

**ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO
COM NÚCLEO ASFÁLTICO**

FÁBIO ARAÚJO PEREIRA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

NOVEMBRO - 2010

ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO

FÁBIO ARAÚJO PEREIRA

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Prof. Aldo Durand Farfán

Co-orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

NOVEMBRO – 2010

ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO

FÁBIO ARAÚJO PEREIRA

"Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense, como
parte das exigências para obtenção de
título de Mestre em Engenharia Civil".

Aprovada em 20 de Dezembro de 2010

Comissão Examinadora:

Prof. Carlos Alberto Lauro Vargas (D.Sc., Eng. Civil) - UFG

Prof. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc., Eng. Civil) – UENF

Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Eng. Civil) – UENF

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (D.Sc., Eng. Civil) – UENF
Co-orientador

Prof. Aldo Durand Farfán (D.Sc., Eng. Civil) – Orientador – UENF

Dedico esta dissertação à
minha mãe

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro, FAPERJ, pelo apoio financeiro sem o qual este trabalho não teria sido possível.

Agradeço aos Professores Paulo Antônio Siso de Oliveira, Salim Habib Fraiha Neto e Júlio Augusto de Alencar Júnior pelo incentivo e pelo crédito em mim depositado ainda quando na graduação.

Agradeço especialmente aos Professores Fernando Saboya Albuquerque Júnior, Aldo Durand Farfán, Sérgio Tibana e Paulo César de Almeida Maia por terem despendido todos seus esforços, de maneira que sempre houvesse condições para que o presente trabalho fosse realizado.

Agradeço também a todos os demais Professores do Laboratório de Engenharia Civil, LECIV, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, UENF, pelos conselhos, conhecimentos e auxílios, nas diversas dificuldades enfrentadas.

Agradeço as várias pessoas que indiretamente participaram desta empreitada desafiadora, entre estas estão as minhas amigas do LECIV, Mônica e Natália, meus amigos Anderson de Oliveira “Gaúcho”, Leonardo Pedroti “Pedroca”, Jair Ferreira, Stenio Cavalier “Pressão” e Roberto Medina “Itaperuna”.

Agradeço ainda a Sérgio Antônio Brum Júnior “Paraná”, pela paciência, ajudas e contribuições sobre o trabalho, o churrasco e carros.

Agradeço à minha grande amiga Mônica Fecury, pelo apoio incentivo e pelas longas conversas, sempre divertidas, mesmo quando a situação não parecia permitir diversão.

Agradeço a meus amigos em Belém, Alexandre da Gama “Judas”, Leonardo “Bombata”, Emílio Sérgio “Colesterol”, Flávio “Timão” e a Gyselle Almeida.

Agradeço a Deus por me dar forças e me guiar.

Por último agradeço à minha família, que me encorajou, a minha mãe por seu apoio incondicional e sua paciência, tentando sempre me garantir que eu alcançasse meus objetivos, mesmo estando muito distante. À eles, o meu muito obrigado.

Sumário

SUMÁRIO	I
LISTA DE TABELAS	II
LISTA DE FIGURAS	III
RESUMO	IX
ABSTRACT	X
1. - INTRODUÇÃO	1
2. – BARRAGENS DE ENROCAMENTO	4
3. – MISTURAS ASFÁLTICAS COMO IMPERMEABILIZANTES EM BARRAGENS	20
4. – MODELAGEM NUMÉRICA DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO	24
5. – SIMULAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO	31
6. – SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO	39
7.0 CONCLUSÕES	81
8.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82
ANEXOS	86

Lista de Tabelas

TABELA 1. PARÂMETROS DO ENROCAMENTO UTILIZADOS NO ESTUDO PRELIMINAR	35
TABELA 2. TENSÃO DE ESCOAMENTO E DEFORMAÇÕES	36
TABELA 3. TENSÃO DE ESCOAMENTO E DEFORMAÇÕES	37
TABELA 4. TENSÃO DE ESCOAMENTO E DEFORMAÇÕES	37
TABELA 5. TENSÃO DE ESCOAMENTO E DEFORMAÇÕES NOS FILTROS	41
TABELA 6. TENSÃO DE ESCOAMENTO E DEFORMAÇÕES NOS FILTROS	42

Lista de Figuras

FIGURA 1 – BARRAGEM STORVATN COM 90,00M DE ALTURA (HÖEG, 1993).	1
FIGURA 2 – CONSTRUÇÃO DE ATERRO DE GRANDE EXTENSÃO EM CAMADAS SUCESSIVAS (MURRUGARRA, 1996).	6
FIGURA 3 – PERFIL DO RECALQUE DE UM ATERRO, COM VALOR MÁXIMO NA ALTURA H/2 (MURRUGARRA, 1996).	7
FIGURA 4 – PERFIL DO RECALQUE DE UM ATERRO, COM VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO MATERIAL (PAGANO <i>ET AL.</i> 1998).	8
FIGURA 5 – PERFIL DO RECALQUE DE UM ATERRO, COM VARIAÇÃO DO PESO UNITÁRIO DO MATERIAL (PAGANO <i>ET AL.</i> 1998)	8
FIGURA 6 – PRESSÃO HIDRÁULICA NO NÚCLEO (MURRUGARRA, 1996).	11
FIGURA 7 – PRESSÃO HIDRÁULICA NA FUNDAÇÃO E SUBPRESSÃO NO NÚCLEO (MURRUGARRA, 1996).	12
FIGURA 8 – SUBPRESSÃO A MONTANTE (MURRUGARRA, 1996).	13
FIGURA 9 – COLAPSO DEVIDO À SATURAÇÃO (MURRUGARRA, 1996).	14
FIGURA 10 – TENSÃO PRINCIPAL MAIOR VS RIGIDEZ RELATIVA ESPALDARES / NÚCLEO.	16
FIGURA 11 – DESLOCAMENTO VERTICAL VS RIGIDEZ RELATIVA ESPALDARES / NÚCLEO.	17
FIGURA 12 – AÇÃO DA FORÇA DE PERCOLAÇÃO E DO PESO DO SOLO (VARGAS, 1977).	19
FIGURA 13 – DEPENDÊNCIA DO DANO NO CONCRETO ASFÁLTICO DA TEMPERATURA E DA TAXA DE CARREGAMENTO (KIM, 2009)	22
FIGURA 14 – CARREGAMENTO UNIAXIAL DE MATERIAL ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO (POTTS E ZDRAVKOVIC, 1999).	25
FIGURA 15 – CÍRCULOS DE MOHR-COULOMB EM TERMOS DE TENSÕES EFETIVAS (POTTS, D. M.AND ZDRAVKOIC, L. 1999).	26

FIGURA 16 – SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO DE MOHR-COULOMB (ADAPTADO DE OETTL, G., STARK R. F., HOFSTETTER, G., 1998).	28
FIGURA 17 – RELAÇÃO ENTRE AS FUNÇÕES DE ESCOAMENTO E DE POTENCIAL PLÁSTICO (POTTS, D. M.AND ZDRAVKOIC, L. 1999).	29
FIGURA 18 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM FOZ DO CHAPECÓ (CNEC, 2006).	31
FIGURA 19 – DETALHE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM FOZ DO CHAPECÓ, COM AS DIMENSÕES DO NÚCLEO E DO FILTRO NO TOPO (CNEC, 2006).	31
FIGURA 20 – DETALHE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM FOZ DO CHAPECÓ, COM AS DIMENSÕES DO NÚCLEO E DO FILTRO NA BASE (CNEC, 2006).	32
FIGURA 21 – MATERIAIS CONSTITUINTES DA UHE FOZ DO CHAPECÓ COM SEUS DIÂMETROS MÁXIMOS (CNEC, 2006).	32
FIGURA 22 - SEÇÃO TRANSVERSAL E PONTOS MONITORADOS NO CENTRO DA BARRAGEM FOZ DO AREIA (SABOYA E BYRNE,1993).	33
FIGURA 23 - TENSÃO VS DEFORMAÇÃO PARA SIMULAÇÃO NUMÉRICA E DE CAMPO.	35
FIGURA 24. DESLOCAMENTOS VERTICAIS PREVISTOS VS MENSURADOS NA CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ENROCAMENTO.	37
FIGURA 25. TENSÕES E DEFORMAÇÕES ESTIMADAS COMPARADAS ÀS OBTIDAS EM CAMPO NA CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ENROCAMENTO.	38
FIGURA 26 – SEÇÕES CONSIDERADAS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA E NA ANÁLISE DE RESULTADOS.	39
FIGURA 27 – DETALHE DA CRISTA DA BARRAGEM E AS SEÇÕES VERTICAIS CONSIDERADAS.	39
FIGURA 28 – DETALHE DO PLINTO DA BARRAGEM E AS SEÇÕES VERTICAIS CONSIDERADAS.	40
FIGURA 29 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS GERADA PARA A ANÁLISE DA BARRAGEM.	40
FIGURA 30 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	43

FIGURA 31 – TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	44
FIGURA 32 – TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	45
FIGURA 33 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DO ENCHIMENTO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	46
FIGURA 34 – TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DO ENCHIMENTO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	47
FIGURA 35 – TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DO ENCHIMENTO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	47
FIGURA 36 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	48
FIGURA 37 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	49
FIGURA 38 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO CONSIDERANDO TRANSIÇÕES – VALORES EM KPA.	50
FIGURA 39 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO – VALORES EM KPA	50
FIGURA 40 – TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO – VALORES EM KPA	51
FIGURA 41 - TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO – VALORES EM KPA	52
FIGURA 42 - TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 01 (ALTURA = 6,00 M) – VALORES EM KPA	53
FIGURA 43 - TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH - 02 (ALTURA = 24,00 M) – VALORES EM KPA	54
FIGURA 44 - TENSÕES HORIZONTAIS, S11, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S11 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH - 03 (ALTURA = 39,00 M) – VALORES EM KPA	55

FIGURA 45 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV - 01 – VALORES EM KPA	56
FIGURA 46 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV - 02 – VALORES EM KPA	57
FIGURA 47 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV - 03 – VALORES EM KPA	58
FIGURA 48 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SH - 01 – VALORES EM KPA	59
FIGURA 49 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SH - 02 – VALORES EM KPA	60
FIGURA 50 - TENSÕES VERTICAIS, S22, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S22 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SH - 02 – VALORES EM KPA	60
FIGURA 51 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 01 – VALORES EM KPA	61
FIGURA 52 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 02 – VALORES EM KPA	62
FIGURA 53 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 03 – VALORES EM KPA	63
FIGURA 54 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 01 – VALORES EM KPA	64
FIGURA 55 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 02 – VALORES EM KPA	65
FIGURA 56 - TENSÕES CISALHANTES, S12, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS TENSÕES S12 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 03 – VALORES EM KPA	65

