.

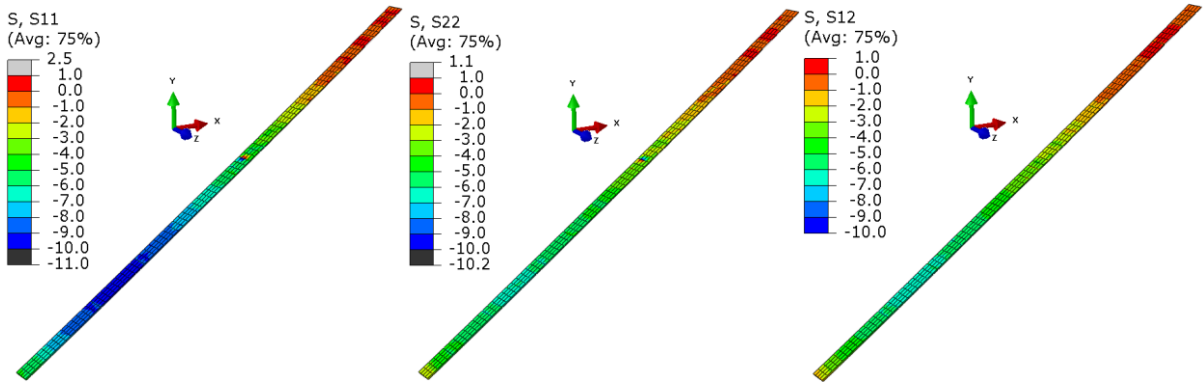


Figura 0.18 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-0-Quarter.

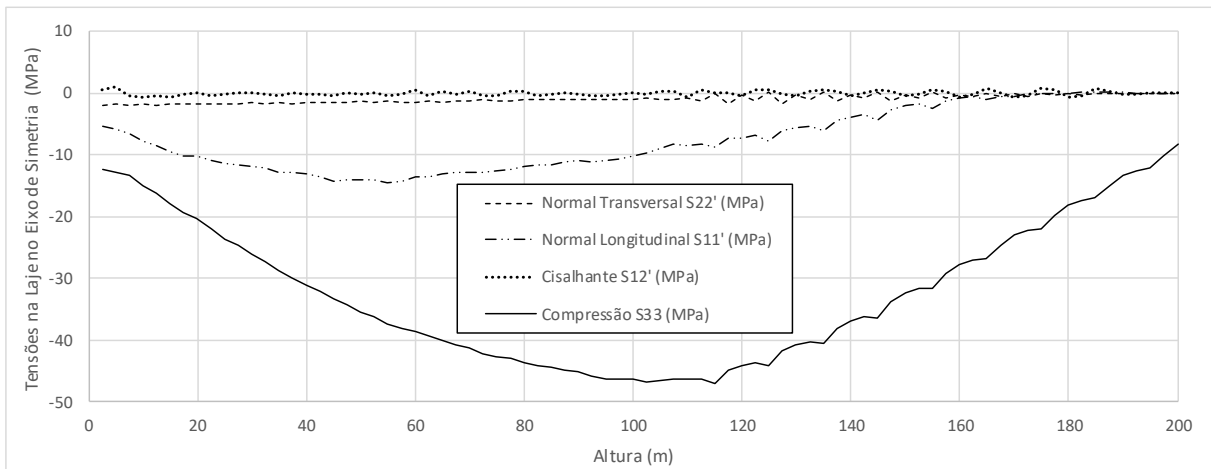


Figura 0.19 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-0-Quarter.

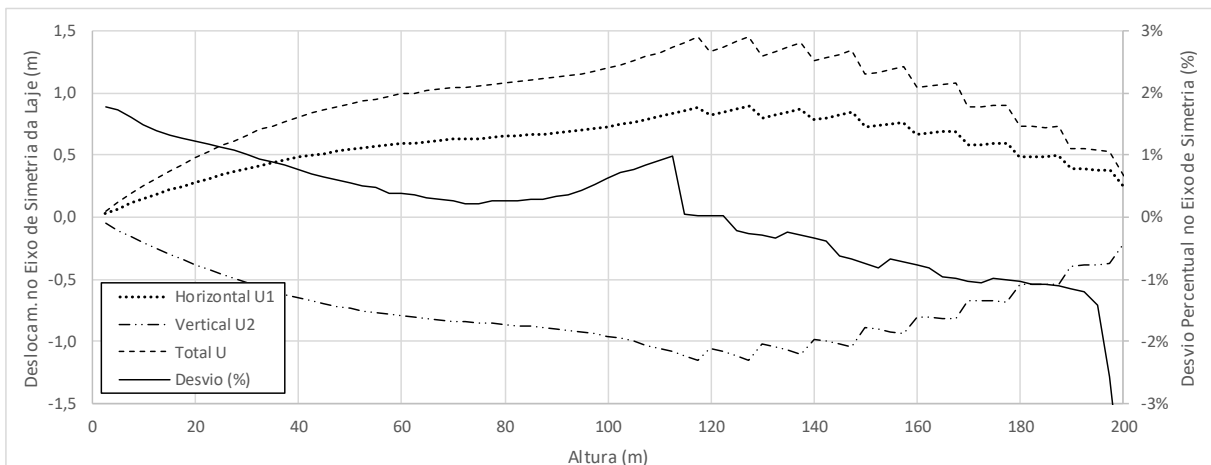




Figura 0.20 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-0-Quarter.

### C.6 RESULTADOS DO MODELO 02X -00%-1-QUARTER

O Modelo 02x-00%-1-Quarter possui modelo constitutivo com proporção de duas vezes em os módulos elástico e plástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A máxima  $S_{33}$  está na ordem de 31 MPa (Figura 0.21a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.21b e as tensões  $S_{11}$ ,  $S_{22}$  e  $S_{12}$  da laje central no plano XY, na Figura 0.22. A Figura 0.23 mostra as curvas de tensões  $S_{11}'$  (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 4 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, no eixo de simetria. Sem binários para momentos fletores.

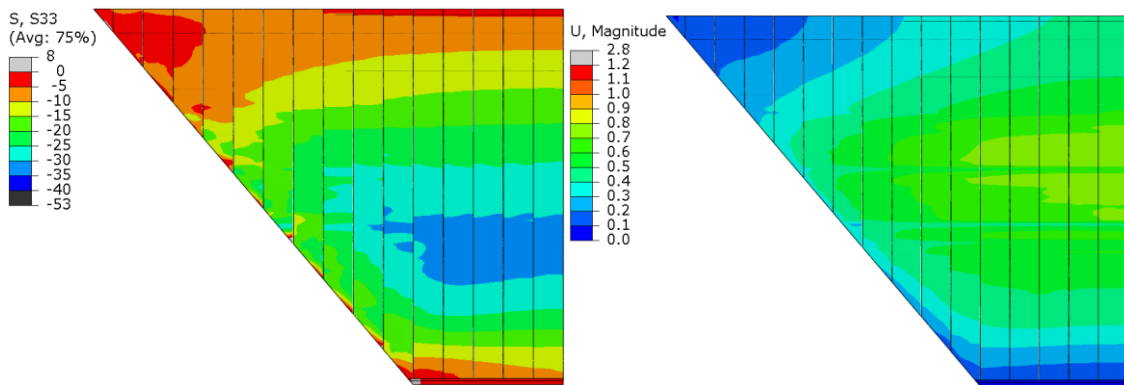


Figura 0.21 – (a) Tensão horizontal  $S_{33}$  (MPa) e (b) deslocamentos totais  $U$  (m) no Modelo 02x-00%-1-Quarter.

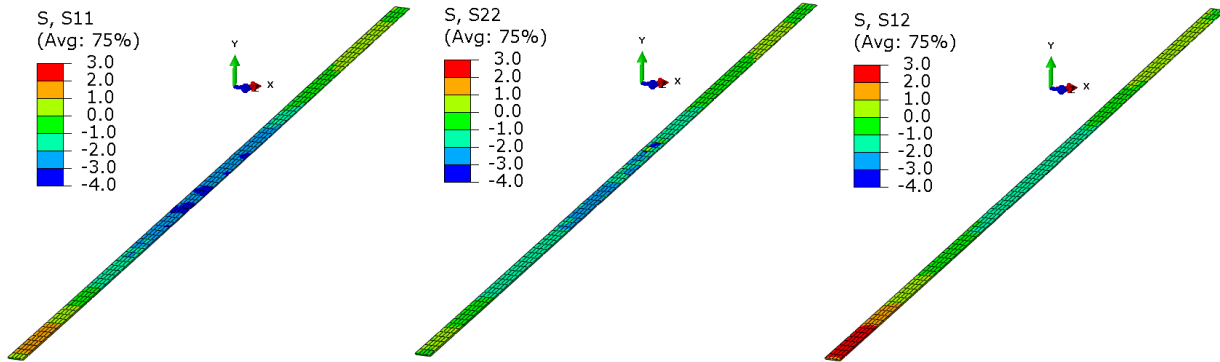


Figura 0.22 – Tensões  $S$  no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo 02x-00%-1-Quarter.

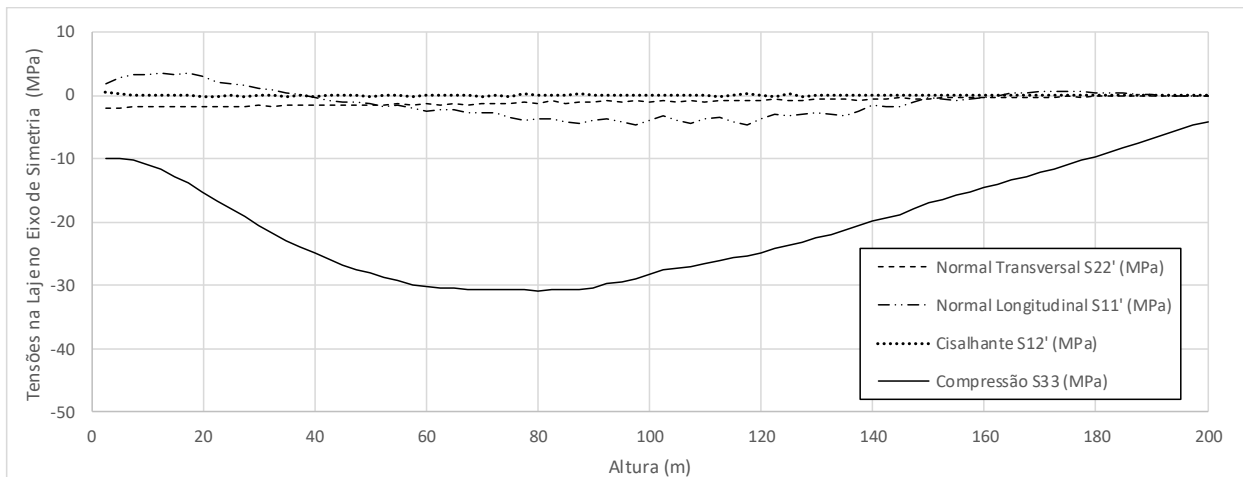


Figura 0.23 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo 02x-00%-1-Quarter.

As curvas da Figura 0.24 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%.

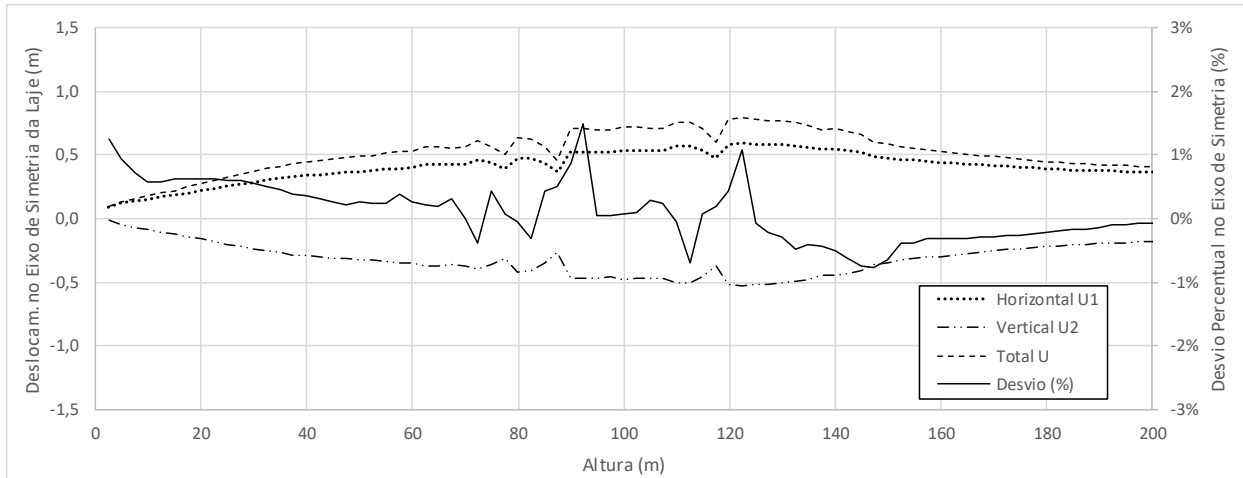


Figura 0.24 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo 02x-00%-1-Quarter.

### C.7 RESULTADOS DO MODELO E -00%-1-QUARTER

O Modelo E-00%-1-Quarter é elástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A tensão S33 estão com máxima na ordem de 35 MPa (Figura 0.25a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.25b e as tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.26.

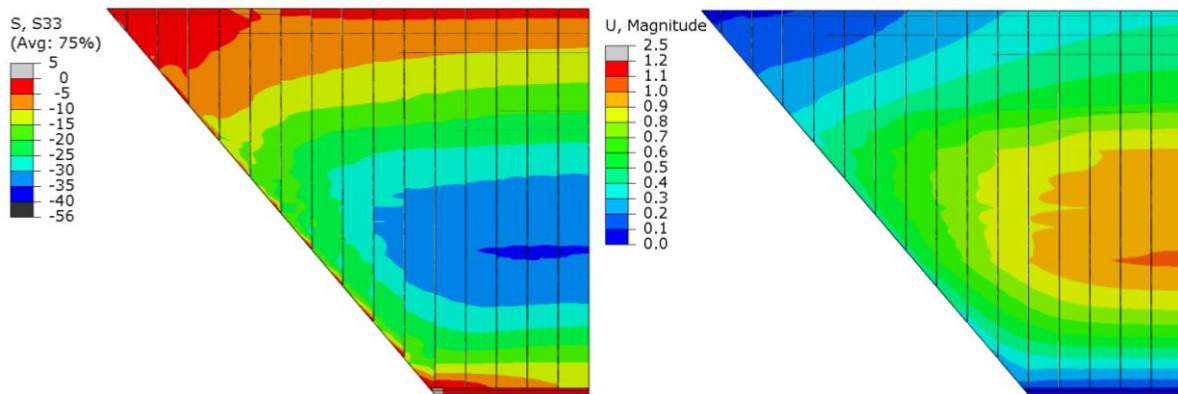


Figura 0.25 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-00%-1-Quarter.

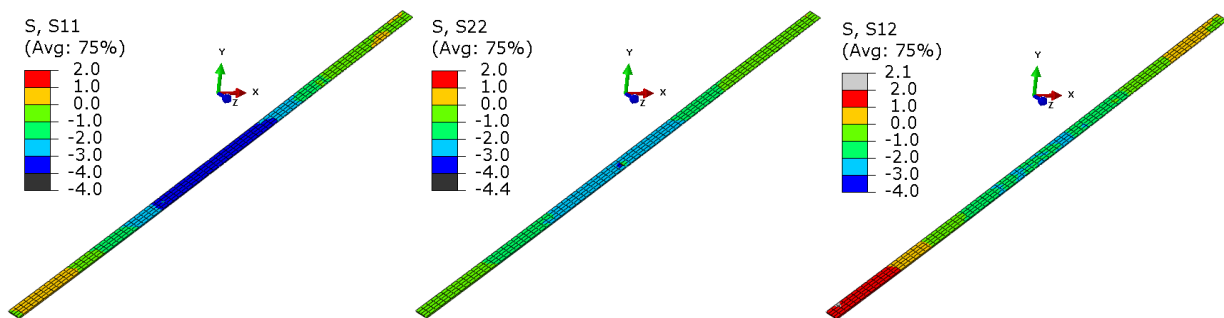


Figura 0.26 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-1-Quarter.

As curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 6 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, no eixo de simetria (Figura 0.27). Os resultados também não apresentaram binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.28 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, superando um pouco o intervalo perto do plinto.

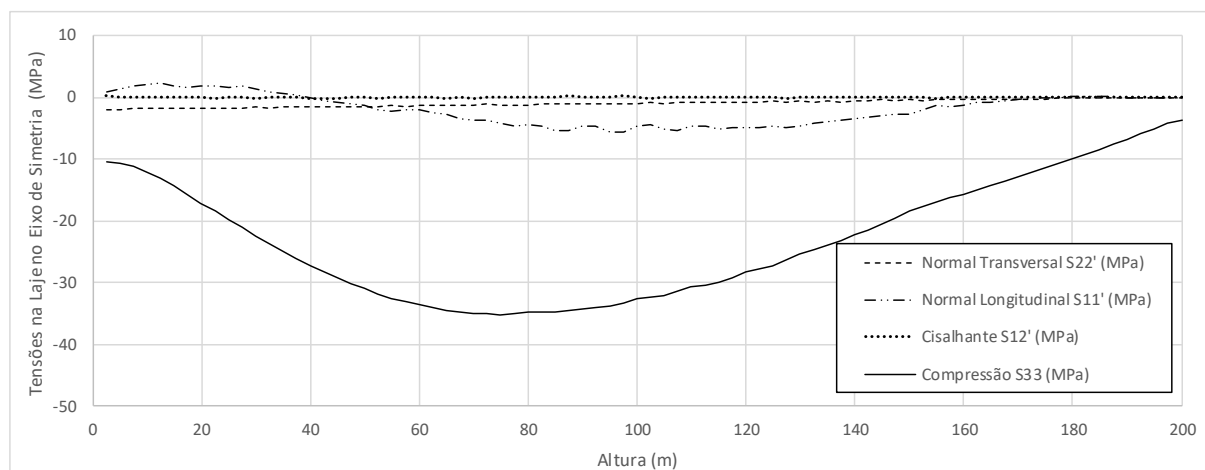


Figura 0.27 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-1-Quarter.

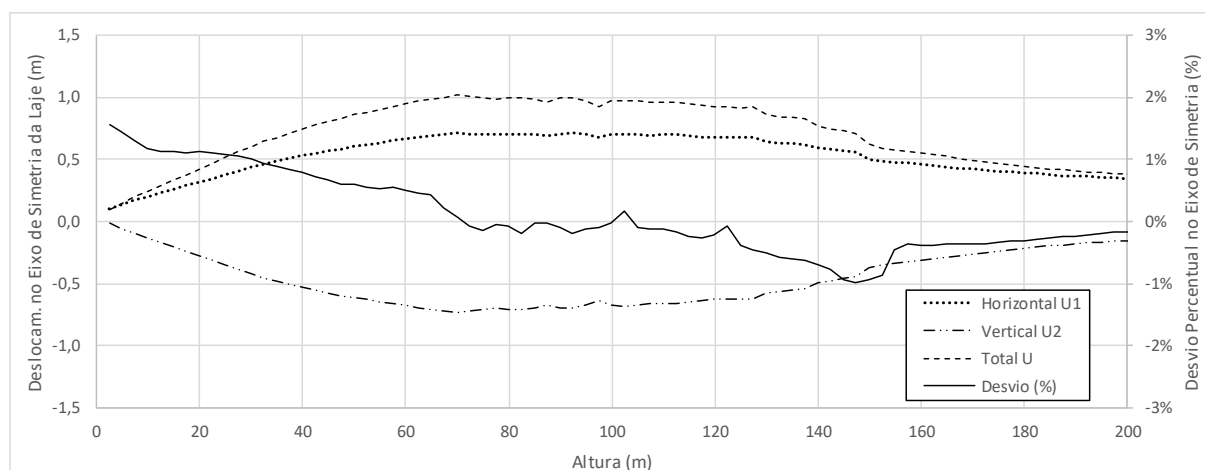


Figura 0.28 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-1-Quarter.

### C.8 RESULTADOS DO MODELO E -50%-1-QUARTER

O Modelo E-50%-1-Quarter é elástico e com fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A máxima de tensão S33 está na ordem de 48 MPa (Figura 0.29a). As isorregiões dos deslocamentos totais são mostradas na Figura 0.29b e de tensões da laje central no plano XY, na Figura 0.30. Na Figura 0.31 estão as curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje), os valores chegam próximos à 15 MPa. As Tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria. Os resultados não apresentaram binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.32 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, com pico perto do plinto.

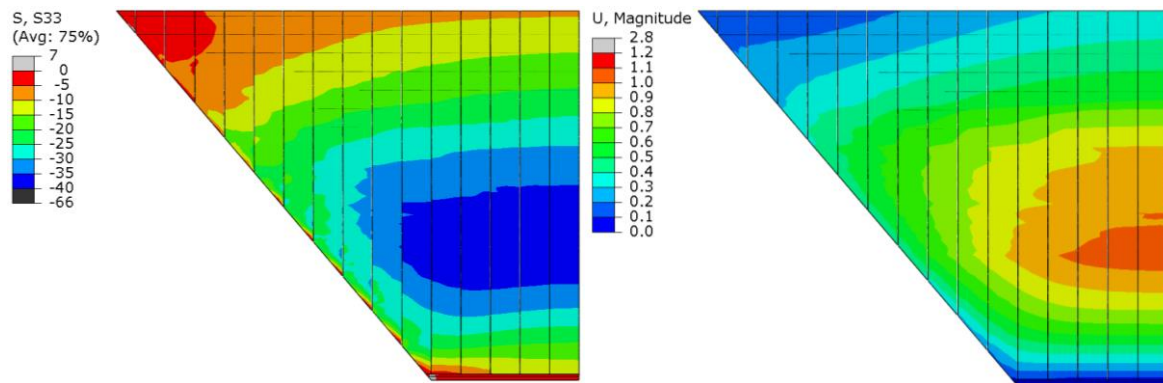


Figura 0.29 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-50%-1-Quarter.

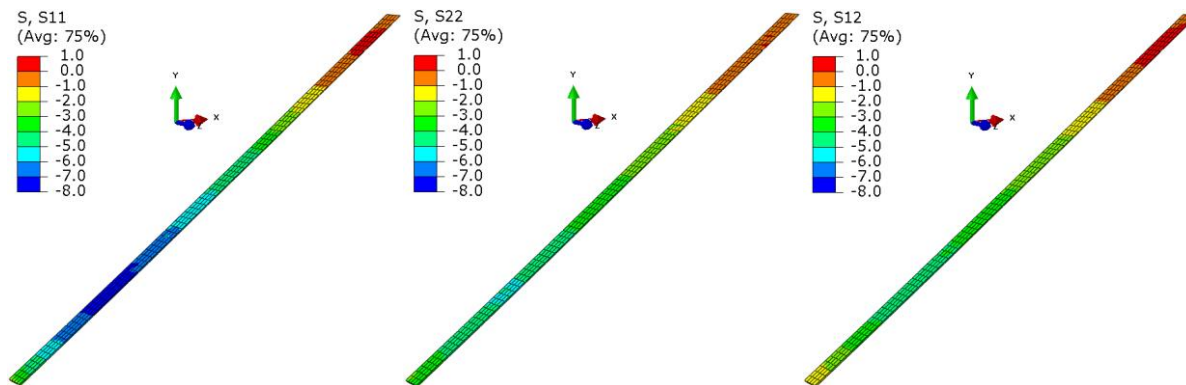


Figura 0.30 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-1-Quarter.

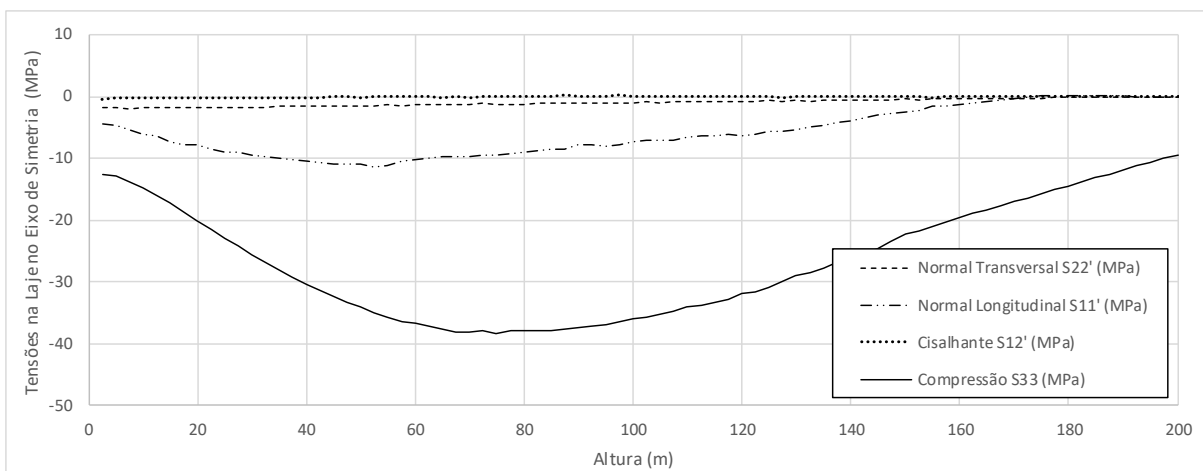


Figura 0.31 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-1-Quarter.

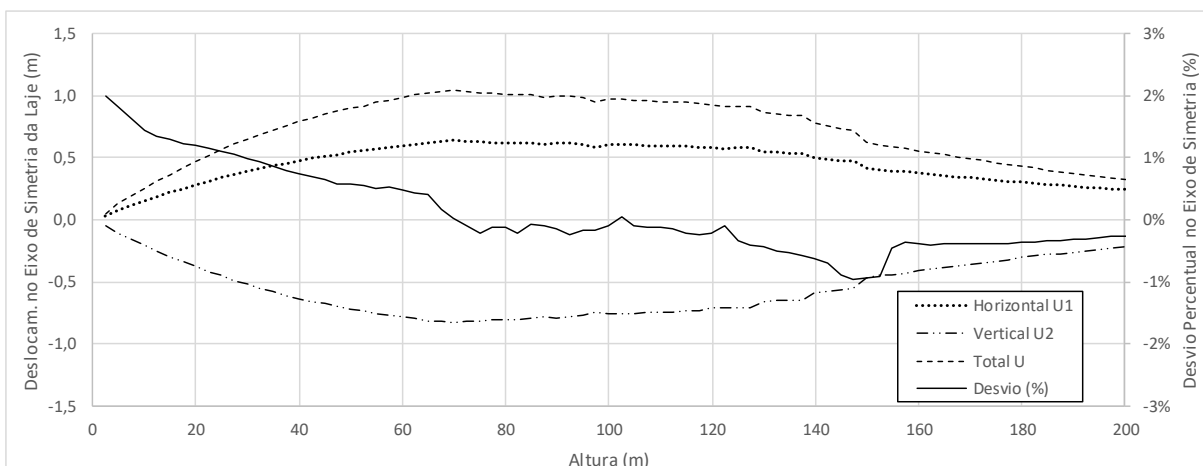


Figura 0.32 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-1-Quarter.

### C.9 RESULTADOS DO MODELO E -00%-2-QUARTER

O Modelo E-00%-2-Quarter é elástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A tensão S33 estão com máxima na ordem de 33 MPa (Figura 0.33a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.33b. As tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.34. As curvas de tensões S11' (longitudinal da laje) que chegam próximos à 6 MPa no eixo de simetria (Figura 0.35), exceto nos picos da cota 105 m, que foram discutidos na apresentação da Figura 0.18. As curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais. Também sem qualquer sugestão para momentos fletores. As curvas da Figura 0.36 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, superando um pouco o intervalo perto do plinto.

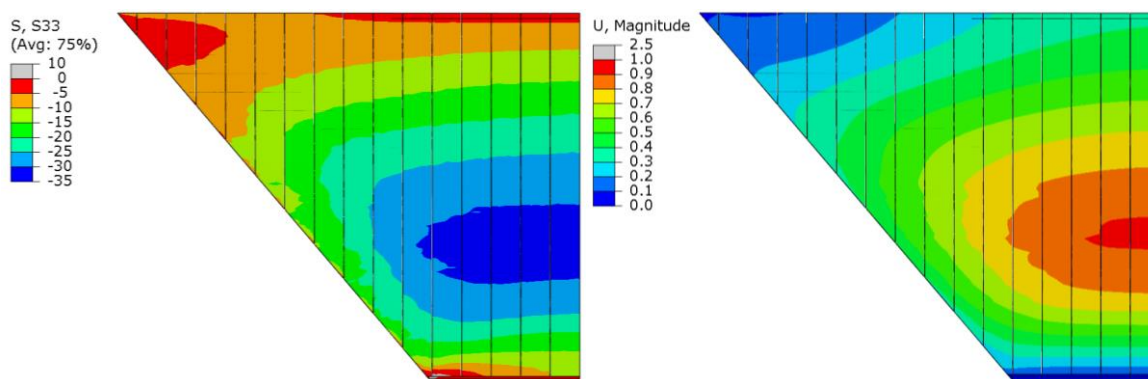


Figura 0.33 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-00%-2-Quarter.

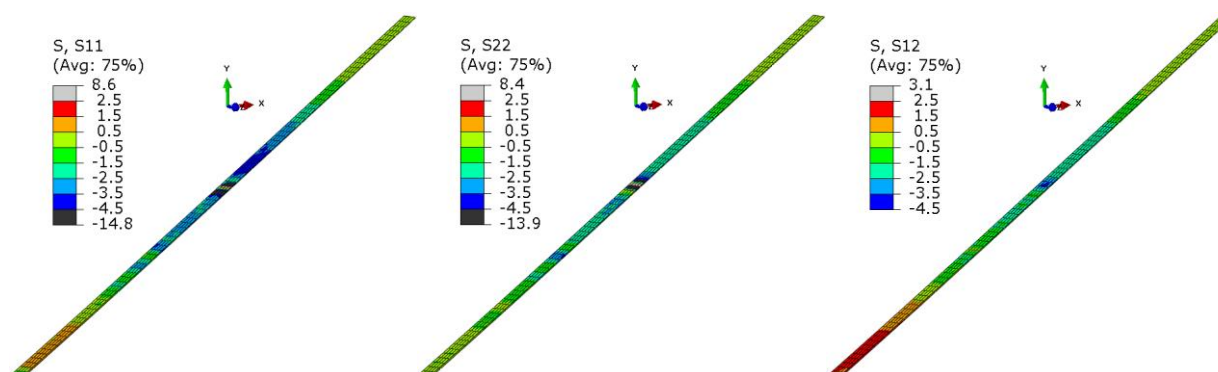


Figura 0.34 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-2-Quarter.

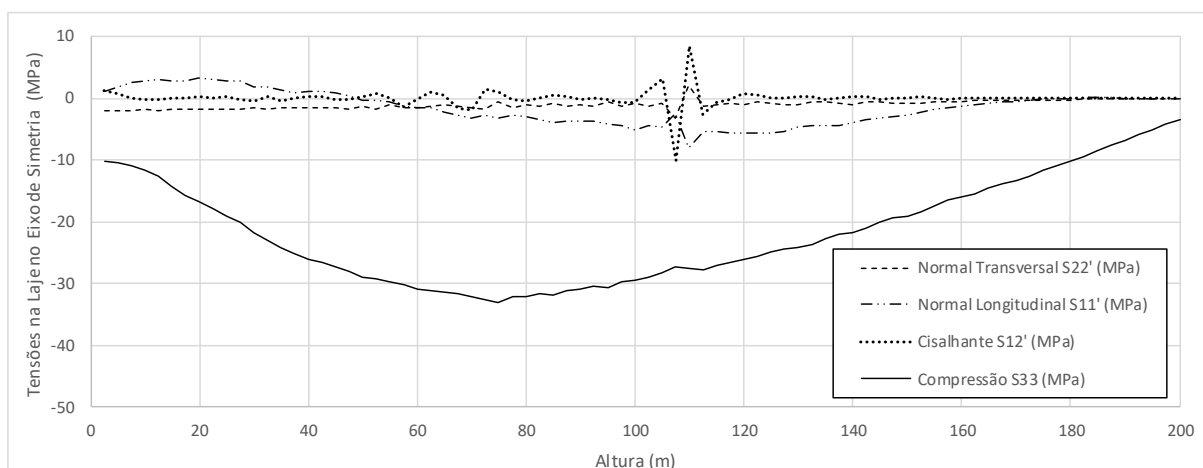


Figura 0.35 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-2-Quarter.