FIGURA 57 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO – VALORES EM M.	66
FIGURA 58 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO – VALORES EM M.	67
FIGURA 59 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DO ENCHIMENTO – VALORES EM M.	68
FIGURA 60 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DO ENCHIMENTO – VALORES EM M.	69
FIGURA 61 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 01.	70
FIGURA 62 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 02.	71
FIGURA 63 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO VERTICAL SV – 03.	72
FIGURA 64 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 01.	73
FIGURA 65 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 02.	74
FIGURA 66 – DESLOCAMENTO HORIZONTAIS, U1, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS U1 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 03.	74
FIGURA 67 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SV – 01.	75
FIGURA 68 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SV – 02.	77
FIGURA 69 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SV – 03.	77

FIGURA 70 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 01.	78
FIGURA 71 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 02.	79
FIGURA 72 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS, U2, AO FINAL DA CONSTRUÇÃO VS DESLOCAMENTOS VERTICAIS U2 AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO PARA SEÇÃO HORIZONTAL SH – 03.	80
FIGURA 73 – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA PE11 AO FINAL DA CONSTRUÇÃO.	86
FIGURA 74 – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA PE22 AO FINAL DA CONSTRUÇÃO.	86
FIGURA 75 – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA PE11 AO FINAL DO ENCHIMENTO.	87
FIGURA 76 – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA PE22 AO FINAL DO ENCHIMENTO.	87

RESUMO

Barragens de enrocamento com núcleo asfáltico são utilizadas há muitos anos em diversos países, principalmente no hemisfério norte, e são uma alternativa interessante às tradicionais barragens de enrocamento com núcleo de material argiloso. Apesar do conhecimento, no Brasil, a respeito de barragens de enrocamento ser amplo, pouco se conhece sobre o comportamento e o desempenho de barragens de enrocamento com núcleo asfáltico.

Este estudo apresenta resultados de simulações numéricas por elementos finitos com o uso do programa comercial Abaqus[®] das etapas de construção e enchimento do reservatório, a fim de analisar o comportamento da barragem e de seu núcleo asfáltico. Para tanto foi simulada a situação em que se considerou o uso de materiais na transição entre o enrocamento e o núcleo asfáltico.

Os parâmetros usados na simulação do enrocamento e do núcleo asfáltico foram obtidos a partir da literatura pertinente ao assunto.

Palavras-chave: Barragem, enrocamento, concreto asfáltico, modelagem numérica, elementos finitos.

ABSTRACT

Rockfill dam with asphaltic concrete core is used for many years in several countries, mainly in the northern hemisphere, and are an interesting alternative to traditional rockfill dam with clay core material. Despite the wide knowledge in Brazil about rockfill dams, little is known about the behavior and performance of rockfill dam with asphaltic concrete core.

This study presents results of numerical simulations by finite elements using the commercial software Abaqus[®] of the stages of construction and filling of the reservoir in order to analyze the behavior of the dam and its asphalt core. Therefore, was simulated the situation in which was considered the use of materials in the transition between the core and the rockfill.

The parameters used in the simulation of rockfill and asphaltic core were obtained from the literature pertaining to the subject.

Keywords: dam, rockfill, asphalt concrete, numerical modeling, finite elements.

1. - INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A matriz energética brasileira é predominantemente hidrelétrica. Essa predominância possibilitou que o conhecimento nacional sobre o comportamento dos mais variados tipos de barragens avançasse muito.

O avanço do conhecimento das técnicas construtivas e do comportamento mecânico dos enrocamentos permitiu, ao longo dos anos, que barragens atinjam maiores alturas e melhor desempenho.

Paralelamente, a falta de investimentos no setor energético durante alguns anos e o atual crescimento econômico nacional, fizeram com que se tornasse urgente a construção de novas usinas hidrelétricas para ajudar a suprir a crescente demanda energética.

Um tipo de barragem, ainda não usado no Brasil, de rápida construção e que permite em consequência a rápida operação e produção de energia é a de enrocamento com núcleo asfáltico, Figura 1.



Figura 1 – Barragem Storvatn com 90,00m de altura (Höeg, 1993).

Por este tipo de barramento não utilizar material argiloso em seu núcleo, mas concreto asfáltico, a sua construção é menos suscetível às condições climáticas, permitindo que a construção avance mesmo durante períodos de clima que seriam desfavoráveis a outros tipos de barramento, como o período chuvoso às barragens de terra ou o inverno com temperaturas muito baixas para as barragens de enrocamento com face em concreto.

Além disso, o concreto asfáltico possui baixa permeabilidade, é resistente e flexível e quando sua mistura é escolhida de maneira cuidadosa, as suas propriedades auto cicatrizantes possibilitam que, se por ventura, alguma fissura se desenvolva no núcleo esta se feche com o tempo (Höeg, 1993).

1.2 – OBJETIVOS

Com o intuito de contribuir com o conhecimento nacional sobre barragens de enrocamento com núcleo asfáltico, visando melhorar confiabilidade na previsão do desempenho, o presente trabalho realiza um estudo numérico por meio de elementos finitos, para prever e analisar o comportamento de uma barragem com geometria semelhante à de Foz do Chapecó.

Para tanto, foram simuladas as etapas construtivas e de enchimento, com variações como a presença ou não de transições entre o núcleo e os espaldares e diferentes módulos elásticos para o concreto asfáltico.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 faz uma introdução às barragens de enrocamento com núcleo asfáltico, apresenta os objetivos do trabalho realizado e descreve a divisão da dissertação.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre barragens de enrocamento. Inicialmente são brevemente comentadas as barragens de enrocamento, descrevendo a evolução da construção de barragens. Posteriormente, são feitas considerações sobre o comportamento durante a construção.

No capítulo 3 é feito um breve histórico do uso de concreto asfáltico como material impermeabilizante em barragens. Em seguida, são feitas algumas considerações a respeito de sua rigidez.

A modelagem numérica de barragens de enrocamento é revisada no capítulo 4, onde são apresentados modelos constitutivos usados na simulação do comportamento do material de enrocamento e na simulação do núcleo asfáltico.

No capítulo 5 são apresentados os estudos preliminares para a simulação da barragem estudada e os resultados são brevemente discutidos.

Alguns resultados da simulação, objeto do presente estudo, são apresentados no capítulo 6. Neste capítulo a construção e o enchimento da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico são analisados considerando a existência de transições.

O capítulo 7 é dedicado às conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

No capítulo 8 as referências bibliográficas são apresentadas.

O anexo I apresenta os gráficos das deformações plásticas obtidas ao final da construção.

O anexo II apresenta os gráficos das deformações plásticas obtidas ao final do enchimento do reservatório.

2. – BARRAGENS DE ENROCAMENTO

2.1 - GENERALIDADES

A água que caracteriza o planeta terra não está distribuída de maneira uniforme. Por este motivo, há milhares de anos, civilizações antigas construíram barragens com as mais diversas finalidades. Inicialmente, as barragens eram construídas com a finalidade de bloquear o fluxo de água para evitar enchentes ou a fim de armazená-la. Contudo, com o avanço tecnológico e o advento da energia elétrica, as barragens passaram a ser construídas com a intenção de transformar a energia mecânica das quedas de água em energia elétrica (Fahlbusch, 2009).

Existem diversos tipos de barragens que podem ser divididos fundamentalmente em dois grandes grupos: barragens de aterro e de concreto. As barragens de aterro, por sua vez, subdividem-se em dois outros tipos: as de enrocamento, terra-enrocamento e as de terra. Dentre as barragens de aterro o tipo mais comum é o de enrocamento. Em barragens de enrocamento são usados diversos materiais para garantir a estanqueidade, como material argiloso no núcleo, face em concreto armado, face em concreto asfáltico e núcleo em concreto asfáltico.

Fundamentalmente, o projeto de uma barragem deve atender a três princípios: o controle do fluxo, a estabilidade e a compatibilidade das deformações. O controle do fluxo é feito de maneira que se tomem medidas para que se vede da melhor maneira possível a barragem e sua fundação a montante do eixo (Cruz, 2004).

Em seguida são executadas tarefas que visam a facilitar ao máximo a saída de água de jusante inserindo os sistemas de drenagem na barragem e na fundação (Cruz, 2004).

Com relação à estabilidade, as zonas da barragem devem ter características físicas que assegurem a estabilidade global do barramento, além disso as tensões e deformações nas zonas da barragem devem ser compatíveis com as características físicas dos materiais de fundação para garantir a estabilidade do conjunto barragem-fundação.

A compatibilidade das deformações deve ser atendida para que não ocorram recalques diferenciais e totais excessivos que possam prejudicar o desempenho dos sistemas de drenagem e de vedação. Neste último caso, as deformações podem originar trincas ou a inversão dos gradientes de fluxo nos sistemas de drenagem.

Diversos fatores condicionantes locais e políticos influenciam diretamente na escolha do perfil da barragem, estes fatores vão desde clima local, materiais disponíveis, geologia e hidrologia do local, tipos de equipamentos, custo da mão-de-obra, legislação, fatores de preservação ambiental, fatores econômicos, prazos construtivos etc (Cruz, 2004).

2.2 – COMPORTAMENTO DURANTE A CONSTRUÇÃO

O comportamento de uma barragem de enrocamento durante a construção é dependente de diversos fatores. Para um bom desempenho, é necessário que seja realizada uma boa estimativa das tensões, deformações e das características dos materiais que constituem as barragens.

2.2.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Pode-se estudar o recalque em uma barragem considerando-se que os deslocamentos verticais são semelhantes aos que ocorrem num aterro de grandes extensões como afirmou Law em 1975 segundo Murrugarra (1996), pode-se fazer esta consideração apenas quando o ponto considerado para estimativa do recalque estiver localizado sob o eixo da barragem, esta for simétrica e tenha uma crista muito longa.

Partindo-se da consideração anterior e de que não há efeitos dependentes do tempo, as deformações são unidimensionais como mostra a Figura 2.

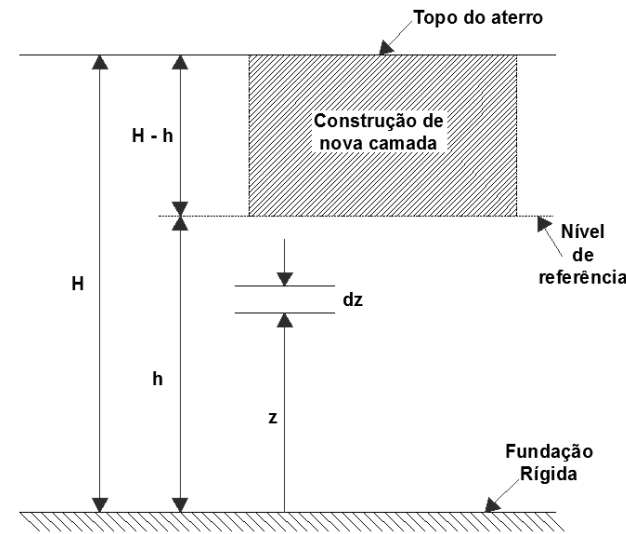


Figura 2 – Construção de aterro de grande extensão em camadas sucessivas (Murrugarra, 1996).

Sendo a camada homogênea e o módulo de compressão confinado, E_c , constante, a variação de tensão vertical $\Delta\sigma_{zz}$ em uma altura $Z \leq h$ originada pela construção de uma nova camada com espessura $H-h$ será calculada por:

$$\Delta\sigma_{zz} = \gamma(H - h) \quad (1.0)$$

O recalque para o mesmo ponto pode ser calculado por:

$$\rho = \int_0^h \Delta\varepsilon_{zz} dz = \int_0^h \frac{(H - h)\gamma dz}{E_c} \quad (2.0)$$

Como a camada é homogênea e o peso específico, γ , constante a Equação (2.0) pode ser reescrita como:

$$\rho = \frac{(H - h)h\gamma}{E_c} \quad (3.0)$$

A partir da Equação (3.0), é possível afirmar que o recalque é função da espessura do aterro construído e do preexistente. O recalque apresenta um aspecto

parabólico desde o início da construção até o seu término, sendo que os maiores valores estão situados na altura média da barragem, como é mostrado na Figura 3.

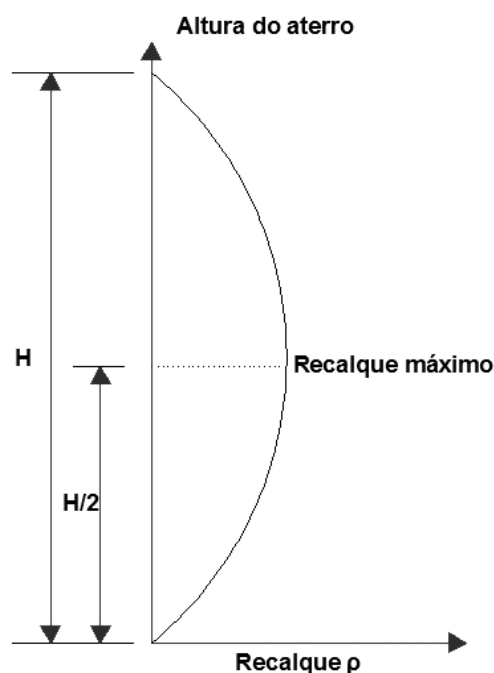


Figura 3 – Perfil do recalque de um aterro, com valor máximo na altura $H/2$ (Murrugarra, 1996).

O aspecto assumido pelo recalque é coerente com o descrito por Marsal (1958), segundo Pagano *et al.* (1998). Todavia como a abordagem trata o problema do deslocamento como unidimensional, são desconsiderados os efeitos oriundos da geometria da barragem, negligenciando a variação da tensão confinante com o crescimento da altura do barramento. Soma-se a isso o fato de o modelo considerar o material como homogêneo e elástico linear, não havendo mecanismos de transferência de tensões entre diferentes materiais por variação da compressibilidade.

As medidas de recalque de diversas barragens têm, com frequência, diferido da curva parabólica da Equação (3.0). Podendo atingir alturas acima ou abaixo da altura média da barragem.

Uma estratégia adotada para que a curva de recalque se ajuste aos valores medidos em campo é variar a rigidez com a altura, Figura 4, possibilitando que o recalque máximo ocorra acima ou abaixo da altura média da barragem. Para simular variações verticais de tensões devidas à transferência de tensões, assume-se de

maneira simplificada a variação linear do peso unitário dos materiais da barragem com o aumento da altura, Figura 5, Pagano *et al.* (1998).

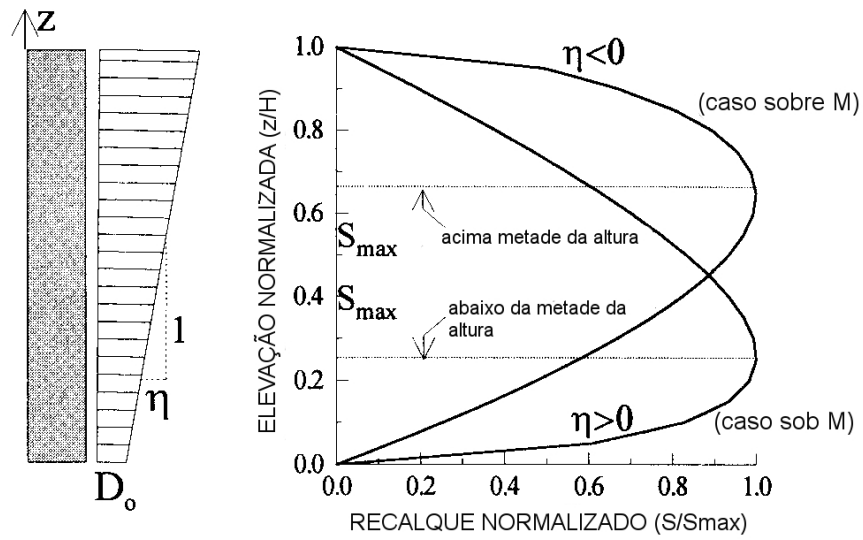


Figura 4 – Perfil do recalque de um aterro, com variação da rigidez do material (Pagano *et al.* 1998).

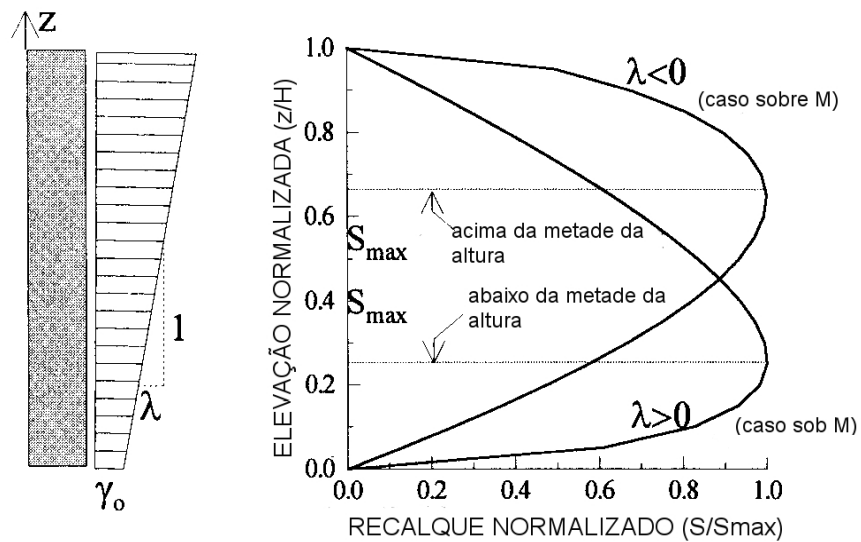


Figura 5 – Perfil do recalque de um aterro, com variação do peso unitário do material (Pagano *et al.* 1998)

2.2.2 – RELAÇÕES ENTRE TENSÕES

Os parâmetros geotécnicos para a simulação do comportamento do enrocamento e do solo podem ser obtidos a partir de ensaios de campo e laboratório ou de relações entre as tensões principais existentes no material.

As tensões numa barragem durante a construção variam dependendo da posição do ponto considerado no corpo da barragem, da geometria da mesma e do vale em que se encontra implantada.

2.2.3 – ANISOTROPIA

Durante a compactação das camadas do aterro é possível que alguma anisotropia seja induzida no material.

Assim, faz sentido o uso de equações constitutivas que admitam um comportamento anisotrópico, uma vez que estas equações representam de maneira mais fidedigna o comportamento mecânico do material.

Todavia, ainda hoje, a maioria das simulações realizadas considera os materiais isotrópicos, isso se dá pela complexidade do uso de modelos constitutivos que incorporam a anisotropia.

Por exemplo, considerar que o material é anisotrópico requer a determinação de quatro parâmetros elásticos independentes, em casos em que o problema é de deformação plana. Além disso ainda é necessário uma lei não linear para cada componente referente ao comportamento do solo.

Soma-se a isso o fato de que os ensaios laboratoriais e *in situ* não fornecem resultados consistentes para tantos parâmetros necessário para análises com materiais anisotrópicos.

Desta maneira, a consideração do material como isotrópico não é uma mera conveniência prática ou computacional, mas uma necessidade dada a natureza do material simulado.

2.3 – COMPORTAMENTO DURANTE O ENCHIMENTO

O comportamento das barragens durante a fase de enchimento difere muito da fase de construção, uma vez que o carregamento oriundo do enchimento do reservatório é aplicado relativamente rápido, tendo sido observado, por este motivo, em diversas barragens, movimentações de natureza complexa.

Nobari e Duncan segundo Murrugarra (1996), realizaram uma detalhada revisão de casos históricos de movimentos em barragens causados pelo enchimento do reservatório. Os movimentos durante o enchimento do reservatório, segundo os autores, têm natureza complexa devido a três causas distintas:

- O umedecimento da fundação e sua compressão gera um recalque não uniforme, uma vez que a parte a montante da barragem é umidificada primeiramente.

- Em barragens homogêneas ou no talude de montante de barragens zonadas a compressão originada devido ao umedecimento do material, dá origem a recalques nestas áreas e a movimentos em direção de montante e possivelmente fissuras longitudinais.

- O carregamento devido à água ocasiona movimentos na direção de jusante.