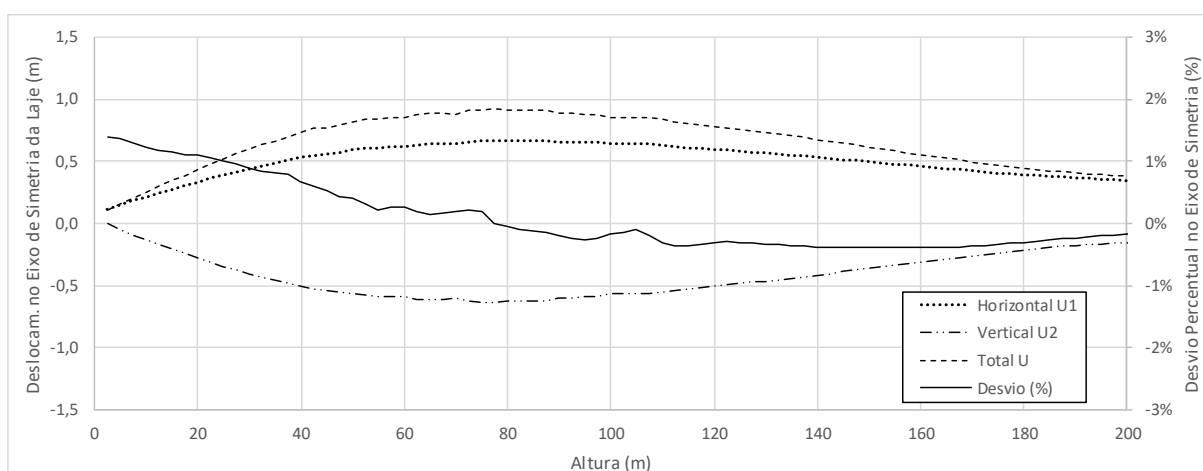


Figura 0.36 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-2-Quarter.

### C.10 RESULTADOS DO MODELO E -50%-2-QUARTER

O Modelo E-50%-2-Quarter é elástico e com fluxo de colapso devido o enchimento. A máxima de tensão S33 está na ordem de 36 MPa (Figura 0.37a). As isorregiões dos deslocamentos totais são mostradas na Figura 0.37b e de tensões da laje central no plano XY, na Figura 0.38. Na Figura 0.39 estão as curvas de tensões S11' (longitudinal da laje), os valores chegam próximos à 10 MPa e também possuem o pico na cota 105 m discutido na apresentação da Figura 0.18. As Tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria, sem sinal de binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.40 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%.

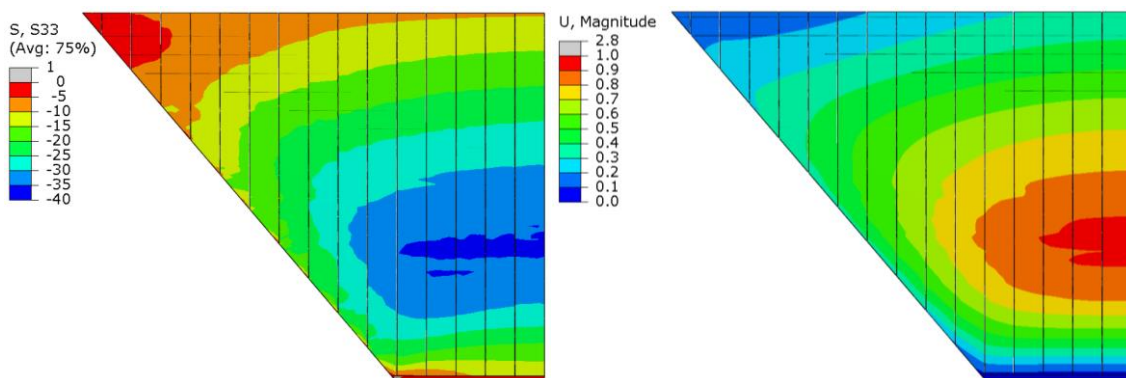


Figura 0.37 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-50%-2-Quarter.

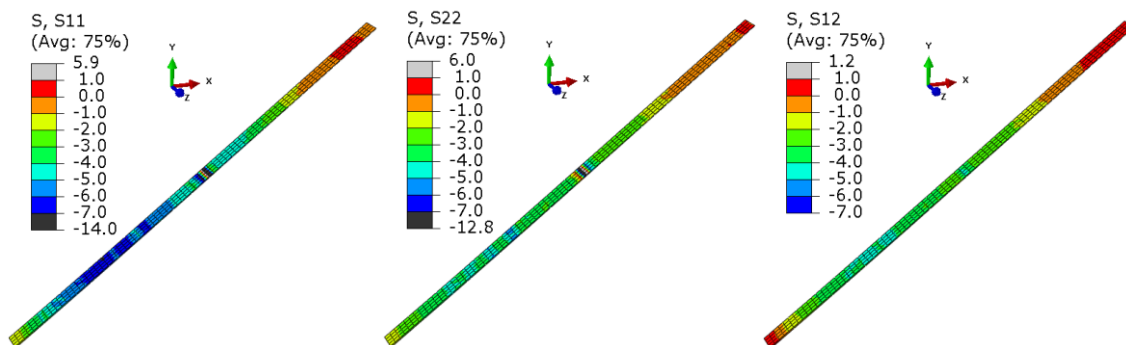


Figura 0.38 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-2-Quarter.

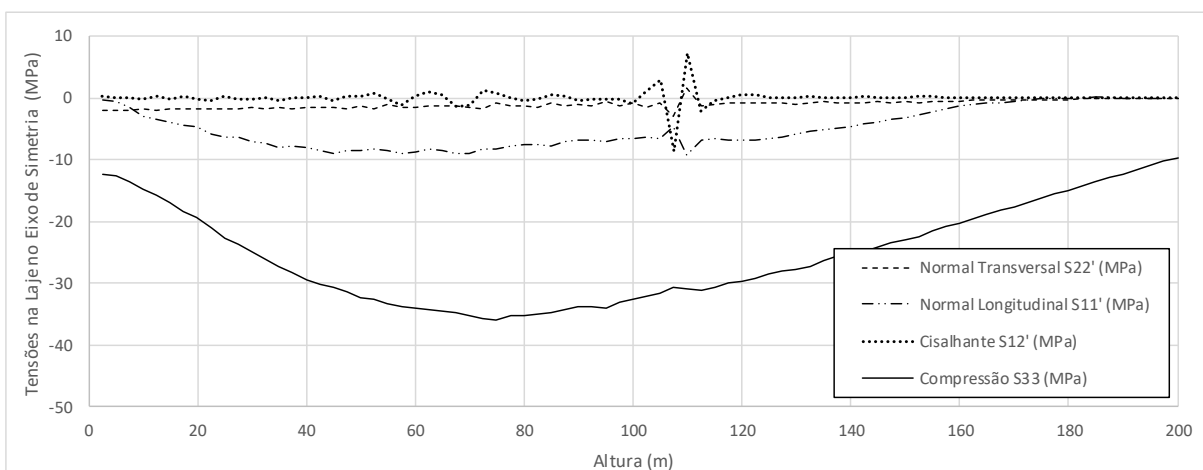


Figura 0.39 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-2-Quarter.

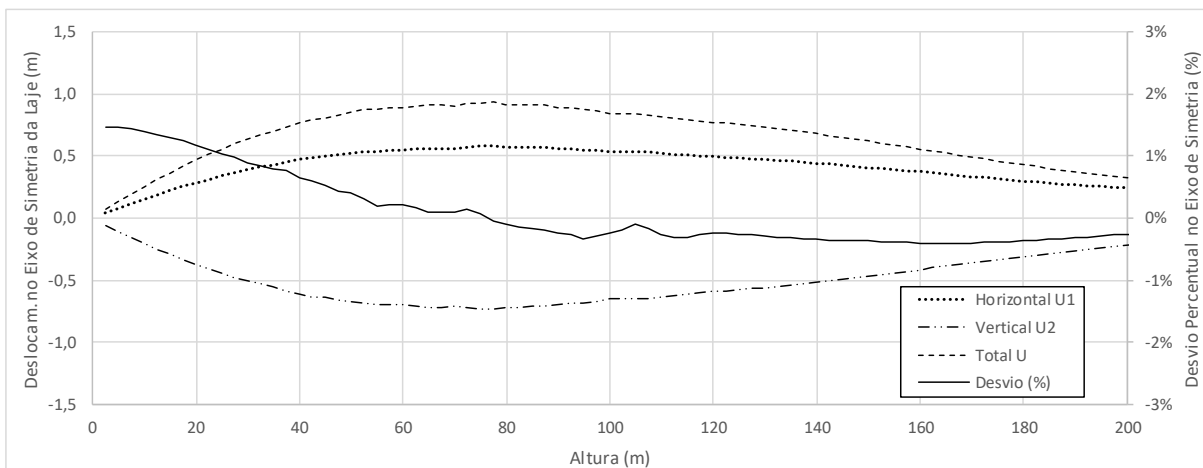


Figura 0.40 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-2-Quarter.



### C.11 RESULTADOS DO MODELO E-00%-3-QUARTER

O Modelo E-00%-3-Quarter é elástico, sem fluxo de colapso devido o reservatório. A tensão S33 estão com máxima na ordem de 32 MPa ( Figura 0.41a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.41b. As tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.42. As curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 6 MPa no eixo de simetria (Figura 0.43). As curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais. Os resultados também não apresentaram binários que pudessem sugerir a formação de momentos fletores. As curvas da Figura 0.44 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, superando um pouco o intervalo perto do plinto.

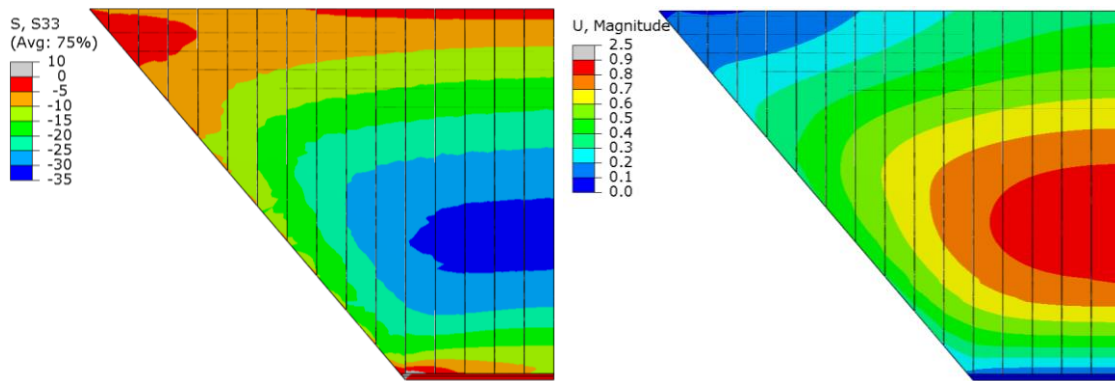


Figura 0.41 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-00%-3-Quarter.

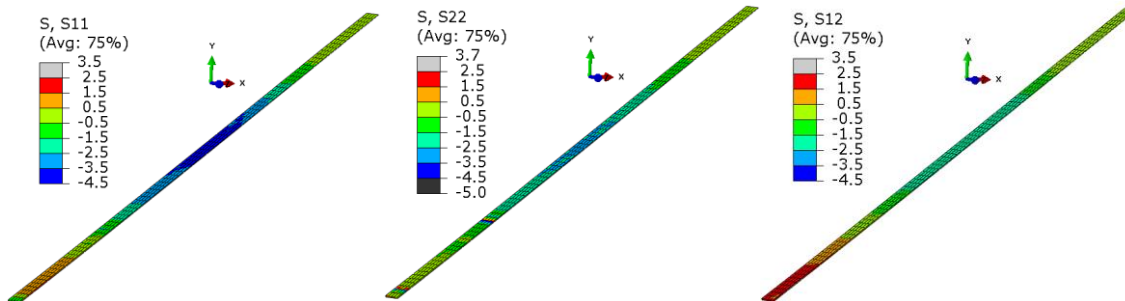


Figura 0.42 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-3-Quarter.

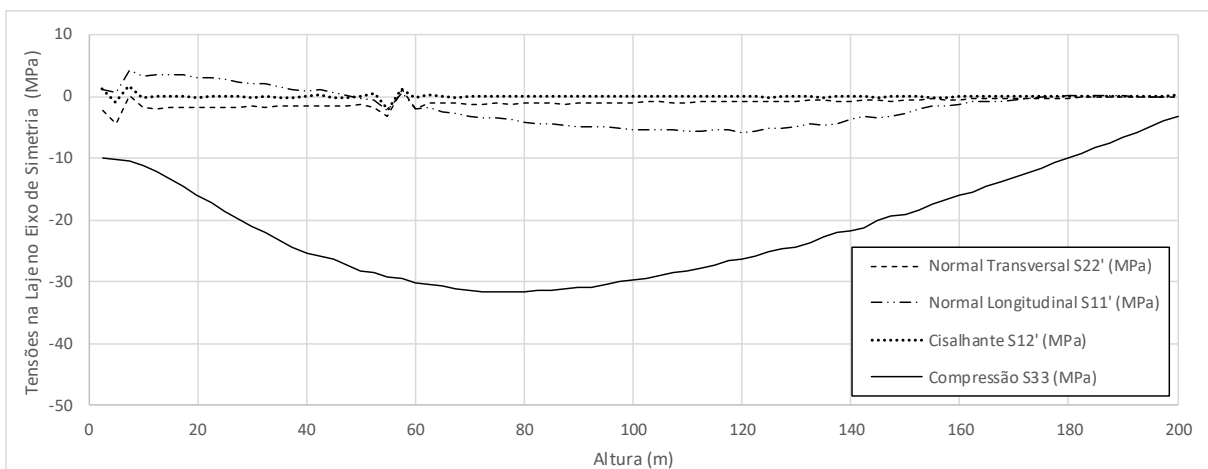


Figura 0.43 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-3-Quarter.



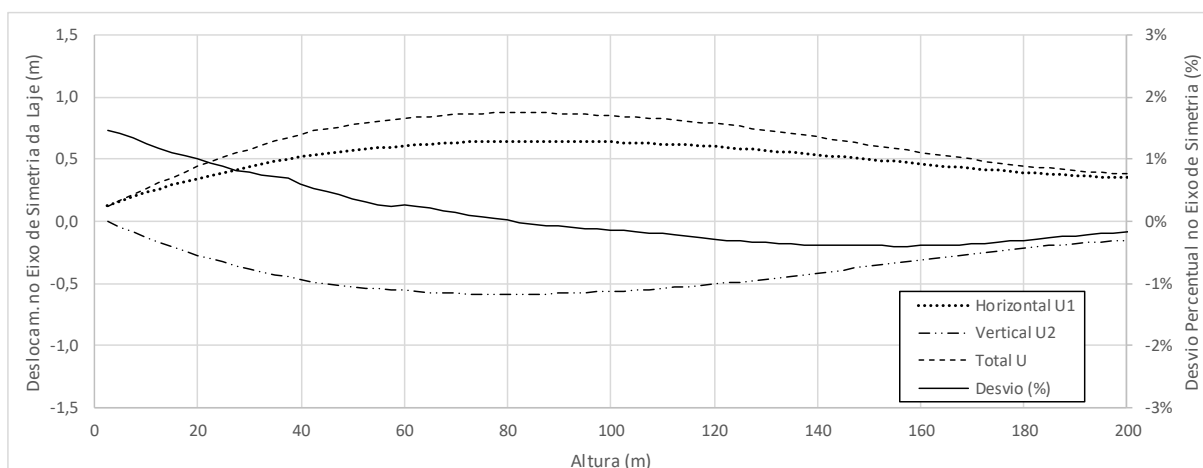


Figura 0.44 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-3-Quarter.

### C.12 RESULTADOS DO MODELO E-50%-3-QUARTER

O Modelo E-50%-3-Quarter é elástico e com fluxo de colapso devido o enchimento. A máxima de tensão S33 está na ordem de 35 MPa (Figura 0.45a). As isorregiões dos deslocamentos totais são mostradas na Figura 0.45b e de tensões da laje central no plano XY, na Figura 0.46. Na Figura 0.47 estão as curvas de tensões S11' (longitudinal da laje), os valores chegam próximos à 10 MPa. As Tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria, sem sinal de binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.48 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, ultrapassando um pouco na região do plinto.