É possível que com o enchimento do reservatório, a barragem experimente deformações consideráveis, sendo então observada rotação da barragem em direção de montante ao início do enchimento, para depois, com o crescimento da pressão hidrostática haver a mudança no sentido da rotação para jusante.

Esta mudança no sentido da rotação ocorre devido aos fenômenos do colapso do material de enrocamento de montante, do aumento da pressão hidrostática no núcleo, pressão hidrostática na fundação e da subpressão no enrocamento do talude de montante, que fazem com que o campo de tensões atuante sobre o barramento varie durante o enchimento.

2.3.1 – PRESSÃO HIDRÁULICA NO NÚCLEO

A permeabilidade dos núcleos de barramentos é considerada praticamente nula, uma vez que a permeabilidade destes núcleos apresenta valores da ordem de 10^{-6} cm/s, se comparada à dos materiais que constituem o restante da barragem. Assim, assume-se que durante o enchimento do reservatório ocorre o surgimento instantâneo de pressão hidrostática na face de montante do núcleo impermeável, Figura 6. Esta dará origem a assentamentos e também deslocamentos no sentido de jusante, sendo estes cada vez mais significativos com a elevação do NA do reservatório.

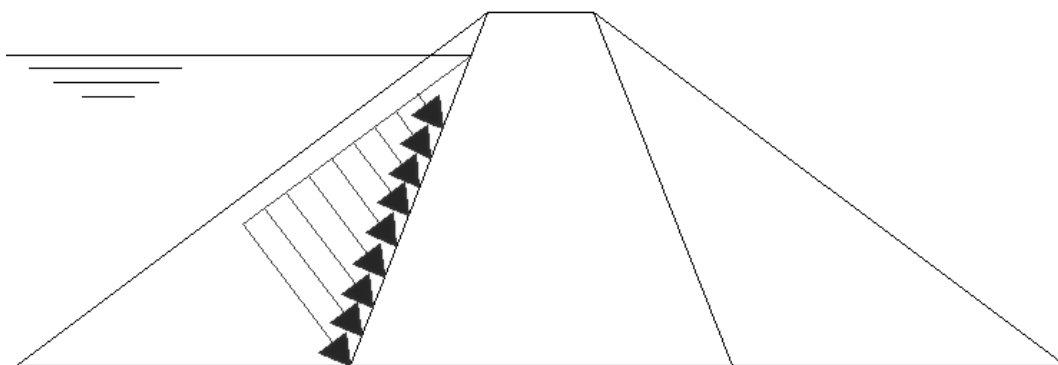


Figura 6 – Pressão hidráulica no núcleo (Murrugarra, 1996).

2.3.2 – PRESSÃO HIDRÁULICA NA FUNDAÇÃO E SUBPRESSÃO NO NÚCLEO

Com o enchimento do reservatório, há a aplicação de pressões hidrostáticas na fundação à montante do núcleo, Figura 7. Iniciando recalques e a rotações no sentido de montante.

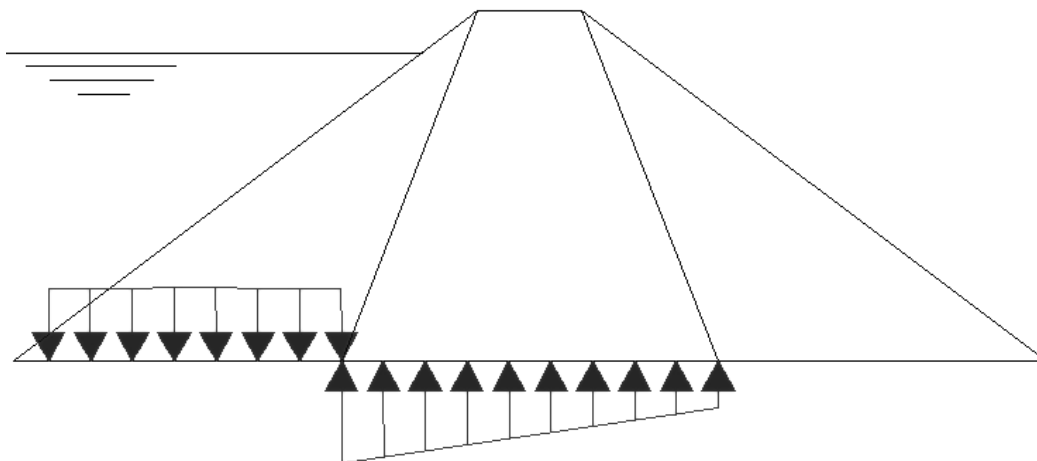


Figura 7 – Pressão hidráulica na fundação e subpressão no núcleo (Murrugarra, 1996).

A infiltração da água na base do núcleo poderá originar subpressão que por sua vez tende a causar movimentos verticais no sentido de baixo para cima e a rotação do barramento para jusante.

Esta subpressão surgirá sob o núcleo se esta região estiver saturada, no entanto se acredita que a presença desta subpressão não modificará sobremaneira os campos de tensão e deslocamentos no barramento, agindo ainda de maneira favorável no que tange a ocorrência de fratura hidráulica.

O efeito das ações citadas acima é considerado de pequena importância, por pouco influenciar os deslocamentos e as tensões que ocorrem nesta região do barramento, uma vez que as barragens são geralmente assentadas sobre rochas ou solo suficientemente rígido e parcialmente saturado.

2.3.3 – SUBPRESSÃO A MONTANTE

Ainda durante o enchimento do reservatório, a água origina empuxo hidrostático no material do talude de montante, com sentido de baixo para cima. Assim, há uma tendência de diminuição da tensão efetiva no espaldar de montante sob a ação do empuxo hidrostático, Figura 8.

Esta diminuição na tensão efetiva origina empolamentos e rotação da barragem na direção de jusante.

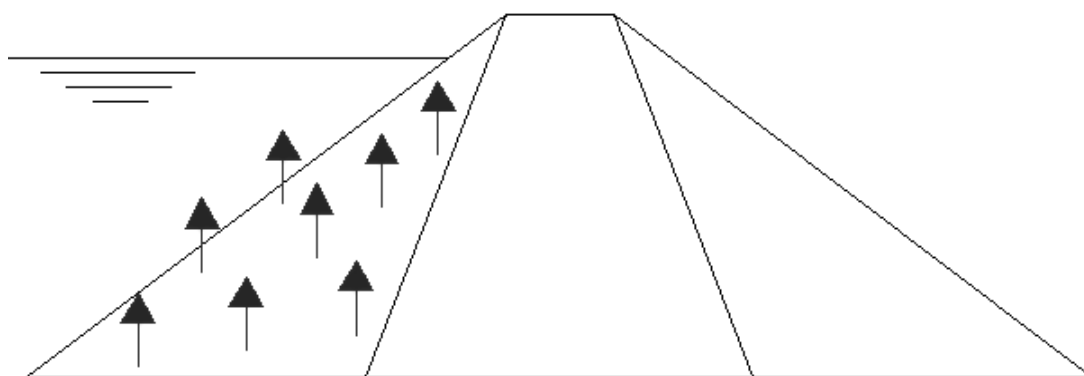


Figura 8 – Subpressão a montante (Murrugarra, 1996).

2.3.4 – COLAPSO DEVIDO À SATURAÇÃO

Colapso por saturação é o fenômeno que ocorre com materiais de aterro quando solicitados por um determinado estado de tensão, estando as deformações estabilizadas, ocorrem acréscimos de deformações importantes devido à molhagem, Silva (1996).

O colapso por saturação, Figura 9, têm sido observado em diversas barragens, ocorre geralmente em materiais arenosos e em pedregulhos, consoante o crescimento do NA do reservatório ou após períodos de chuva.

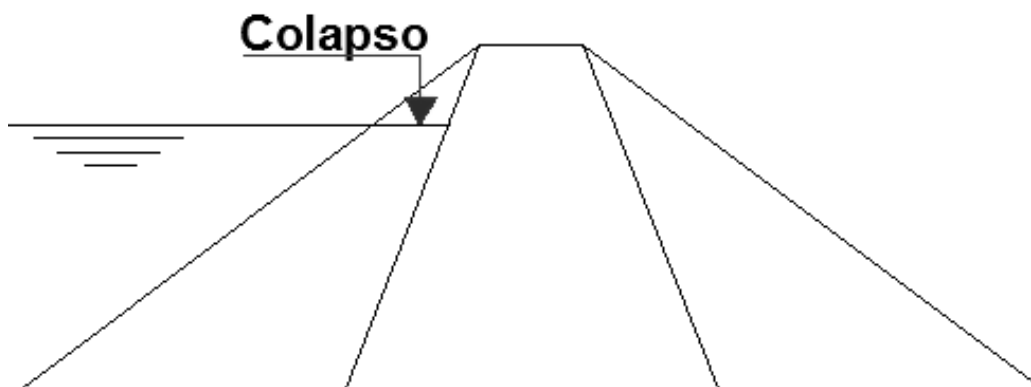


Figura 9 – Colapso devido à saturação (Murrugarra, 1996).

Inicialmente o colapso era associado à lubrificação da água na massa de solo ou rocha facilitando um rearranjo das partículas. Justo (1968) considera que a ação da água não é lubrificante, pelo fato das superfícies de contato dos materiais de enrocamento serem demasiadamente rugosas e a presença de água não conseguir agir nela como lubrificante.

Segundo Murrugarra (1996), Nobari e Duncan em 1972 executaram diversos ensaios para investigar quais fatores influenciam no colapso do enrocamento sob inundação. Em seu estudo, concluíram que o conteúdo inicial de água é o fator mais importante na determinação do valor o colapso, uma vez que quanto maior a quantidade de água adicionada quando da construção do aterro, menor a deformação por colapso. Ainda no mesmo estudo, ensaios realizados em amostras peneiradas antes e depois a inundação, mostraram que durante o colapso ocorre algum fraturamento das partículas.

Veiga Pinto (1983) além de confirmar o observado anteriormente, afirmou que o estado de tensões, compacidade e a resistência ao fraturamento também têm importante contribuição para o colapso do enrocamento pela saturação.