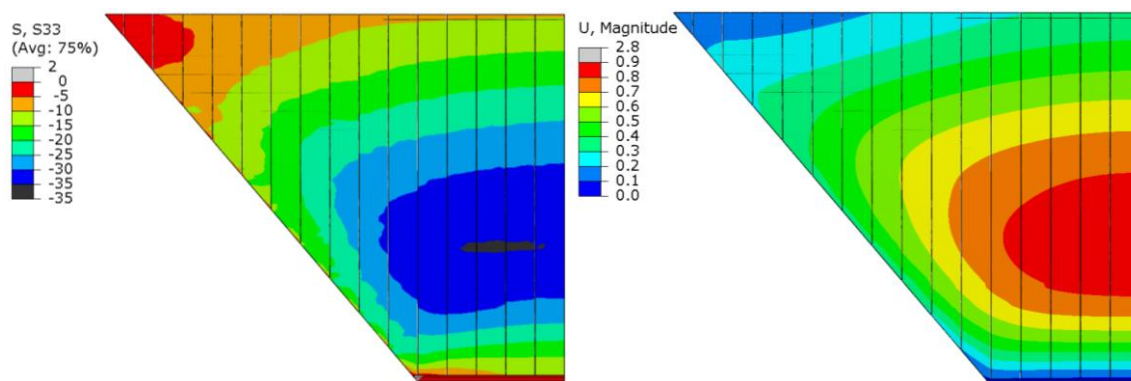


Figura 0.45 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-50%-3-Quarter.

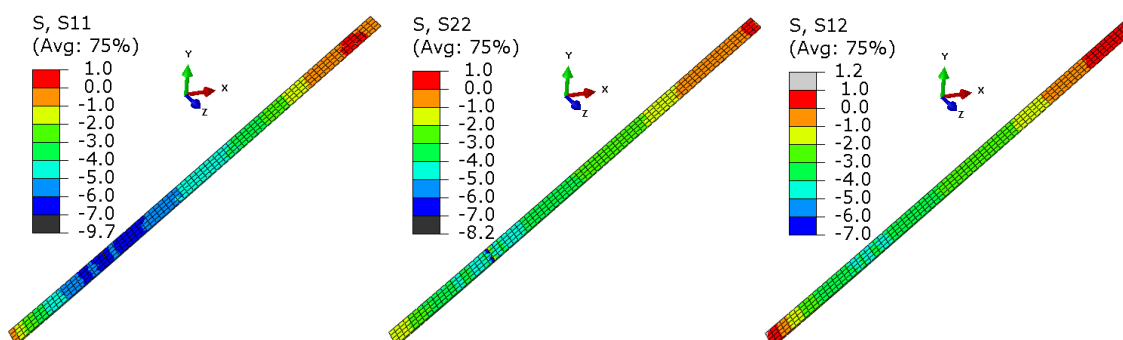


Figura 0.46 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-3-Quarter.

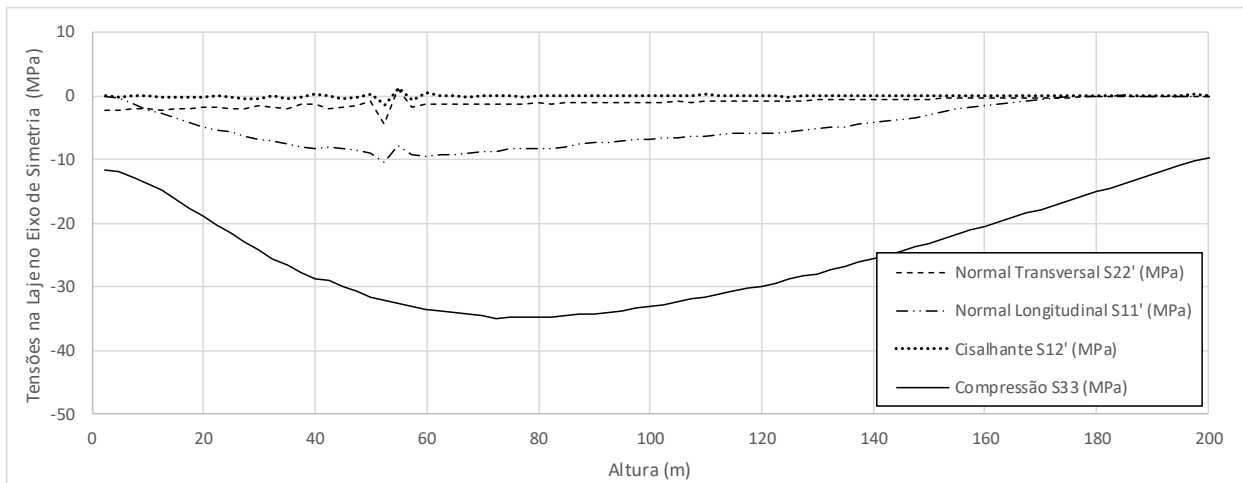


Figura 0.47 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-3-Quarter.

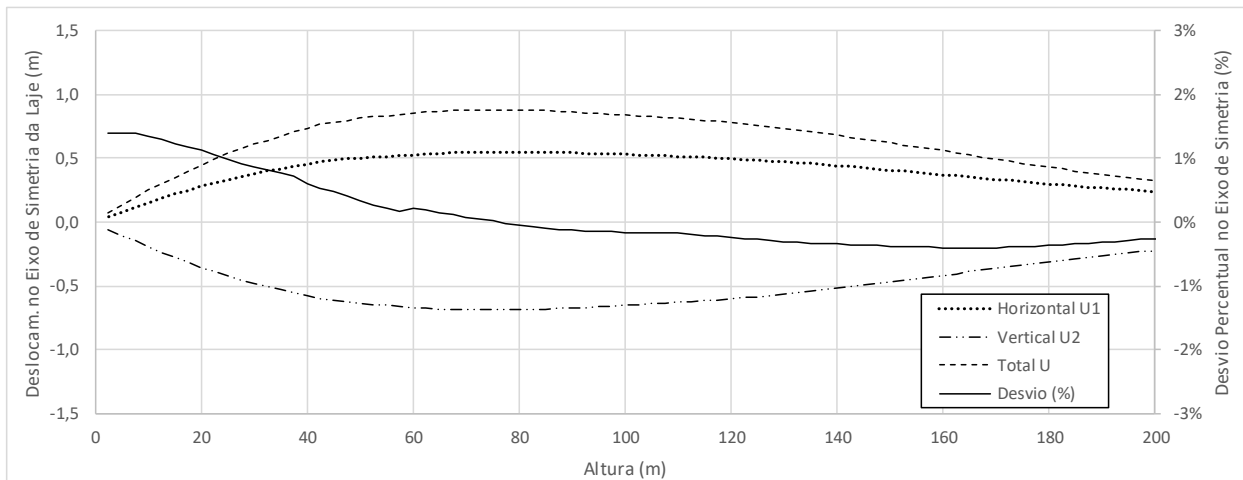


Figura 0.48 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-3-Quarter.

### C.13 RESULTADOS DO MODELO 02x-00%-4-QUARTER

O Modelo 02x-00%-4-Quarter possui modelo constitutivo com proporção de duas vezes em os módulos elástico e plástico, sem fluxo de colapso devido o enchimento do reservatório. A máxima S33 está na ordem de 28 MPa (Figura 0.49a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.49b e as tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.50.

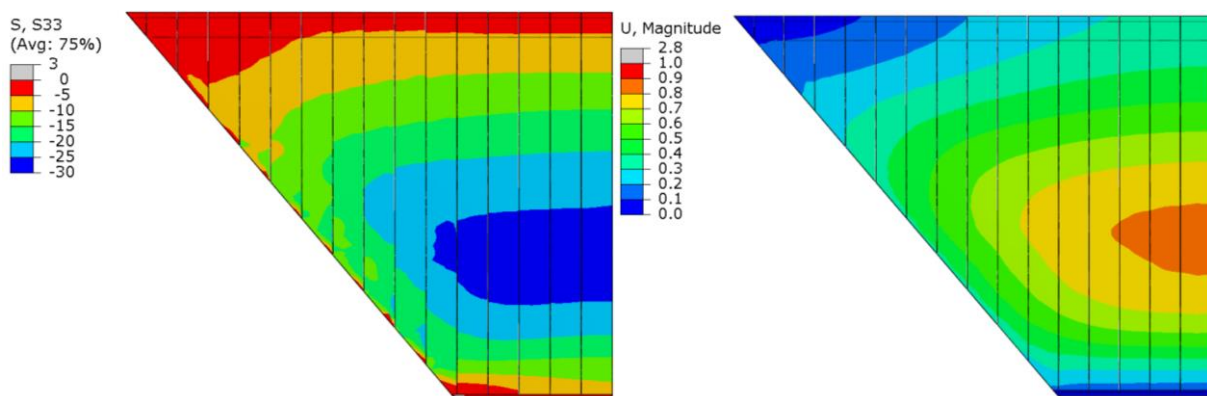


Figura 0.49 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo 02x-00%-4-Quarter.

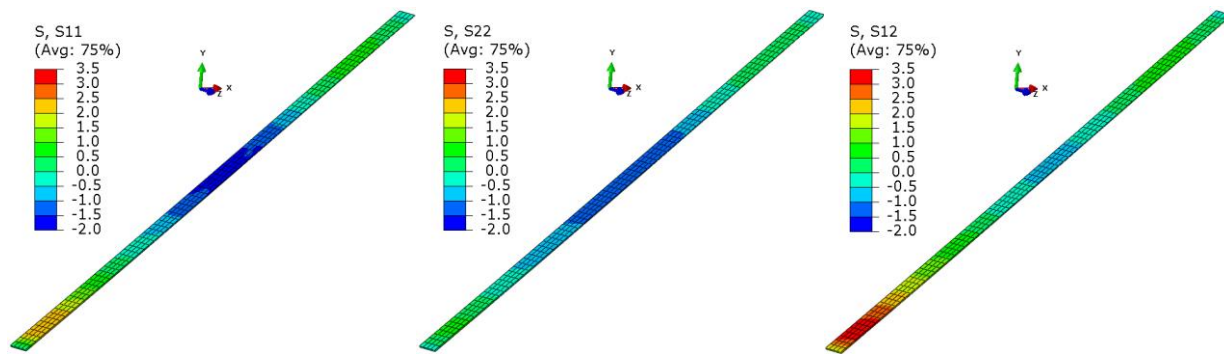


Figura 0.50 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo 02x-00%-4-Quarter.

A Figura 0.51 mostra as curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 5 MPa, as curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais, no eixo de simetria. Sem binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.52 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%.

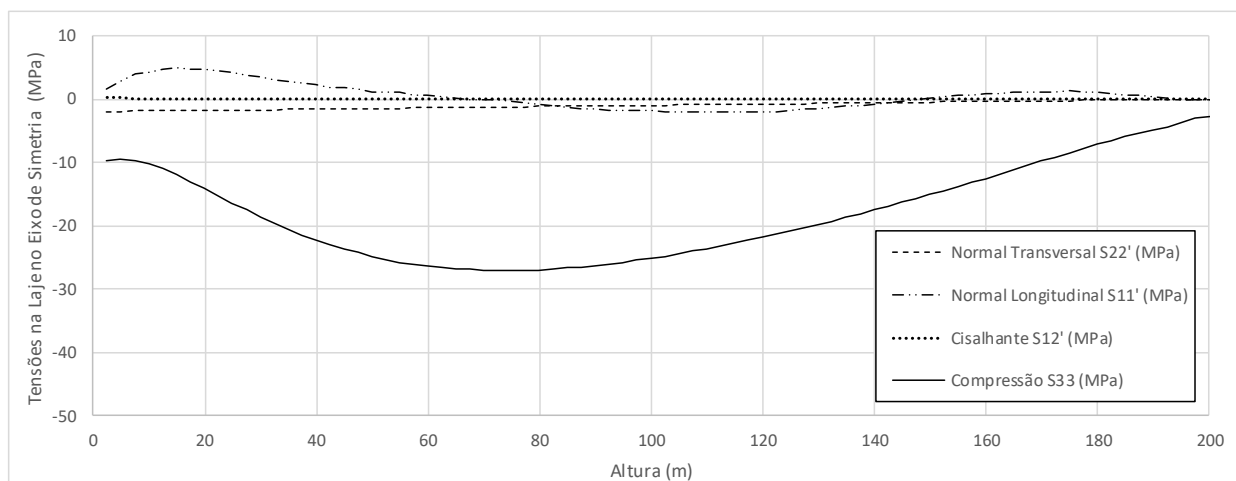


Figura 0.51 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo 02x-00%-4-Quarter.

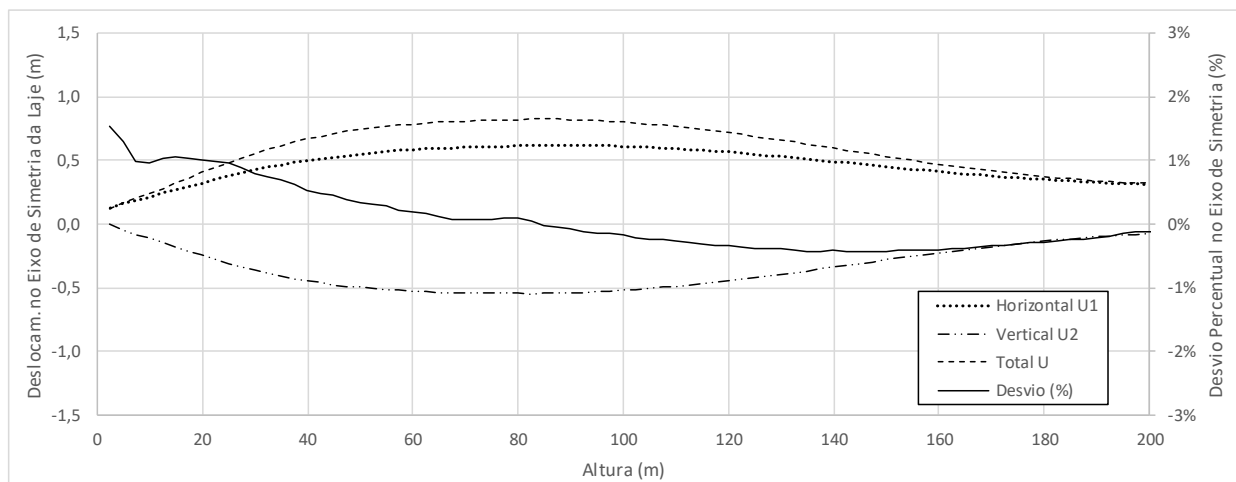


Figura 0.52 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo 02x-00%-4-Quarter.

### C.14 RESULTADOS DO MODELO E-00%-4-QUARTER

O Modelo E-00%-4-Quarter é elástico, sem fluxo de colapso devido o reservatório. A tensão S33 estão com máxima na ordem de 31 MPa (Figura 0.53a). Os deslocamentos totais estão na Figura 0.53b. As tensões S11, S22 e S12 da laje central no plano XY, na Figura 0.54. As curvas de tensões S11' (sentido longitudinal da laje) que chegam próximos à 5 MPa no eixo de simetria (Figura 0.55). As curvas de tensões transversais e cisalhantes são residuais. Os resultados também não apresentaram binários que pudessem sugerir a formação de momentos fletores.

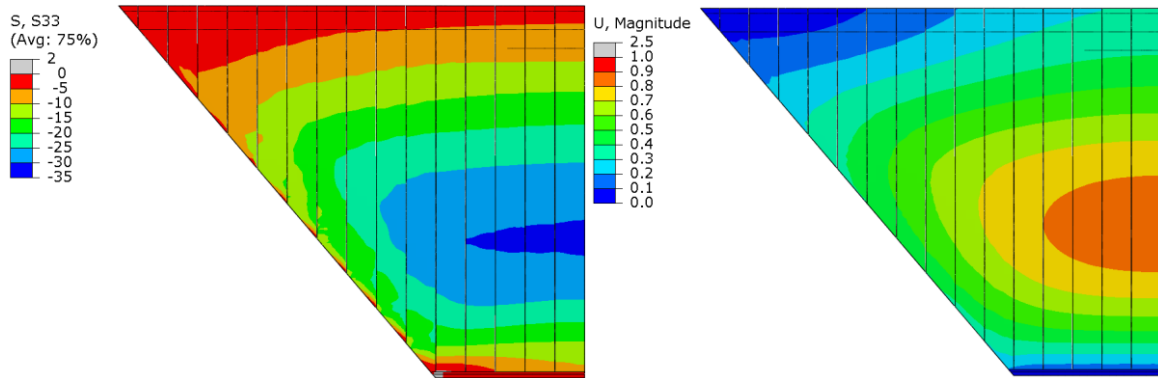


Figura 0.53 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-00%-4-Quarter.