Para Quintela (1991), os fatores que são mais relevantes para que ocorra o colapso por saturação são:

- Composição mineralógica do enrocamento e sua cristalização, por determinarem a susceptibilidade de alteração dos minerais na presença de água;
- O estado de tensões, por determinar a grandeza das tensões nos contatos entre as partículas;

- A compacidade relativa, por medir de forma indireta a quantidade de contatos entre as partículas do enrocamento e por também indicar a existência maior ou menor de vazios, possibilitando a alteração do material para estados mais compactos;

- O teor de água;

- A estrutura interna do material, em solos argilosos pode, para um mesmo material, corresponder a diferentes índices de vazios;

- O histórico de molhagem e secagem.

Oldecop e Alonso (2001) desenvolveram um modelo conceitual no qual tentam explicar a compressibilidade e o colapso devido à saturação do enrocamento. No modelo desenvolvido, consideram que o mecanismo que controla as deformações volumétricas depende fundamentalmente do rearranjo das partículas, incluindo o deslizamento e a rotação entre elas. Em tal modelo com o avanço da compressão e a conseqüente diminuição dos vazios, as deformações por rearranjo das partículas são impedidas, a não ser com a ocorrência de fraturamento do material. Comportamento que é coerente com os diversos estudos já citados.

O mecanismo do modelo conceitual desenvolvido por Oldecop e Alonso (2001) fornece resultados físicos qualitativos a respeito das deformações dependentes do tempo e do colapso por saturação do enrocamento, além da sua dependência mútua do nível de tensões e da ação da água.

Oldecop e Alonso, em 2007, propuseram um modelo que associa deformações com o fraturamento das partículas. Neste modelo um elemento de enrocamento é submetido a tensões compressivas, combinadas a ação da água em fraturas pre-existentes. Sob a ação combinada das tensões e da água nas fraturas, há a propagação e, eventualmente, a fratura do elemento de enrocamento.

Esta propagação se dá sob uma certa velocidade, que é função da taxa de uma reação química na fratura, conhecida como tensão corrosiva na mecânica da fratura linear elástica Freiman (1984).

Concluíram que com uma umidade relativa de 100% no enrocamento, as deformações resultantes são iguais às observadas nas amostras inundadas e que qualquer mudança no conteúdo de água resulta em deformações por colapso e num aumento da rigidez do material a futuros carregamentos.

2.4 – TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

A diferença de compressibilidade dos materiais constituintes da barragem e seus movimentos relativos, são as causas das transferências das cargas entre o núcleo e os taludes de montante e jusante e entre o aterro e as ombreiras.

Considerando-se uma barragem constituída por dois materiais distintos, que compõem os taludes e o núcleo, haverá uma diferença na compressibilidade destes materiais. Desta maneira, uma região tende a se deslocar mais do que a outra sob a ação do peso próprio, originando tensões cisalhantes nas interfaces, transferindo as cargas para as diversas regiões da barragem.

Law em 1975, segundo Murrugarra (1996), realizou uma série de análises paramétricas por elementos finitos na fase de construção, considerando diferentes condições de rigidez relativa e compressibilidade. Os resultados indicaram que quanto mais rígido os taludes maior é a transferência de cargas do núcleo aos taludes, Figura 10. Também foi verificado que as tensões principais maiores nas proximidades da base do núcleo são menos intensas do que as de sobrecarga.

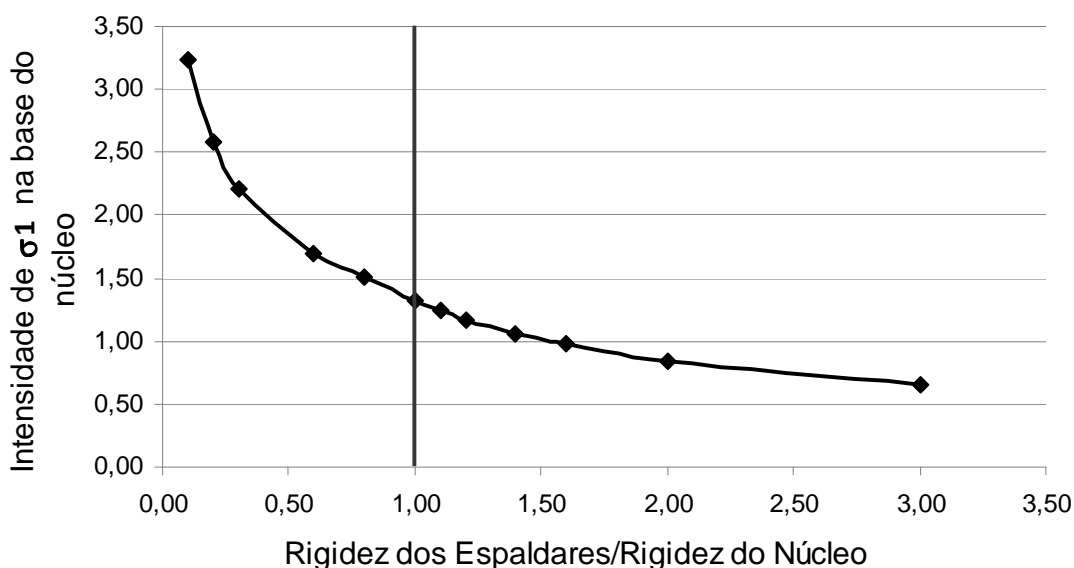


Figura 10 – Tensão principal maior vs rigidez relativa espaldares / núcleo.

Foi observado também que o recalque máximo no núcleo diminui tanto com o acréscimo de rigidez dos taludes quanto com o acréscimo de rigidez do núcleo, Figura 11.

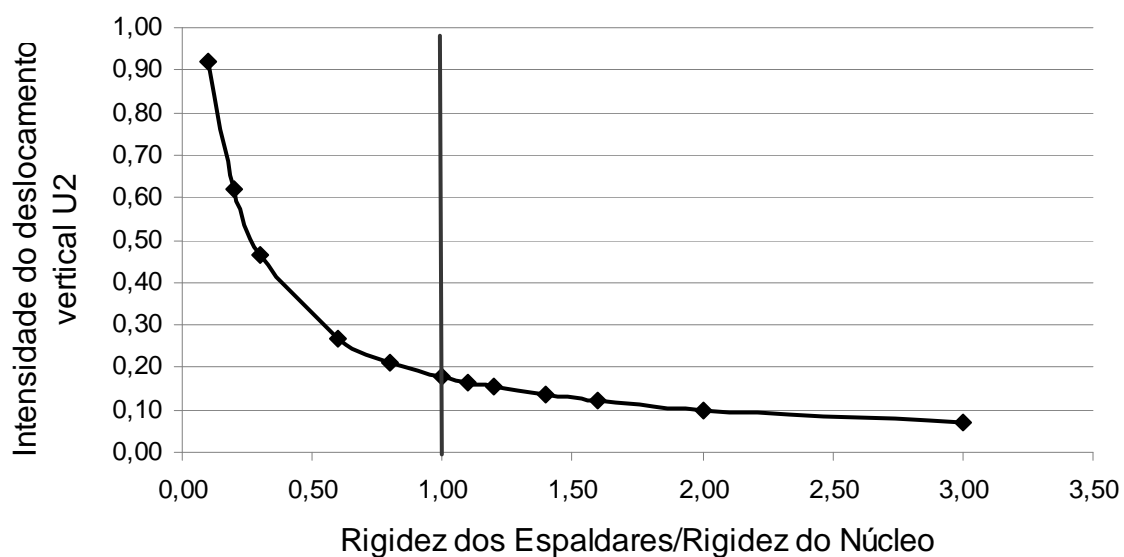


Figura 11 – Deslocamento vertical vs rigidez relativa espaldares / núcleo.

2.5 – RUPTURA HIDRÁULICA

A transferência de cargas entre as partes da barragem de maneira insatisfatória, ou seja com a grande diferença de rigidez entre o núcleo e os taludes, pode ter como consequência a ocorrência de ruptura hidráulica.

Define-se ruptura hidráulica como a perda de resistência e estabilidade do solo ou enrocamento, e seu consequente dano, através dos efeitos das pressões de percolação de água, Braz (2003). Segundo Vargas (1977) há dois tipos de ruptura hidráulica:

- Ruptura hidráulica por perda de resistência em consequência da anulação da ação de seu peso pelas pressões do fluxo de água no sentido ascendente.

- Ruptura hidráulica por erosão interna “*piping*”, ocorrendo o arrastamento de partículas pelas forças de percolação, seu inicio normalmente se dá em algum ponto de emersão da água e progride de jusante para montante, carreando material no filete de água.

Uma melhor definição de ruptura hidráulica é que esta ocorre quando o valor da tensão vertical efetiva é anulado pela ação das poro-pressões atuantes sob um gradiente hidráulico crítico.

A pressão hidrostática na saída do fluxo de água é dada por $\gamma_0 h_a$, onde há é a altura de água que recobre a superfície de saída. A malha de fluxo com profundidade igual a z , tem atuando em sua base a pressão hidrostática $\gamma_0 (h + z_i)$, Figura 12.

Há ainda o peso do material no interior da malha que é igual a $\gamma_{sat} z a$ e a força de percolação na direção vertical com sentido de baixo para cima igual a $\vec{F}_p = i \gamma_0 z a$.

Equacionando-se a resultante destas forças será dada por:

$$P = \{(\gamma_{sat} - \gamma_0) - i \gamma_0\} z a \quad (4.0)$$

Existirá pois um valor de gradiente hidráulico crítico onde o valor de P se anulará, como já comentado anteriormente. Tal gradiente será calculado por:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_0}{\gamma_0} \quad (5.0)$$

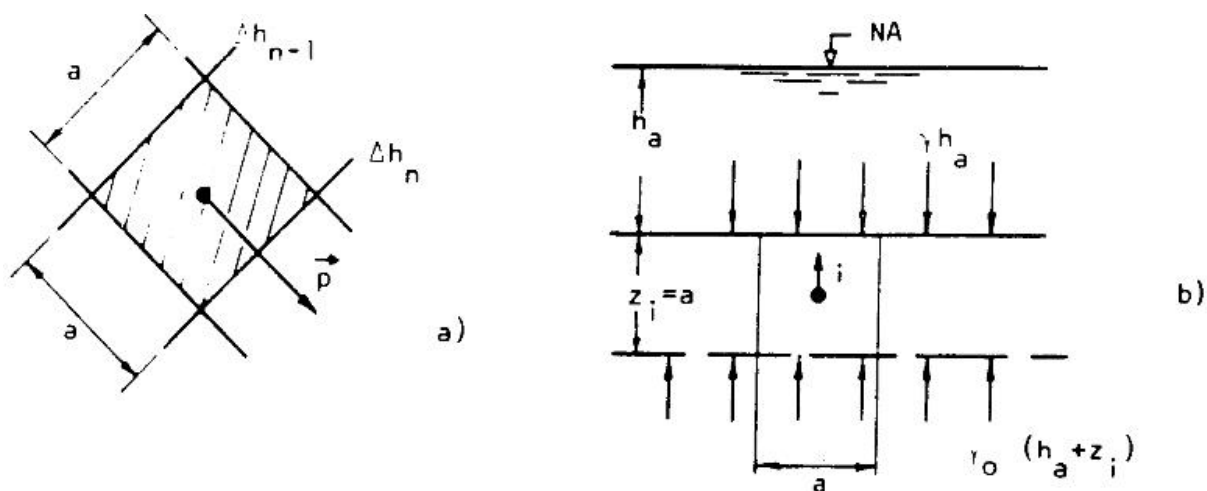


Figura 12 – Ação da força de percolação e do peso do solo (Vargas, 1977).