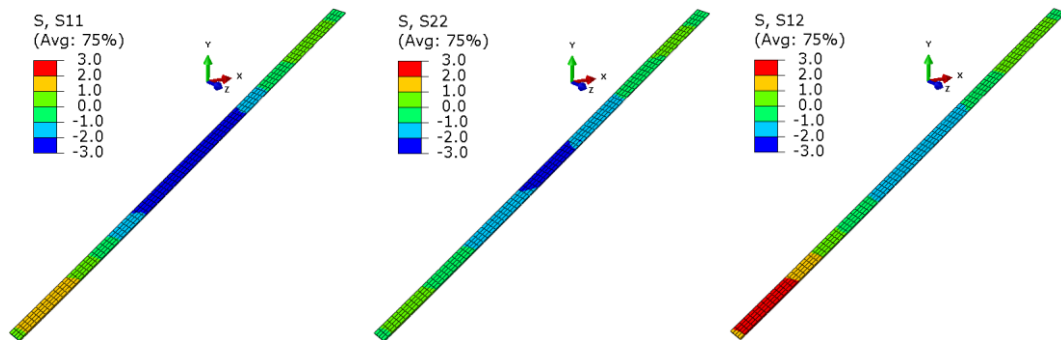


Figura 0.54 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-00%-4-Quarter.

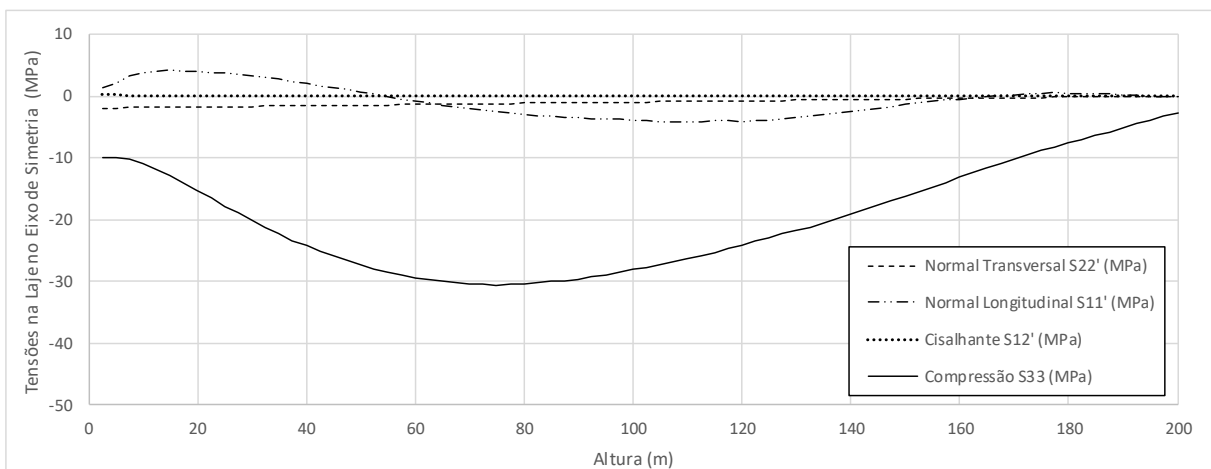


Figura 0.55 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-00%-4-Quarter.

As curvas da Figura 0.56 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, superando um pouco o intervalo perto do plinto.

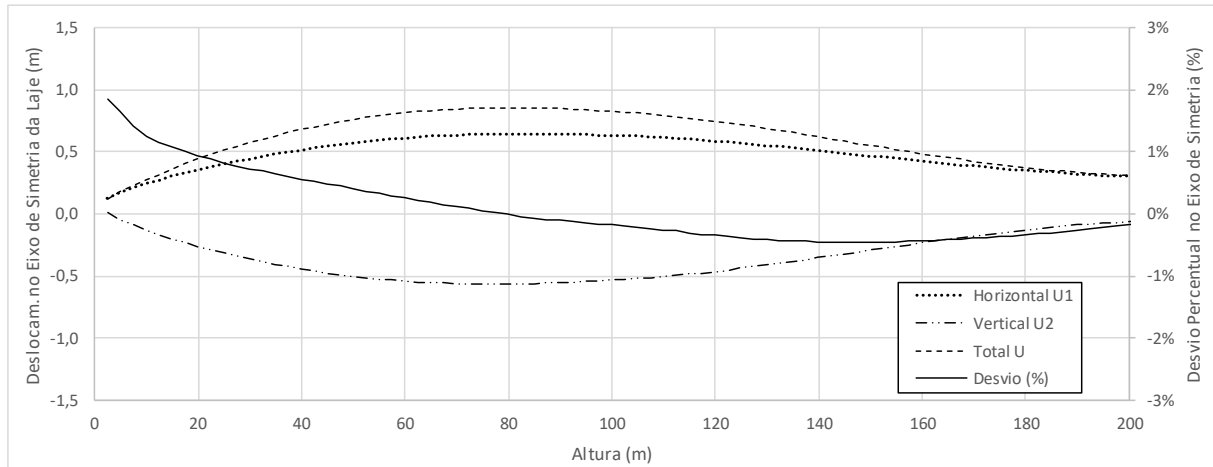


Figura 0.56 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-00%-4-Quarter.

### C.15 RESULTADOS DO MODELO E-50%-4-QUARTER

O Modelo E-50%-4-Quarter é elástico e com fluxo de colapso devido o enchimento. A máxima de tensão S33 está na ordem de 34 MPa (Figura 0.57a). As isorregiões dos deslocamentos totais são mostradas na Figura 0.57b e de tensões da laje central no plano XY, na Figura 0.58.

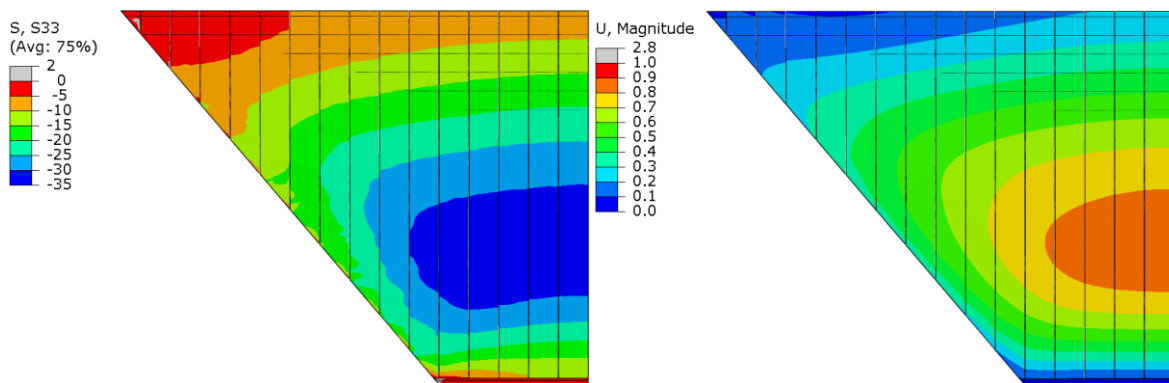


Figura 0.57 – (a) Tensão horizontal S33 (MPa) e (b) deslocamentos totais U (m) no Modelo E-50%-4-Quarter.

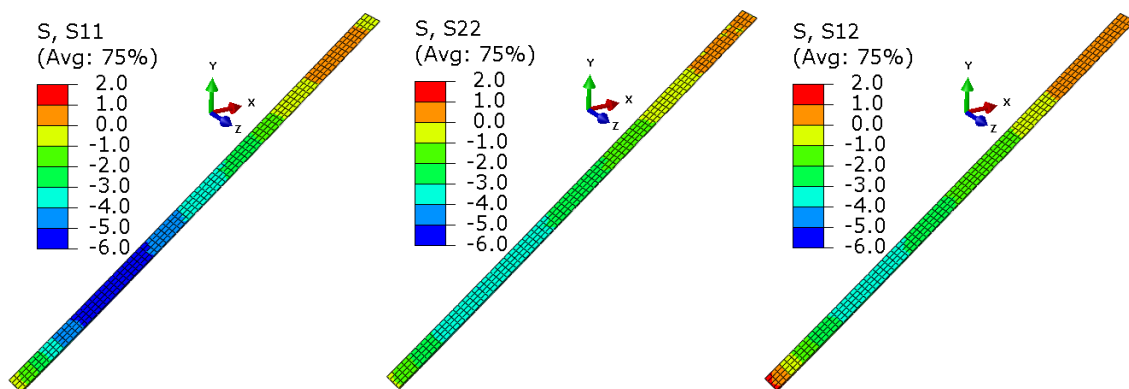


Figura 0.58 – Tensões S no plano XY na faixa mais central da laje (MPa). Modelo E-50%-4-Quarter.

Na Figura 0.59 estão as curvas de tensões S11' (longitudinal da laje), os valores chegam próximos à 9 MPa. As Tensões transversais e cisalhantes são residuais, seguindo o eixo de simetria, sem sinal de binários para momentos fletores. As curvas da Figura 0.60 mostram os deslocamentos eixo da direita e o desvio à esquerda. O desvio está quase totalmente no intervalo entre -1% e 1%, ultrapassando um pouco na região do plinto.

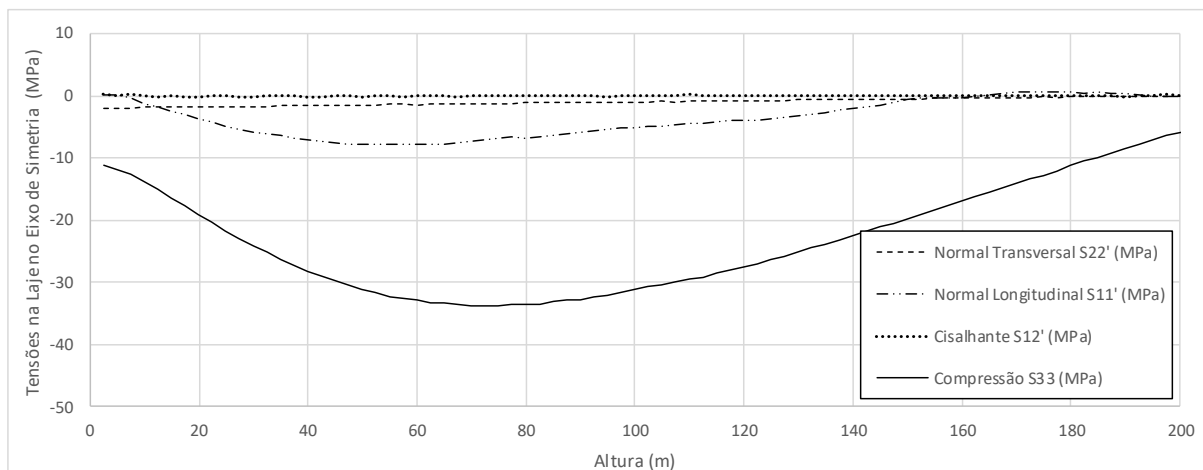


Figura 0.59 – Tensões na laje na linha de simetria da barragem (MPa). Modelo E-50%-4-Quarter.

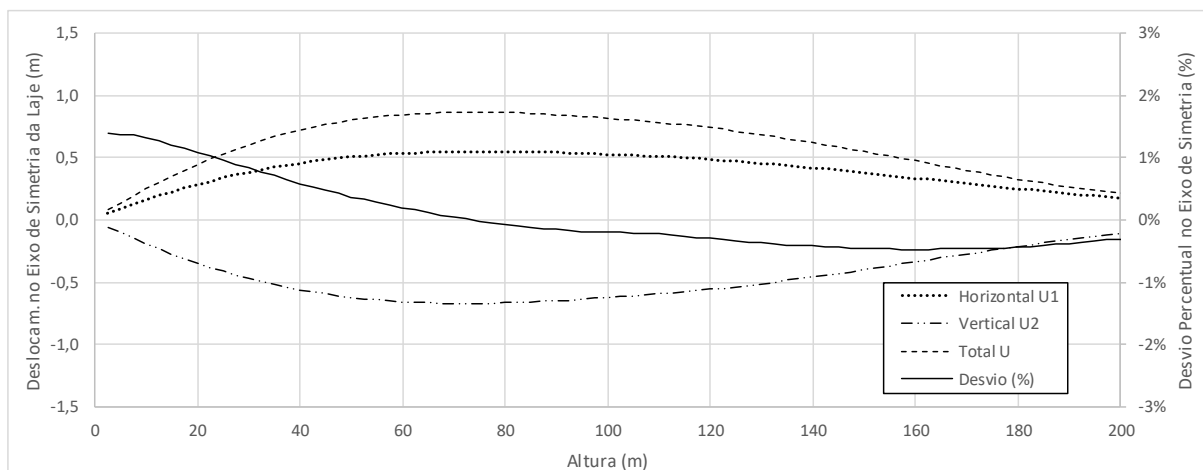


Figura 0.60 – Deslocamentos (m) e desvio (%) na laje na simetria da barragem. Modelo E-50%-4-Quarter.

## APÊNDICE D

### D.1 ATRASO PASSO A PASSO SEM ATERRO INICIAL

Como artifício ilustrativo, a Figura 0.1 mostra os resultados de deslocamentos totais nos cinco primeiros passos de alteamento da laje e Figura 0.2 os três últimos. As imagens dos resultados foram extraídas do Modelo E-00%-Passo a Passo e estão com exagero de dez vezes na magnitude da representação dos deslocamentos.

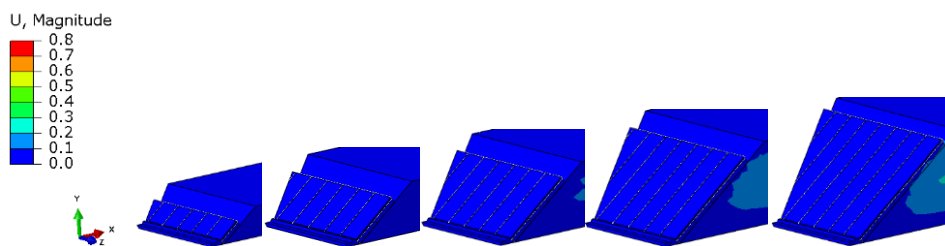


Figura 0.1 – Alteamento entre os passos 03 e 07 no sequenciamento passo a passo.

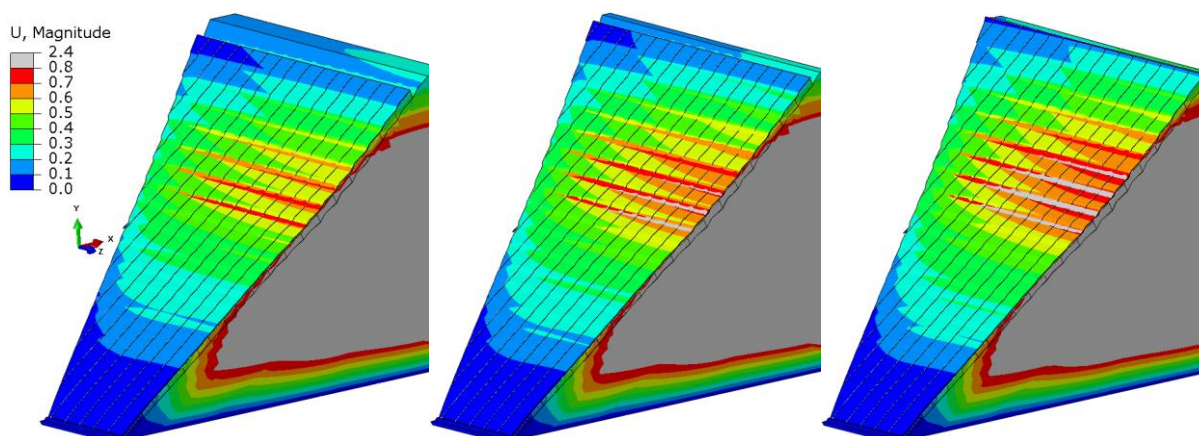


Figura 0.2 – Alteamento entre os passos 20 e 22 no sequenciamento passo a passo.