Criadas as condições acima citadas, há a perda do peso do solo com conseqüente diminuição da tensão efetiva e da resistência, propiciando a ocorrência de ruptura hidráulica.

Veiga Pinto (1983), observou um aumento na tensão principal mínima total (σ_3) na fase do primeiro enchimento no núcleo argiloso, indicando que os valores observados ao final da construção não devem ser utilizados no estudo da ocorrência de ruptura hidráulica, uma vez que as condições reais após o enchimento do reservatório da barragem e o conseqüente carregamento do núcleo pela carga originada pela água podem apresentar valores mais elevados. O uso dos valores obtidos então ao final da construção poderiam levar a uma sub estimativa.

3. – MISTURAS ASFÁLTICAS COMO IMPERMEABILIZANTES EM BARRAGENS

3.1 – HISTÓRICO

Faustino (2009), Patrick e Kulesza (1974), afirmaram que a primeira aplicação do betume como impermeabilizante foi em uma barragem de alvenaria na Mesopotâmia a 1300 anos A.C.. Indicaram ainda que a primeira barragem moderna com mistura asfáltica como material impermeabilizante foi a de Diga de Codelago, em 1893, na Itália.

Ainda segundo Faustino (2009), a barragem com concreto asfáltico mais antiga cadastrada pela CIGB (1982) é a barragem de Sawtelle, nos Estados Unidos, concluída em 1929.

Na Alemanha, na década de 1930, a construção de barragens com misturas betuminosas teve grande impulso, sendo um dos primeiros países a aplicar mais amplamente soluções de impermeabilização baseadas em materiais betuminosos. Nesta época, eram muito utilizadas lajes a montante em concreto asfáltico. Mas, apenas na década de 1960, foi construída a primeira barragem com núcleo asfáltico como único material impermeabilizante (Falcão, 2007).

Outro país que se destaca na construção de barragens de enrocamento com núcleo asfáltico é a Noruega, no qual a escassez de materiais argilosos, as restrições ambientais rígidas e um inverno rigoroso, juntamente com outros fatores tornaram estas barragens atraentes.

Na Noruega, desde a década de 1970 até meados da década de 1990, a construção de barragens de enrocamento com núcleo asfáltico prevaleceu sobre os demais tipos (Höeg, 1993).

3.2 – CONCRETO ASFÁLTICO

O concreto asfáltico é um material polifásico, composto por partículas sólidas, pelo betume e pelo ar. Vários fatores afetam o desempenho do concreto asfáltico sendo algumas, o estado de tensões, a umidade, o modo de carregamento. Assim, vários modelos foram desenvolvidos para estimar o comportamento do concreto asfáltico. A maioria destes modelos é de natureza empírica (Kim, 2009).

As características de desempenho do concreto asfáltico estão baseadas fundamentalmente na deformação permanente e na fratura. O fraturamento pode ser causado pelo carregamento repetitivo e por variações de carregamento originados da variação térmica.

Sob altas temperaturas ou sob velocidades de carregamento muito baixas, o concreto asfáltico se torna muito mole para resistir às ações impostas, então nestas condições o tipo de dano que ocorre é a deformação permanente, originada da mudança de volume e do rearranjo das partículas dos agregados.

3.2.1 – RIGIDEZ DO CONCRETO ASFÁLTICO

Como já afirmado anteriormente, o concreto asfáltico é um material polifásico, composto por suas partes sólidas, betume e *fíler* e ar. Além de outros componentes como aditivos, modificadores e água, tanto no estado líquido quanto na forma de vapor dentre outros.

A rigidez do concreto asfáltico é uma da propriedade do material muito importante para estimativa do seu desempenho onde é usado como material de construção.

A rigidez do concreto asfáltico aumenta com o crescimento da velocidade de carregamento e diminui a altas temperaturas. A idade é fundamentalmente dependente por sua exposição ao ar, à radiação solar e ao calor, fatores condicionantes do aumento da reatividade do concreto asfáltico com o oxigênio e que possibilitam um aumento de rigidez que, com o tempo, o torne mais suscetível a fratura.

A presença de água presa no ligante asfáltico, a solubilidade dos diversos componentes do asfalto, a quantia de asfalto que se emulsifica, a adesão entre o ligante asfáltico e os agregados, também afetam a rigidez do concreto asfáltico.

Sob qualquer temperatura o concreto asfáltico irá deformar lentamente e de forma permanente se for submetido a um carregamento lento. Contudo quando solicitado por carregamentos aplicados mais rapidamente, seu comportamento será muito mais rígido e estará sujeito à fratura. Para qualquer velocidade de carregamento há uma temperatura para a qual o material passará por um processo de relaxamento suficientemente rápido para que não ocorra acúmulo de tensões, Figura 13.

A umidade tem efeito semelhante na rigidez e no tipo de dano que ocorre no concreto asfáltico. Apesar dos mecanismos serem diferentes, altas umidades e temperaturas resultam em deformações plásticas.



Figura 13 – Dependência do dano no concreto asfáltico da temperatura e da taxa de carregamento (Kim, 2009)

O estado de tensões atuante no concreto asfáltico modifica sua rigidez. Há uma dependência da rigidez do concreto asfáltico do primeiro invariante de tensões I_1 e o segundo invariante J_2' , para uma mistura isotrópica.

Para uma mistura anisotrópica, a rigidez é direcional e depende tanto dos dois invariantes de tensão I_1 e J_2' , quanto dos componentes do tensor de tensões. O processo de compactação do concreto asfáltico e a geometria das partículas dos agregados faz com que haja um módulo de elasticidade horizontal, um vertical e um módulo cisalhante. Há também dois coeficientes de Poisson, um vertical e outro horizontal.

Uma das causas do concreto asfáltico apresentar-se de maneira anisotrópica é a forma de seus agregados. Quando compactados, estes agregados tendem a assumir padrões de distribuições mais horizontais, resultando em valores de módulo de elasticidade vertical maior do que o módulo de elasticidade horizontal.

As propriedades do ligante asfáltico que afetam o concreto asfáltico são a espessura da camada de ligante, o envelhecimento do ligante, a molhagem e secagem dos materiais e a cedência.

A dependência de tantos fatores torna a modelagem do comportamento tensão deformação do concreto asfáltico particularmente complexo, uma vez que o modelo constitutivo deve considerar os fatores que afetam o comportamento do material como velocidade de aplicação de carregamento, temperatura, umidade, tensões, deformações dentre outros.

A rigidez do concreto asfáltico é usada na estimativa preliminar do desempenho de estruturas em que este concreto é usado, usando-a para calcular as tensões e deformações, sob diversas condições de carregamentos, temperaturas e umidades. É usada também para o cálculo de fraturamento e fluência em modelos que incorporam a mecânica da fratura e teorias de plasticidade.

Por tantos fatores afetarem a sua rigidez uma caracterização precisa da rigidez é necessária, para que sejam feitas previsões do comportamento do concreto asfáltico. A complexidade da simulação do comportamento do concreto asfáltico pode ser tratada por meio de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, que requerem especial esforço computacional.

4. – MODELAGEM NUMÉRICA DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

O avanço científico está ligado ao desenvolvimento de modelos e métodos que permitam representar e analisar de maneira mais verdadeira aspectos interessantes do objeto de estudo. Assim, o avanço do conhecimento do comportamento dos materiais necessitou de novos modelos que descrevessem, neste caso, o comportamento dos materiais usados em engenharia geotécnica e de técnicas computacionais mais poderosas.

4.1 – MODELOS CONSTITUTIVOS PARA GEOTECNIA

No presente trabalho não se faz uma descrição detalhada dos modelos constitutivos mais usados em geotecnia, apenas são apresentados comentários sobre os modelos mais comumente usados e alguns requisitos que devem ser satisfeitos por estes.

4.2 – MODELO ELÁSTICO LINEAR

Modelos elásticos lineares representam o comportamento dos materiais de modo muito limitado, uma vez que, no caso da geotecnia não são capazes de simular por exemplo a dilatância de enrocamentos ou o recalque por colapso quando o material é saturado.

Todavia simulações elásticas lineares ainda são muito comuns por serem rápidas, baratas e por fornecerem informações e soluções preliminares sobre o problema em estudo. Um bom exemplo de uso comum deste tipo de análise é na construção de aterros, uma vez que durante esta etapa os efeitos dos incrementos de tensão média e desviadora serem praticamente lineares.

4.3 – MODELO ELASTO LINEAR PERFEITAMENTE PLÁSTICO

Considerando uma barra sob situação uniaxial de carregamento, se o material que constitui a barra for do tipo elástico perfeitamente plástico, quando o material for sollicitado por carregamento, caso este não atinja o ponto B, este se comportará elasticamente, Figura 14.