### D.2 ATRASO PASSO A PASSO COM ATERRO INICIAL

Mantendo o padrão de artifício ilustrativo, os resultados de deslocamentos totais da Figura 0.3 mostra o passo 12 antecede a primeira substituição da camada superficial de enrocamento do passo 13. Os deslocamentos superficiais precisam estar com valores próximos de zero para que a laje possa ser ativada com a espessura correta, evitando assim, distorções nas distribuições dos resultados de tensões.



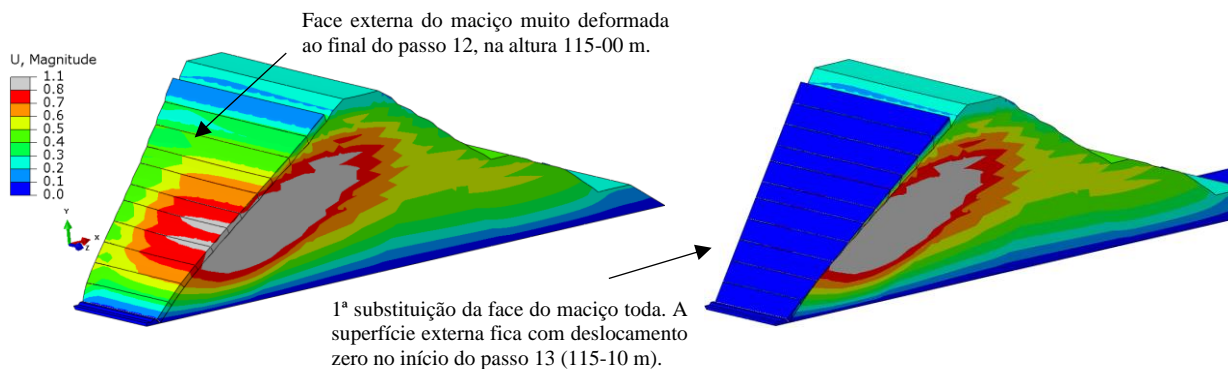


Figura 0.3 – Primeira substituição da face do maciço entre os passos 12 e 13.

A primeira ativação da laje do passo 14 é feita com a substituição da camada imediatamente abaixo, com ativação de uma interface com a camada antiga (Figura 0.4). As imagens dos resultados foram extraídas do Modelo 02x-00%-0-Quarter com exagero de dez vezes. O passo 17 antecede a segunda substituição da camada superficial na Figura 0.5, neste caso não foi observada grande diferença devido a substituição, mas fica como prevenção de problemas de desalinhamentos. Em cada passo de ativação, aciona-se a interface das camadas superficiais substituídas de enrocamento, desativando a anterior. A terceira substituição é feita no passo 22 (Figura 0.6).

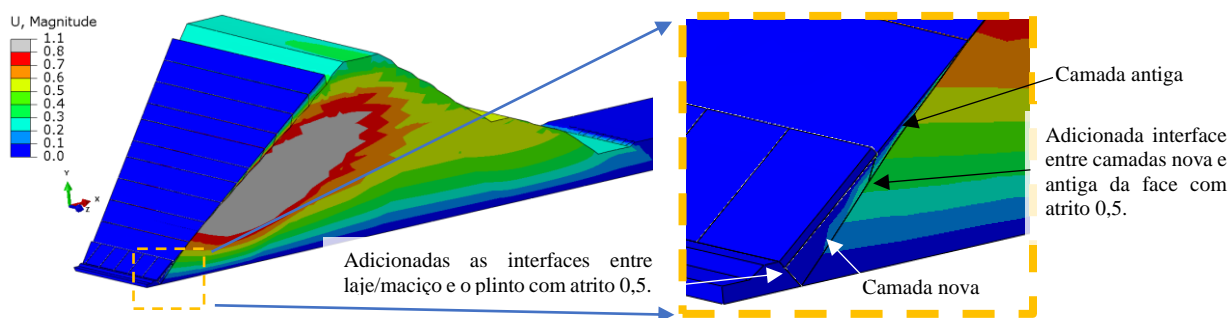


Figura 0.4 – Ativação do primeiro alteamento da laje no passo 14.

Face externa do maciço pouco deformada ao final do passo 17, na altura 115-050 m.

2ª substituição da face do maciço que ainda não recebeu laje. A superfície externa fica com deslocamento zero no início do passo 18 (115-057 m).

Adicionada interface entre camadas nova e antiga da face com atrito 0,5.



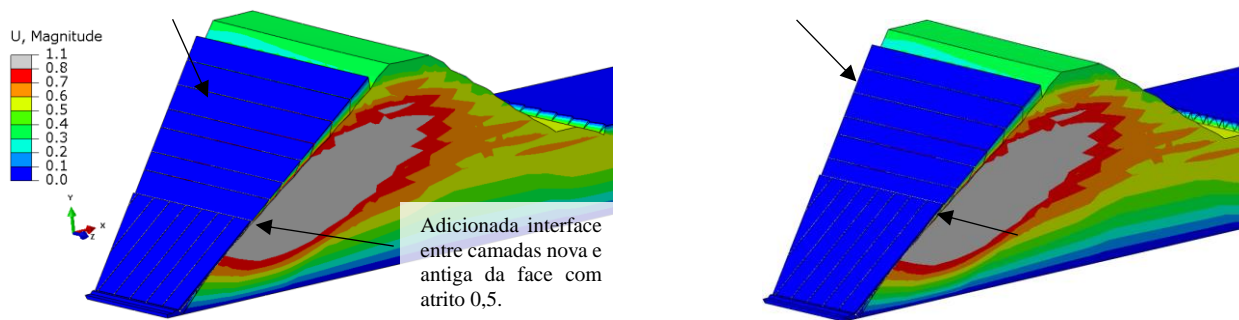


Figura 0.5 – Segunda substituição da face do maciço entre os passos 17 e 18.

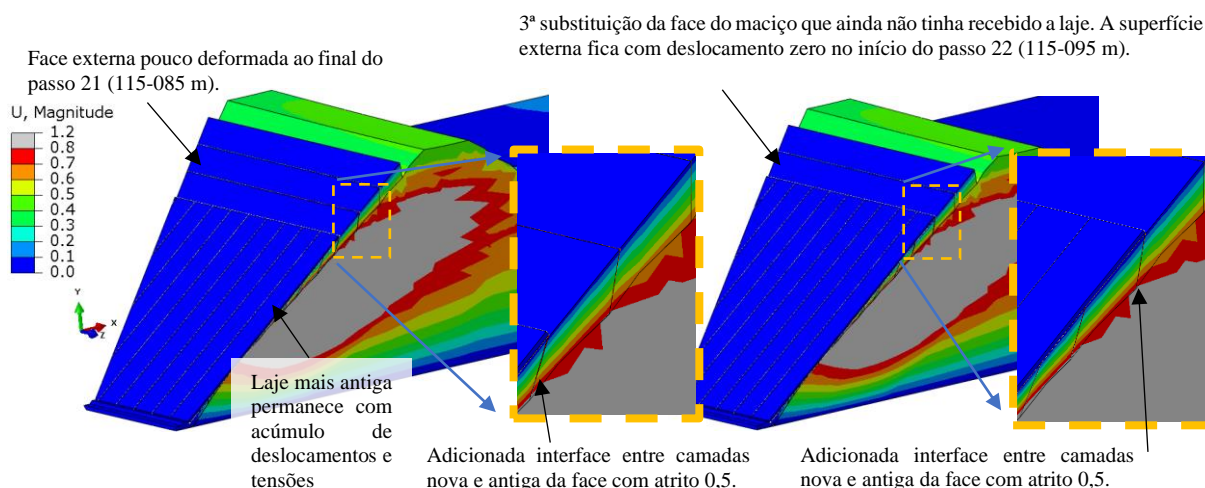


Figura 0.6 – Terceira substituição da face do maciço entre os passos 21 e 22.

No passo 25 (Figura 0.7), é possível visualizar o desnível altimétrico devido o recalque acumulado da crista do aterro inicial com relação ao aterro acionado à jusante com deslocamento zero. A laje é acionada seguindo o enrocamento a partir do passo 25.

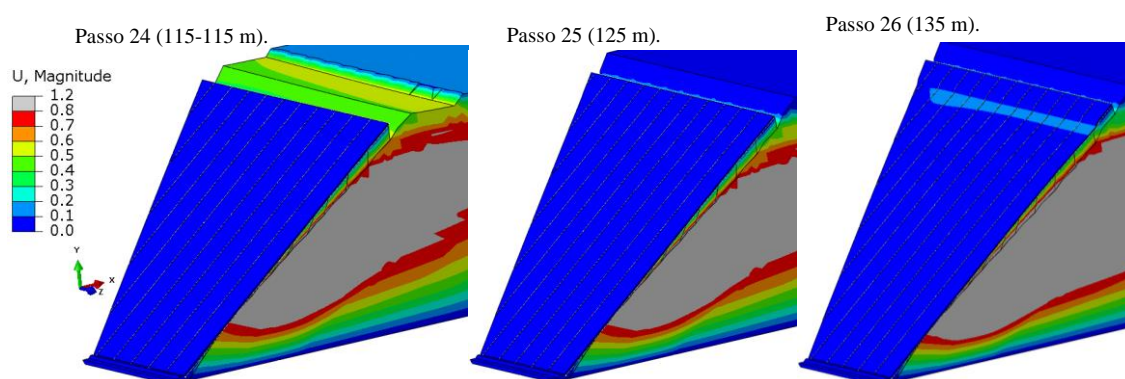


Figura 0.7 – Alçamento passo a passo da face do maciço entre os passos 24, 25.

### D.3 ATRASO DE UM QUARTO COM ATERRO INICIAL

Foram necessárias seis substituições que promoveram a mínima convergência geométrica, devido as inconsistências provenientes da complexidade do sequenciamento. O passo 17 antecede a primeira substituição da camada superficial que ocorre no passo 18 (Figura 0.8). As imagens dos

resultados foram extraídas do Modelo 02x-00%-1-Quarter com exagero de dez vezes. O ajuste do passo 18 permite a primeira ativação da laje no passo 19 (Figura 0.9). A laje sempre é ativada em conjunto com a substituição da camada superficial de enrocamento, imediatamente abaixo e com ativação de interface com a camada seguinte, que já tinha sido substituída anteriormente. Deste modo, a espessura de ativação da laje fica preservada conforme a geometria original.

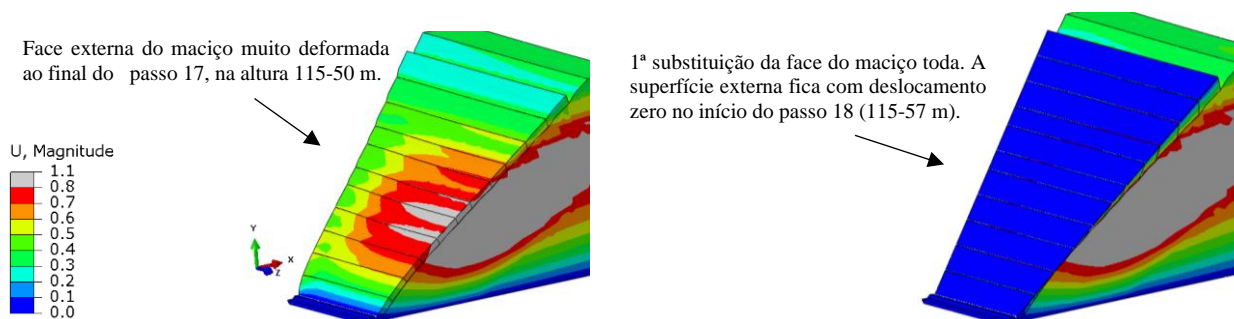


Figura 0.8 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 17 e 18 no Modelo 02x -00%-1-Quarter.

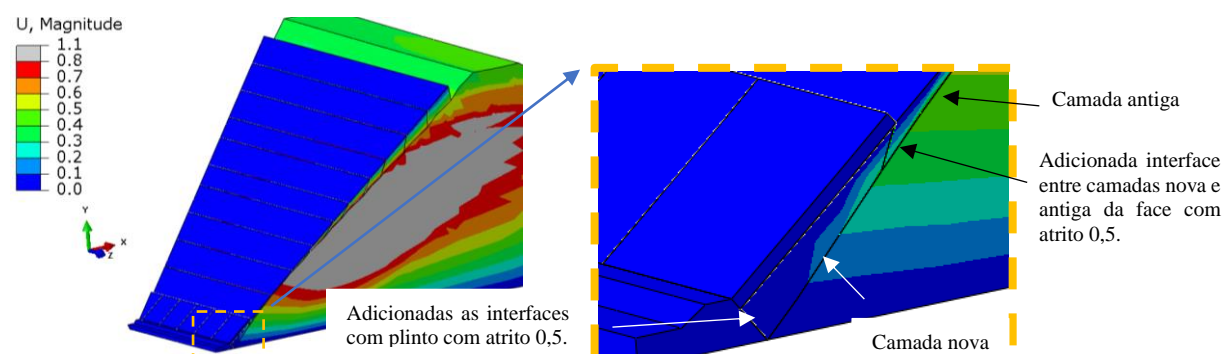


Figura 0.9 – Ativação do primeiro alteamento da laje no passo 19 do Modelo 02x -00%-1-Quarter.

O passo 20 antecede a segunda substituição no passo 21 (Figura 0.10), assim o passo 23 antecede a terceira substituição no passo 24 (Figura 0.11). A partir do passo 27, é possível observar um início de descolamento da laje próxima da ombreira, no detalhe do passo 27 (Figura 0.12). As ondulações de deslocamento entre as camadas subseqüentes na laje formam um “zig-zag”. A quarta substituição é no passo 28, onde ocorre uma retificação na ativação da laje. Algumas ondulações também são observadas no passo 30, que antecede a quinta substituição do passo 31 (Figura 0.13).

Face externa do maciço pouco deformada ao final do passo 20, na altura 115-75 m.

2ª substituição da face do maciço que ainda não recebeu laje. A superfície externa fica com deslocamento zero no início do passo 21 (115-085)

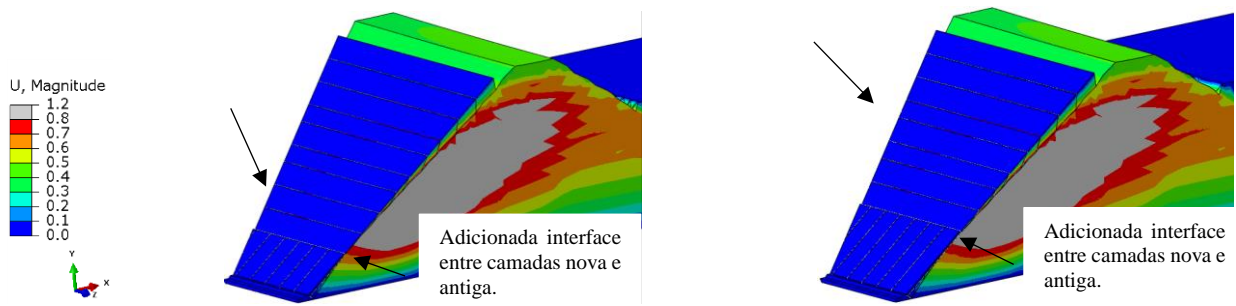


Figura 0.10 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 20 e 21 no Modelo 02x -00%-1-Quarter.

Face externa do maciço pouco deformada ao final do passo 23, na altura 115-105 m.

3ª substituição da face do maciço que ainda não recebeu laje. A superfície externa fica com deslocamento zero no início do passo 24 (115-115 m).