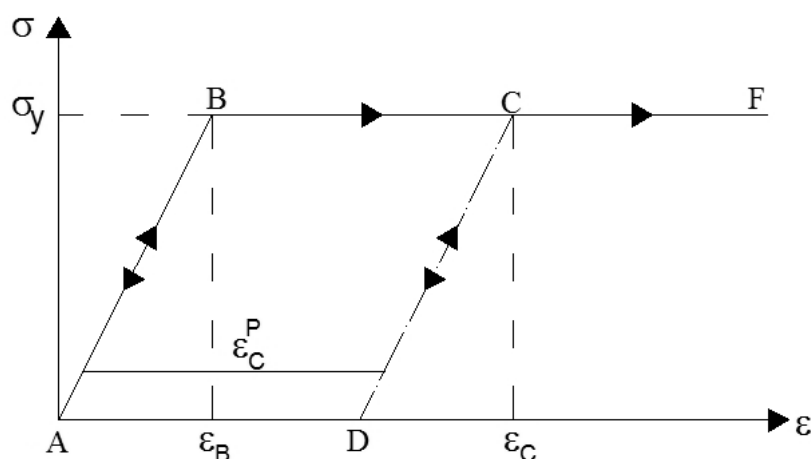


Figura 14 – Carregamento uniaxial de material elástico perfeitamente plástico (Potts e Zdravkovic, 1999).

Se as tensões são elevadas e atingem o ponto B, a barra comporta-se como plástica, não havendo relação linear entre carregamento e deformação. A tensão na barra permanece constante como σ_y . Caso a barra seja descarregada, esta se torna elástica e a curva segue a trajetória CD, paralela a BA, mas há uma deformação permanente na barra igual a ϵ_c^P , ou seja a barra não retorna a sua forma original.

Em uma situação que não seja uniaxial, não é possível se falar em tensão de plastificação uma vez que existem diversos valores de tensão não nulos. Nesta situação faz mais sentido usar o conceito de função de plastificação.

A função de plastificação separa o comportamento puramente elástico do elasto-plástico, e está geralmente em função do estado de tensões e de parâmetros de estado.

No caso de um material elástico perfeitamente plástico, as variáveis de estado são constantes e representa a intensidade das tensões na plastificação.

4.3.1 – MODELO ELASTO-PLÁSTICO COM CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

Atualmente existem diversos modelos constitutivos, propostos para caracterizar o comportamento tensão deformação e a ruptura de materiais geológicos. Obviamente cada modelo possui suas vantagens e limitações que dependem, principalmente, de onde serão aplicados.

Uma das principais desvantagens associadas a modelos constitutivos mais refinados e sofisticados é o grande número de parâmetros necessários, por vezes não determináveis por ensaios simples.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb há muito tempo é usado em geotecnia e um grande número de projetos geotécnicos continuam a ser baseados neste critério. No critério de ruptura de Mohr-Coulomb, considera-se que a ruptura é controlada pela tensão cisalhante máxima e que esta tensão é dependente da tensão normal, Figura 15, a equação (5.0) representa este critério em termos de tensões efetivas.

O programa Abaqus® possui em sua rotina implementado um modelo baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este modelo é elasto-plástico e nele a função de escoamento adotada é da forma do critério de Mohr-Coulomb.

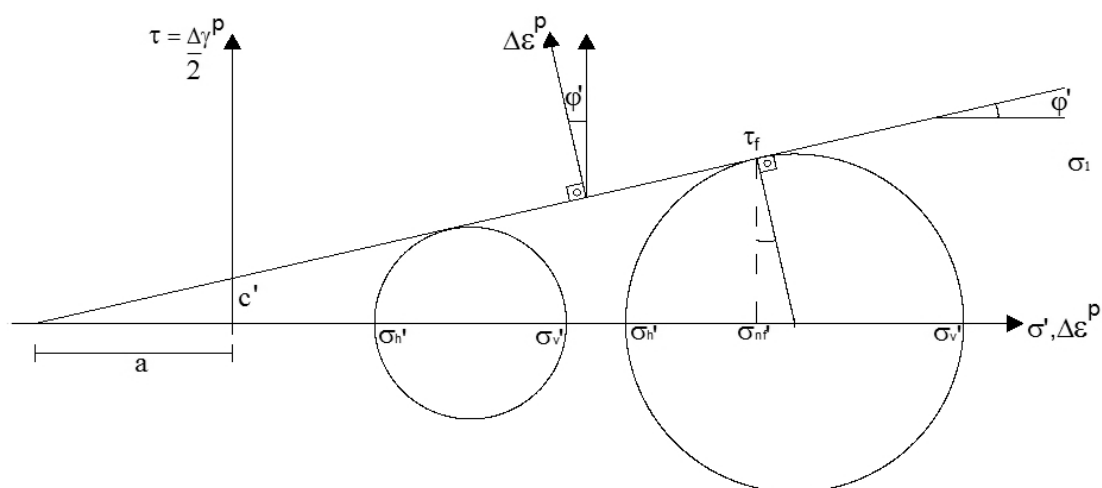


Figura 15 – Círculos de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas (Potts, D. M. and Zdravkoic, L. 1999).

$$\tau_f = c' + \sigma_{nf}' \tan \varphi \quad (5.0)$$

Onde τ_f é a tensão cisalhante no plano de ruptura, σ'_{nf} é a tensão normal efetiva no plano de ruptura, c' é a coesão e φ o ângulo de atrito. Considerando que $\sigma'_1 = \sigma'_v$ e que $\sigma'_3 = \sigma'_v$, pode-se reescrever a equação (5.0) como

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2c \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \text{sen} \varphi' \quad (6.0)$$

A equação (6.0) descreve o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e no modelo elasto-plástico implementado no programa Abaqus[®] é usada como função de escoamento escrita na forma

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2c' \cos \varphi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \text{sen} \varphi' \quad (7.0)$$

Reescrevendo a equação (7.0) em termos de invariantes de tensão p' , J e Θ obtém-se:

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = J - \left(\frac{c'}{\text{tg} \varphi'} + p' \right) g(\theta) \quad (8.0)$$

Onde

$$g(\theta) = \frac{\text{sen} \varphi'}{\left(\cos \theta + \frac{\text{sen} \theta \text{sen} \varphi'}{\sqrt{3}} \right)} \quad (9.0)$$

Traçando no espaço de tensões principais efetivas a equação (8.0), obtém-se a superfície da Figura 16.

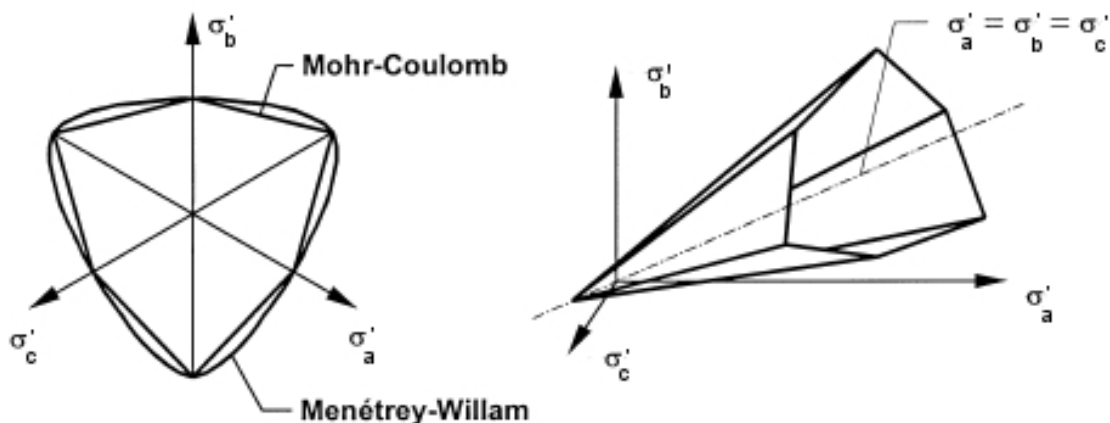


Figura 16 – Superfície de escoamento de Mohr-Coulomb (adaptado de Oettl, G., Stark R. F., Hofstetter, G., 1998).

Por ser o modelo baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb elástico perfeitamente plástico, não há uma lei de endurecimento. Assim, o parâmetro de estado $\{k\} = \{c', \varphi'\}^T$ é constante e representa a intensidade da tensão no escoamento.

Para que o modelo passe a considerar endurecimento é necessário que se tenha uma função de potencial plástico equação (10.0).

$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) \quad (10.0)$$

Pode-se adotar uma lei de escoamento associada, equação (11.0)

$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) = F(\{\sigma'\}, \{k\}) \quad (11.0)$$

Na Figura 15, o incremento de deformação plástica é um vetor inclinado sob um ângulo φ' e indica deformações plásticas positivas, ou seja, deformações originadas por tração. Estas deformações, na realidade, fazem parte de deformação volumétrica de dilatação, que depende do ângulo de dilatação ν , definido pela equação (12.0)

$$\nu = \text{sen}^{-1} \left(- \frac{\Delta \varepsilon_1^p + \Delta \varepsilon_3^p}{\Delta \varepsilon_1^p - \Delta \varepsilon_3^p} \right) \quad (12.0)$$

Há fundamentalmente duas desvantagens na abordagem até o momento apresentada, primeiramente as deformações plásticas decorrentes da dilatação são muito maiores do que as ocorridas em solos reais, em segundo lugar, uma vez tendo o solo plastificado este irá dilatar indefinidamente.

Um modo de se contornar estes inconvenientes, é a adoção de uma lei de escoamento não associada, na qual o ângulo de atrito será substituído pelo ângulo de dilatação ν , sendo então a função de potencial plástico similar à superfície de plastificação (Menétrey, Ph., and K. J. William, 1995).

$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) = J - (a_{pp} + p')g_{pp}(\theta) \quad (13.0)$$

Onde,

$$g_{pp}(\theta) = \frac{\text{sen } \nu}{\left(\cos \theta + \frac{\text{sen } \theta \text{sen } \nu}{\sqrt{3}}\right)} \quad (14.0)$$

Na equação (13.0), a_{pp} é a distância do vértice do cone de potencial plástico para a origem do espaço de tensões principais efetivas, Figura 17.