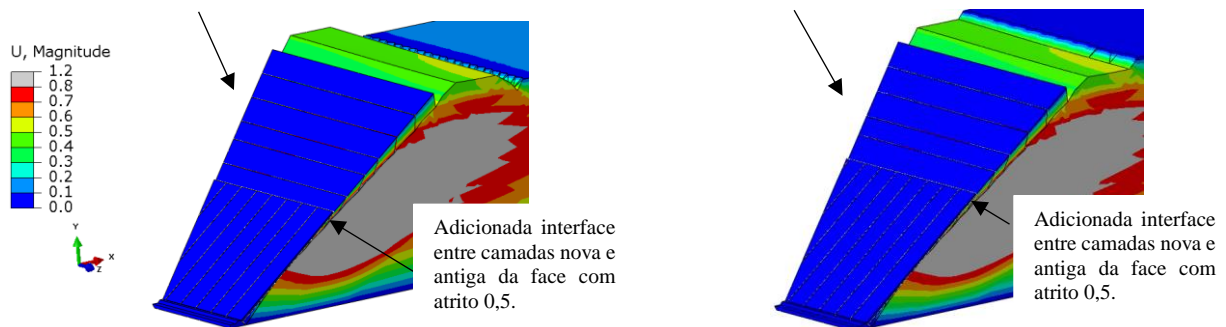


Figura 0.11 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 23 e 24 no Modelo 02x -00%-1-Quarter.

Face externa muito deformada ao final do passo 27 (145 m).

4ª substituição da face do maciço que ainda não tinha recebido a laje. A superfície externa fica com deslocamento zero no início do passo 28 (155 m).

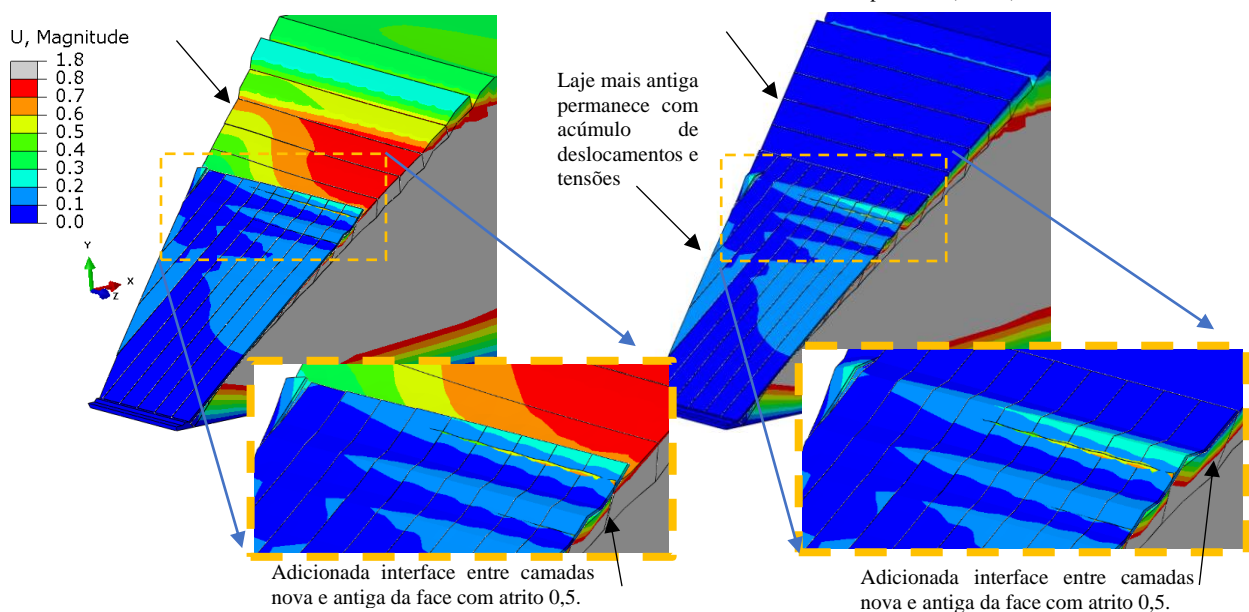


Figura 0.12 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 27 e 28 no Modelo 02x -00%-1-Quarter.



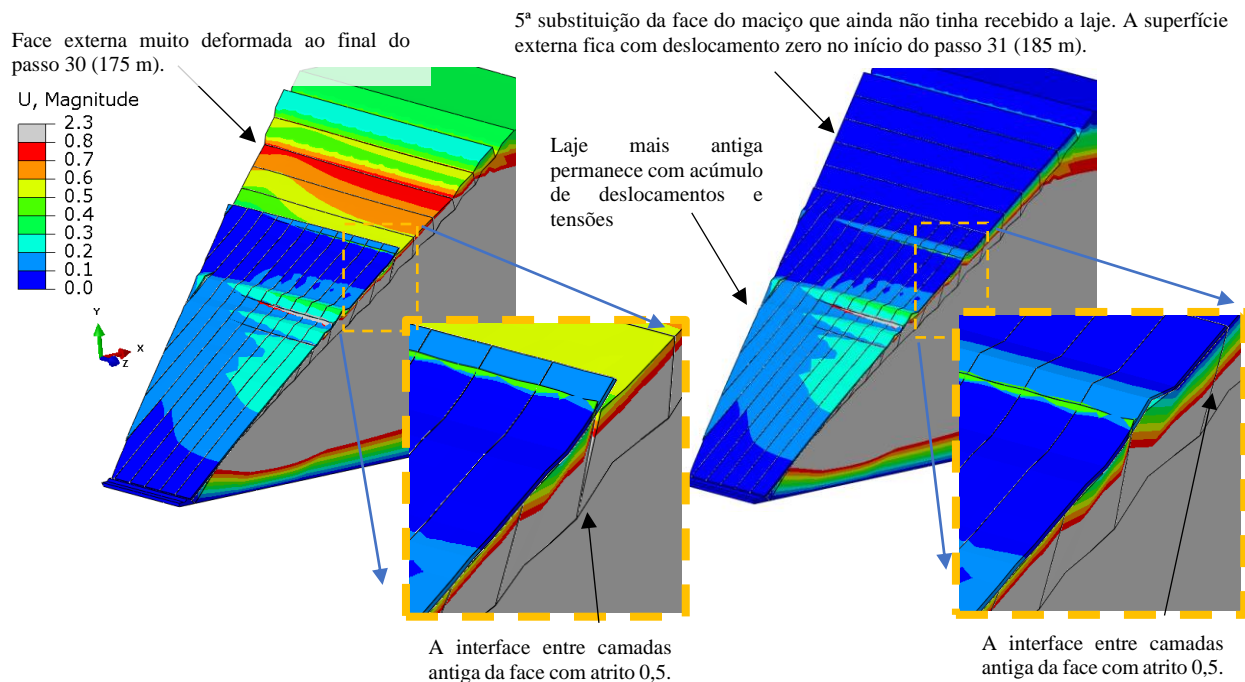


Figura 0.13 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 30 e 31 no Modelo 02x -00%-1-Quarter.

As interfaces são acionadas entre a camada superficial do enrocamento abaixo da laje com a camada adjacente superior e desativada a interface anterior. O passo 33 antecede a sexta substituição e a conclusão do aterro no passo 34 da Figura 0.14. O restante da laje é ativado de uma vez só no passo 34, pois o aterro já estava pronto para receber a laje.

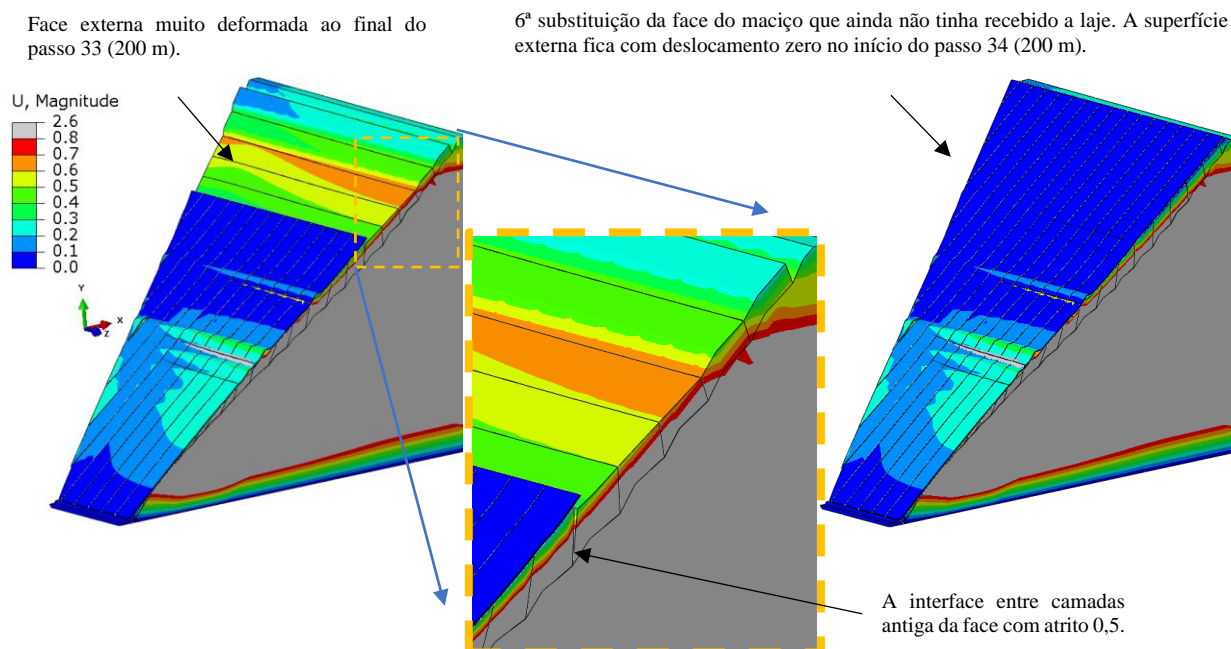


Figura 0.14 – Exemplo de substituição da face do maciço entre os passos 33 e 34 no Modelo 02x -00%-1-Quarter. Geometria com exagero de 10x nos deslocamentos.



O sequenciamento de atraso de um quarto da laje com relação ao enrocamento apresentou uma série de transtornos para o alcance da estabilidade da simulação. O modelo é especialmente complexo, pois foram acrescentadas seis substituições que aumenta o número de elementos que precisam ser desativados para que outros sejam ativados. São mais de 300 interações montadas com comandos de regiões geométricas e interfaces, desde criar ou inativar. Por mais que a Figura 0.15 não esteja legível, é possível passar uma sensibilidade dos primeiros comandos de algumas das interações nas linhas e alguns passos construtivos nas colunas.

Name	Initial	R000	R010	R020	R030	R040	R050	R057	R065	R075	R085	R095	R105	R115	R115-010	R115-020	R115-030	R115-040	R115-050	R115-057	R115-065	R115-075
Int-000-0D	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-1D	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-2D	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-3D	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-4D	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-FD	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-000-ROCKI	Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-R010			Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-R010-0-P																				Created	Inactive	Inactive
Int-R010-0A				Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-R010-0D																				Created	Propagated	Propagated
Int-R010-1-P																					Created	Inactive
Int-R010-1A																					Created	Propagated
Int-R010-1D																					Created	Propagated
Int-R010-4-P																					Created	Propagated
Int-R010-4A																					Created	Propagated
Int-R010-4D																					Created	Propagated
Int-R010-F-4																					Created	Propagated
Int-R010-F-A																					Created	Propagated
Int-R010-F-F																					Created	Propagated
Int-R010-F-F																					Created	Propagated
Int-R010-F-F																					Created	Propagated
Int-R010-R020																					Created	Inactive
Int-R020			Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-R020-																					Created	Propagated
Int-R020-0A				Created	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated	Propagated
Int-R020-0D																					Created	Propagated
Int-R020-1A																					Created	Propagated
Int-R020-1D																					Created	Propagated
Int-R020-4A																					Created	Propagated
Int-R020-F-4																					Created	Propagated
Int-R020-F-A																					Created	Propagated
Int-R020-F-F																					Created	Propagated
Int-R020-F-F																					Created	Propagated
Int-R020-R030																					Created	Propagated

Figura 0.15 – Exemplo ilustrativo de montagem das primeiras interações acionadas e desativadas, no ABAQUS®.

#### D.4 ATRASO DE DOIS QUARTOS COM ATERRO INICIAL

A laje vai sendo alteada a partir do passo 24, quando o aterro está na cota 115 m. Do passo 25 em diante, a laje é ativada mantendo a proporção de atraso de metade da altura total da barragem, com relação à cota de alteamento do enrocamento. Aqui foram necessárias somente quatro substituições que promoveram a convergência geométrica. O passo 22 antecede a primeira substituição da camada superficial que ocorre no passo 23 (Figura 0.16). As imagens dos resultados foram extraídas do Modelo E-00%-2-Quarter com exagero de dez vezes.

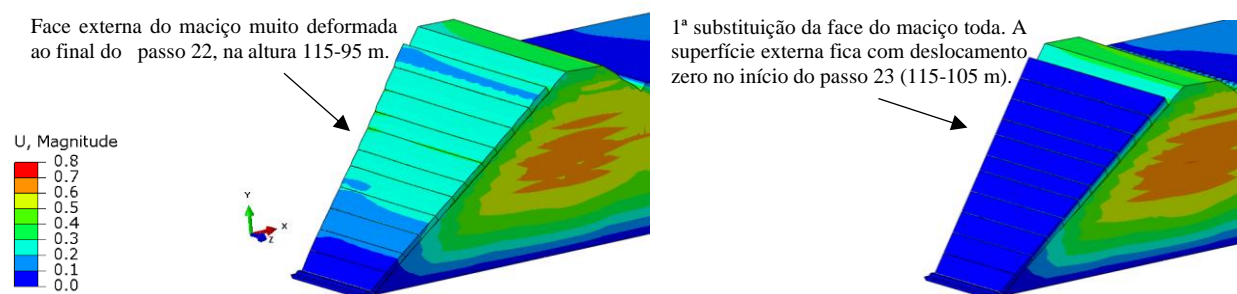


Figura 0.16 – Primeira substituição da face do maciço entre os passos 22 e 23. Modelo E-00%-2-Quarter.

A laje começa a ser ativada no passo 24 (Figura 0.17), sempre em conjunto com a substituição da camada superficial de enrocamento imediatamente abaixo e ativação de interface com a camada seguinte.

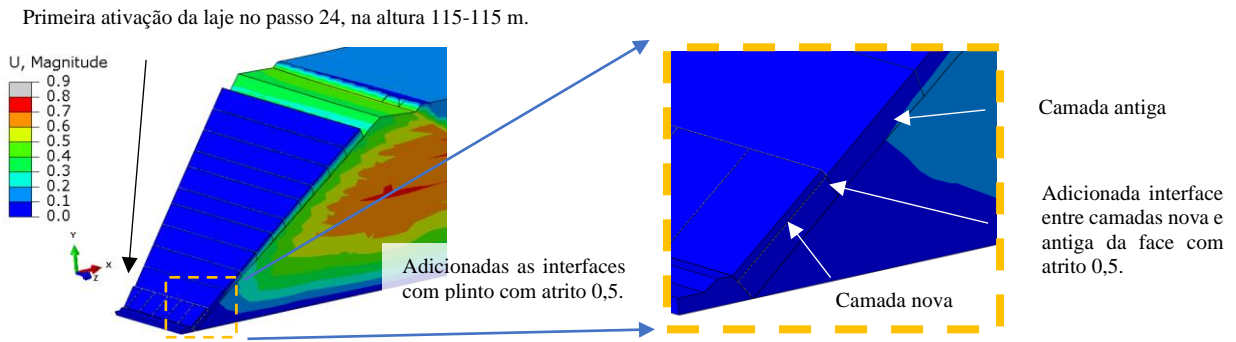


Figura 0.17 – Ativação do primeiro alteamento da laje no passo 24 do Modelo E-00%-2-Quarter.

O passo 26 apresenta um deslocamento acumulado na face de enrocamento, então a camada é substituída no passo 27 (Figura 0.18). Como exemplo dos diversos tipos de detalhes que exigem atenção, uma face substituída acabou permanecendo vinculada ao deslocamento anterior, criando uma sobreposição de camadas na cota 105. Esta condição foi mantida, pois esta condição acabou ficando muito distante da laje que estava sendo alteada. A solução deveria ser ter desvinculado esta camada de face da condição grudada (*Tie*) da face anterior. Esta condição *Tie* é permanente, constante por toda a análise. Só é resolvida com a promoção da substituição dos elementos finitos, que neste caso, ocorre quando a laje atinge o nível 105 m.

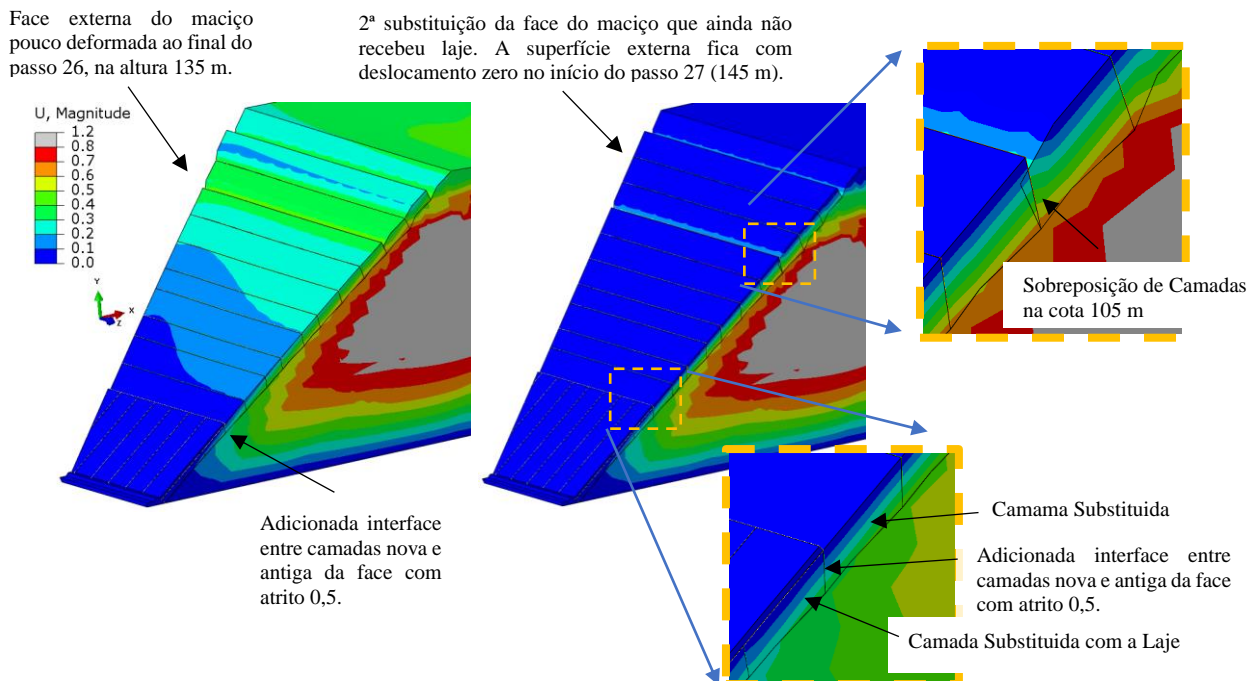


Figura 0.18 – Segunda substituição da face do maciço entre os passos 26 e 27 no Modelo E-00%-2-Quarter.

O passo 30 antecede a terceira substituição da camada superficial mostradas na Figura 0.19. A inconsistência ainda permanece na cota 105 m, pelos mesmos motivos que foram discutidos para

a Figura 0.18. A Figura 0.20 mostra o passo 33, que antecede à última ativação da laje, seu nível está na cota 95 m. Ainda é apresentada a ativação do restante da laje no passo 34. Toda a laje é acionada de uma vez.

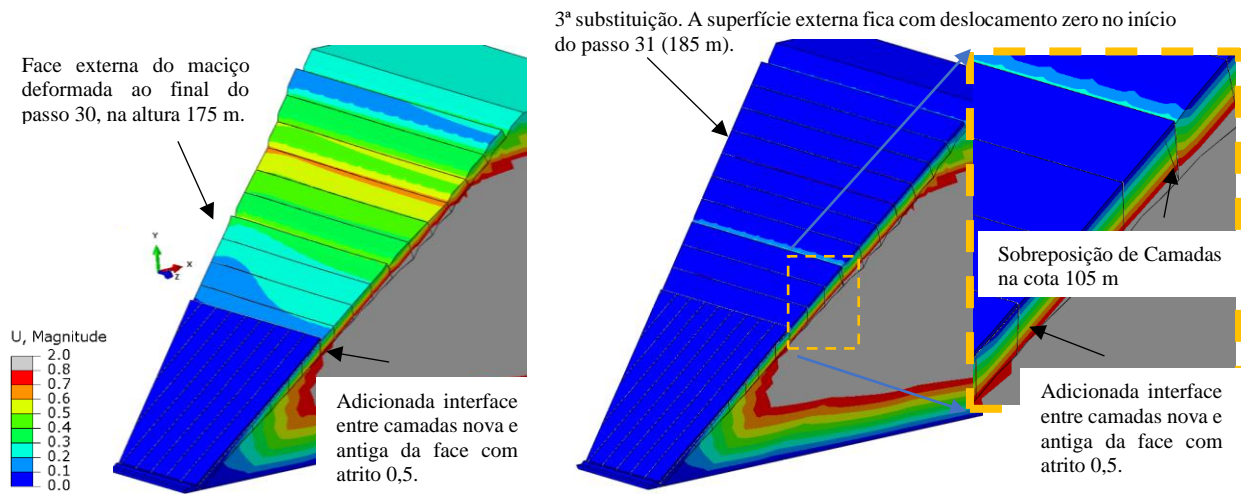


Figura 0.19 – Terceira substituição da face do maciço entre os passos 30 e 31 no Modelo E-00%-2-Quarter.

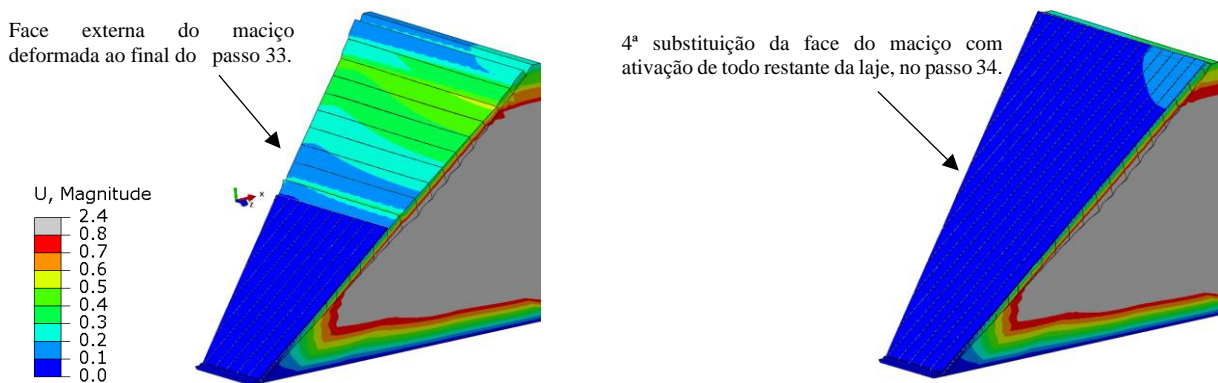


Figura 0.20 – Últimos dois passos de ativação da laje (33 e 34) no Modelo E-00%-2-Quarter.

## D.5 ATRASO DE TRÊS QUARTOS COM ATERRO INICIAL

O passo 27 antecede a primeira substituição da camada superficial que ocorre no passo 28 (Figura 0.21). As imagens dos resultados foram extraídas do Modelo E-00%-3-Quarter com exagero de dez vezes. A primeira ativação de 10 m da laje ocorre no passo 29, quando o aterro está na cota 165 m. Do passo 30 em diante, a laje é ativada mantendo a proporção de atraso com relação à cota de alteamento do enrocamento (Figura 0.22), sempre em conjunto com a substituição da camada superficial de enrocamento imediatamente abaixo e ativação de interface com a camada seguinte. A Figura 0.23 mostra o passo 30, que antecede a segunda substituição e o passo 31. A Figura 0.24 mostra os passos 33 e 34, este último que ativa todo restante da laje, da cota 57 m até 200 m.



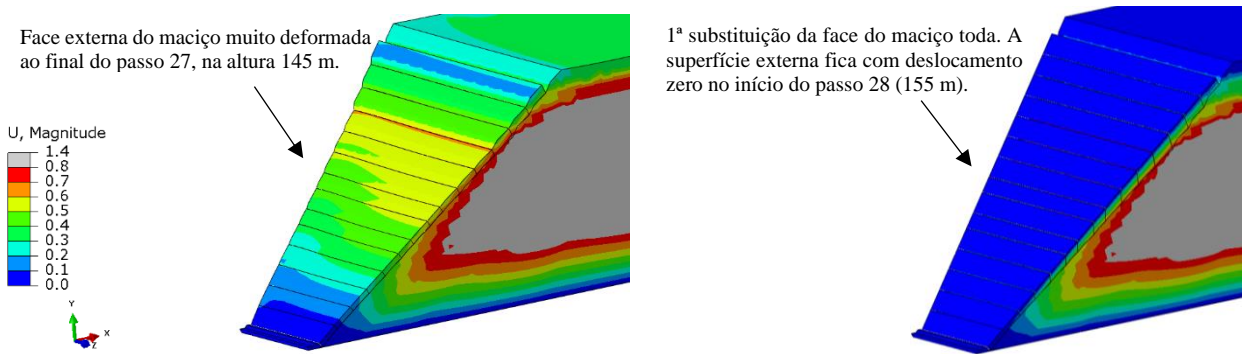


Figura 0.21 – Primeira substituição da face do maciço entre os passos 22 e 23. Modelo E-00%-3-Quarter.

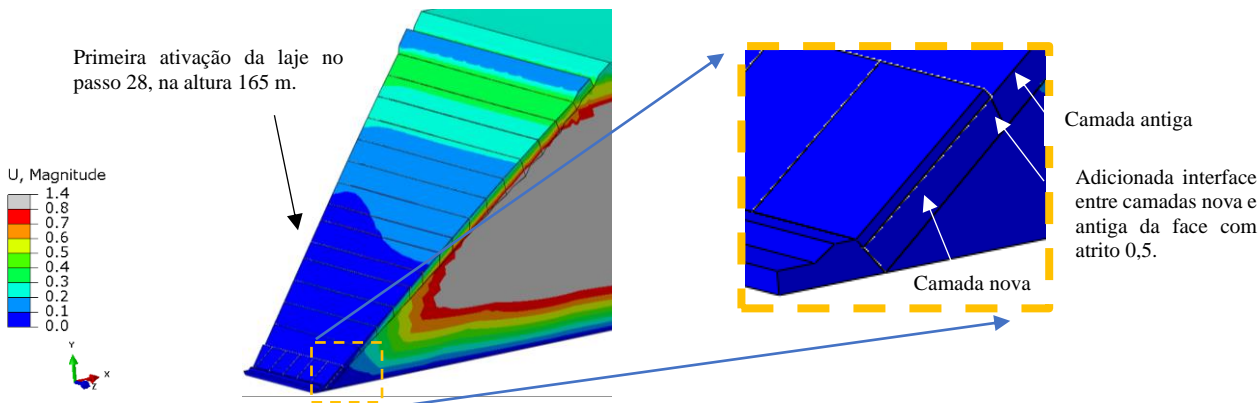


Figura 0.22 – Ativação do primeiro alteamento da laje no passo 24 do Modelo E-00%-3-Quarter.

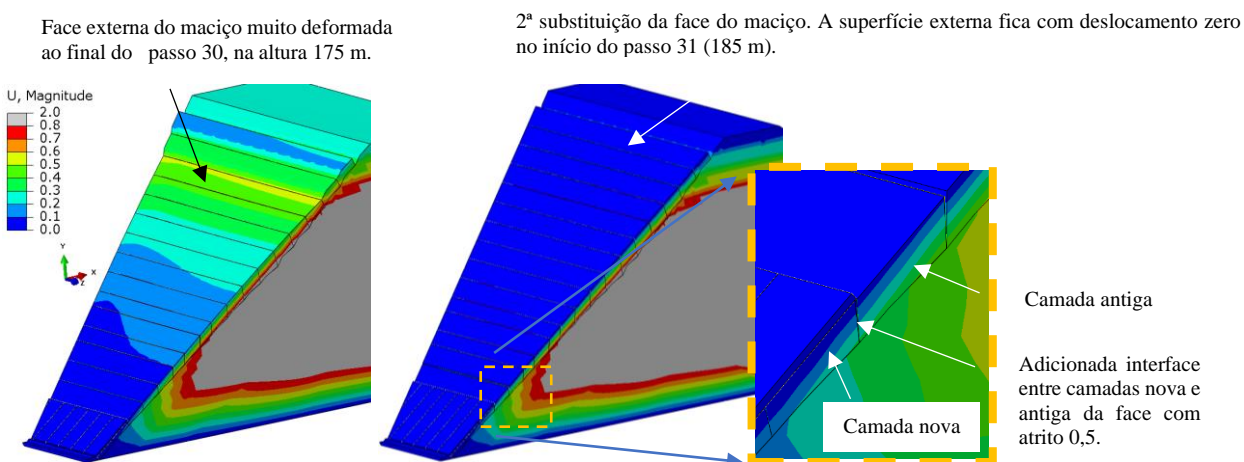


Figura 0.23 – Segunda substituição da face do maciço entre os passos 30 e 31. Modelo E-00%-3-Quarter.

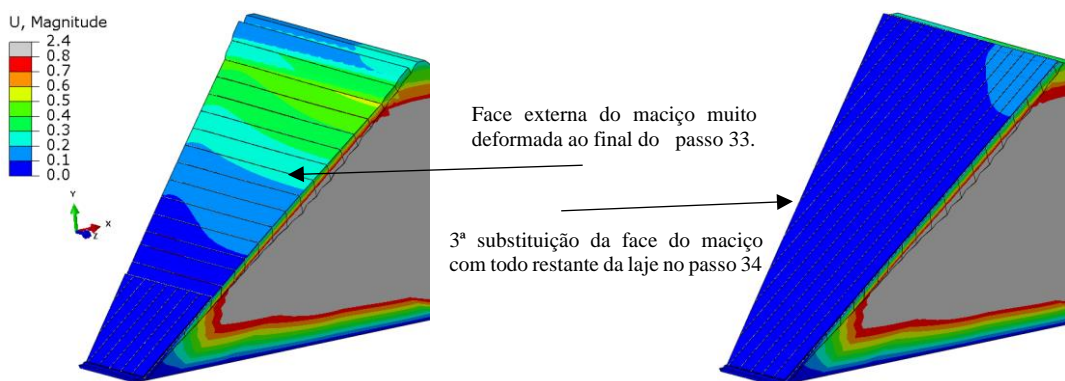


Figura 0.24 – Terceira substituição da face do maciço entre os passos 33 e 33. Modelo E-00%-3-Quarter.

## D.6 ATRASO TOTAL COM ATERRO INICIAL

A Figura 0.25 mostra os três últimos passos, 33, 34 e 35, no Modelo 02x-00%-4-Quarter.

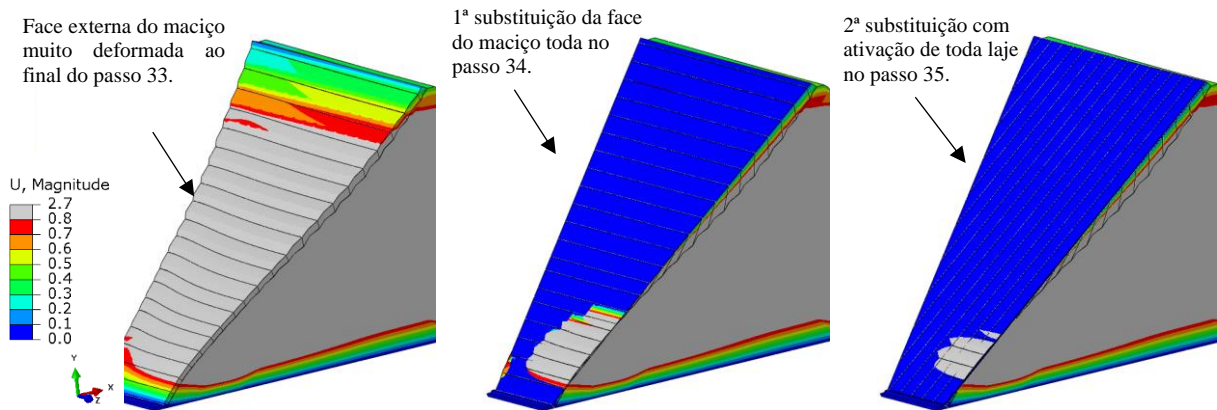


Figura 0.25 – Artificio de Substituição da camada de enrocamento da face após finalização do aterro, para que os deslocamentos na face se tornem zero para receber a laje sem distorção geométrica.