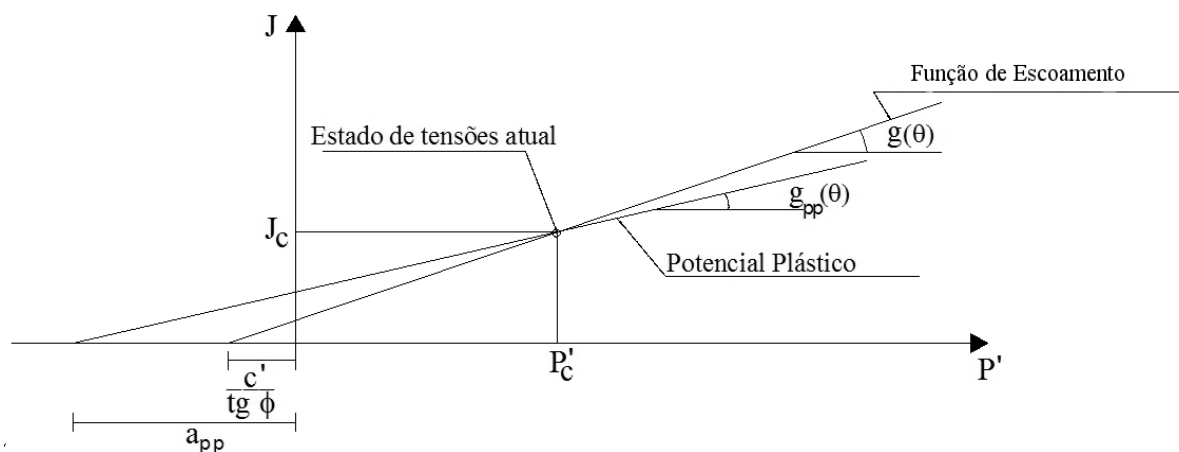


Figura 17 – Relação entre as funções de escoamento e de potencial plástico (Potts, D. M. and Zdravkoic, L. 1999).

Na Figura 17, P'_c , J_c e θ_c são invariantes de tensão no estado corrente de tensões que é considerado como estando sobre a superfície de plastificação.

Uma vez que a superfície de potencial e de escoamento devem passar por este estado de tensões, P'_c , J_c e θ_c podem ser substituídos nas equações (8.0) e (13.0) para obter as equações seguintes.

$$J_c - \left(\frac{c'}{tg\phi'} + p'_c \right) g(\theta_c) = 0 \quad (15.0)$$

$$J_c - (a_{pp} + p'_c) g_{pp}(\theta_c) = 0 \quad (16.0)$$

Resolvendo para a_{pp} resultará:

$$a_{pp} = \left(\frac{c'}{tg\phi'} + p'_c \right) \frac{g(\theta_c)}{g_{pp}(\theta_c)} - p'_c \quad (17.0)$$

Substituindo a equação (17.0) em (13.0) resulta na função de potencial plástico, equação (18.0).

$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) = J - \left[\left(\frac{c'}{tg\phi'} + p'_c \right) \frac{g(\theta_c)}{g_{pp}(\theta_c)} - p'_c + p' \right] g_{pp}(\theta) = 0 \quad (18.0)$$

A superfície de escoamento é fixa no espaço $p' - J - \Theta$, a superfície de potencial plástico se move de maneira a passar pelo estado de tensões corrente.

Se $v < \phi'$ haverá condição para fluxo não associado e com a redução de v menos dilatação ocorrerá.

O uso de fluxo não associado possibilita a restrição de deformações plásticas volumétricas, todavia o modelo proposto continua a estimar deformações volumétricas crescentes. Pode-se com isso, sob algumas condições de contorno, estimar de maneira irrealista as deformações.

5. – SIMULAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO

No presente capítulo simula-se a construção e o primeiro enchimento de uma barragem de enrocamento com núcleo asfáltico semelhante à de Foz do Chapecó, construída na divisa do Estado do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina e tem a seção transversal como da Figura 18:

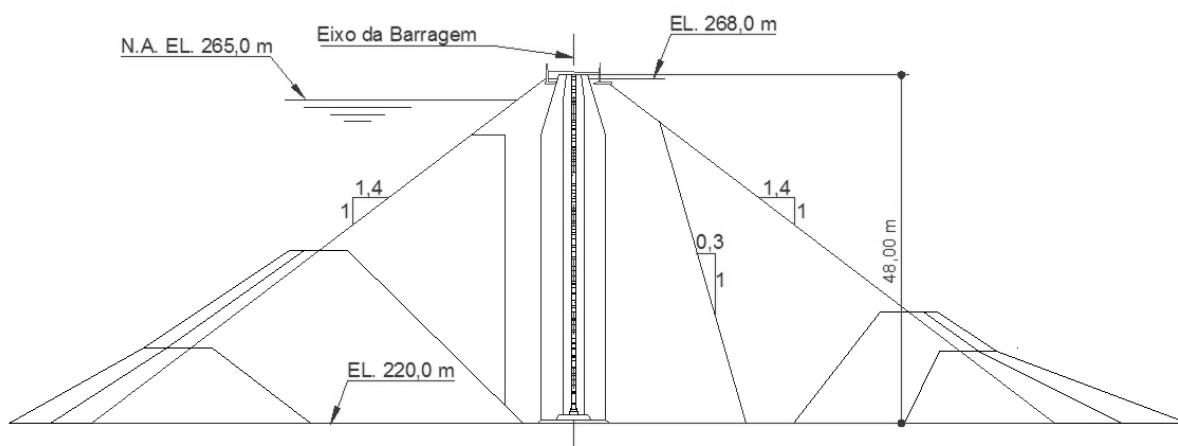


Figura 18 – Seção transversal da barragem Foz do Chapecó (CNEC, 2006).

Na Figura 19 é mostrado o detalhe da crista da barragem e na Figura 20 da sua base.

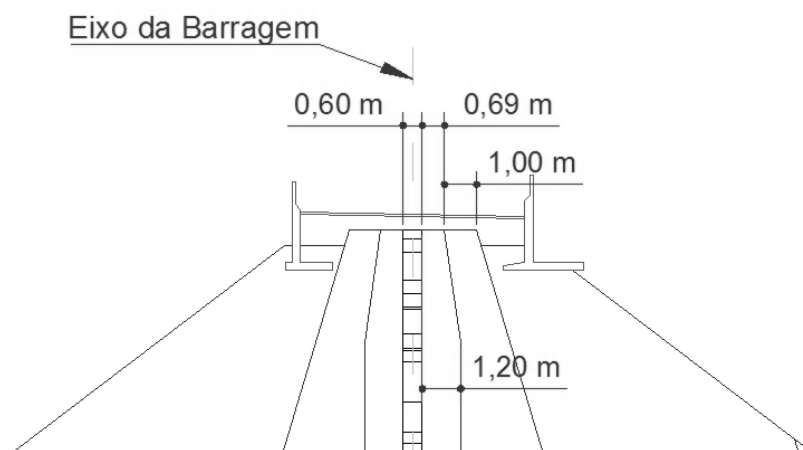


Figura 19 – Detalhe da seção transversal da barragem Foz do Chapecó, com as dimensões do núcleo e do filtro no topo (CNEC, 2006).

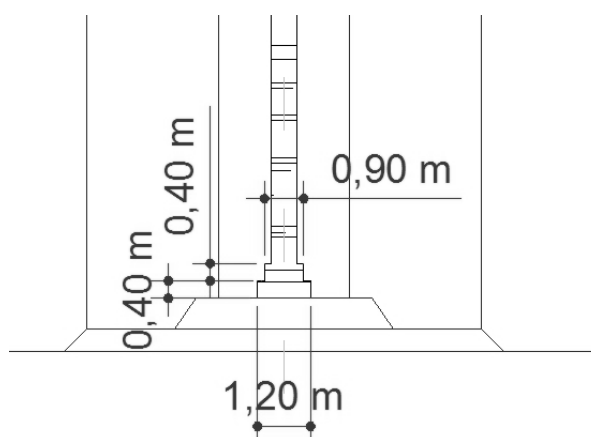


Figura 20 – Detalhe da seção transversal da barragem Foz do Chapecó, com as dimensões do núcleo e do filtro na base (CNEC, 2006).

O material constituinte da barragem é fundamentalmente basalto e o material utilizado como impermeabilizante será concreto asfáltico, Figura 21. No presente estudo, foram considerados dois valores para o módulo de elasticidade do asfalto e para ambos valores foram simuladas a construção e o enchimento do reservatório, considerando-se a existência ou não das transições entre o núcleo asfáltico e os taludes de montante e jusante. As simulações consideraram o núcleo vertical, como o projeto original.

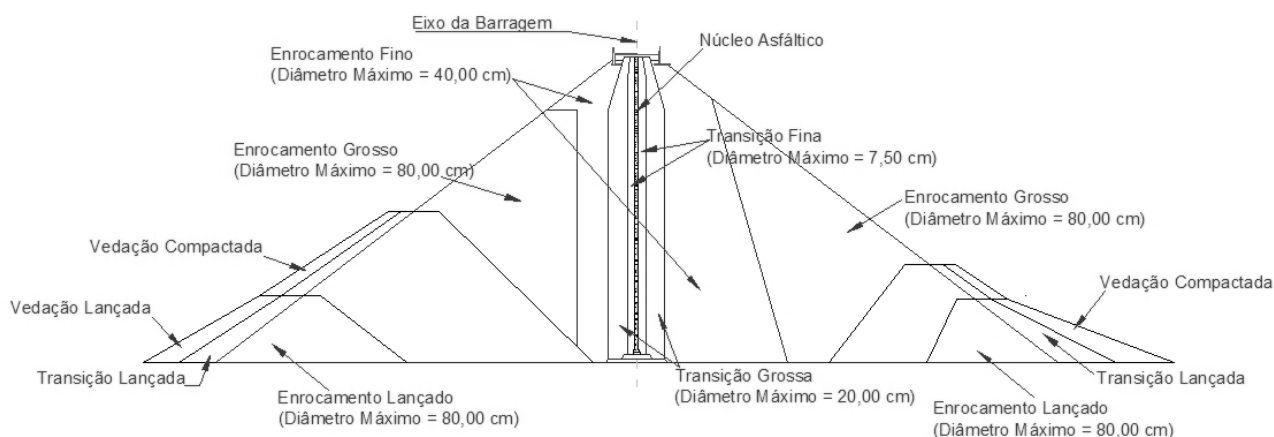


Figura 21 – Materiais constituintes da UHE Foz do Chapecó com seus diâmetros máximos (CNEC, 2006).

5.1 – CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS

Uma vez que os parâmetros da instrumentação e dos materiais constituintes do barramento não estavam acessíveis, utilizou-se valores obtidos da literatura técnica pertinente.

Para a calibração dos parâmetros de enrocamento, foi simulada a construção de uma barragem de enrocamento com tais parâmetros para que fossem ajustados os valores necessários à simulação da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico.

Foi simulada então a barragem Foz do Areia, caso de barragem de enrocamento com face em concreto bastante estudado, com os parâmetros obtidos a partir de células de recalque, que tem sua localização indicada na Figura 22.

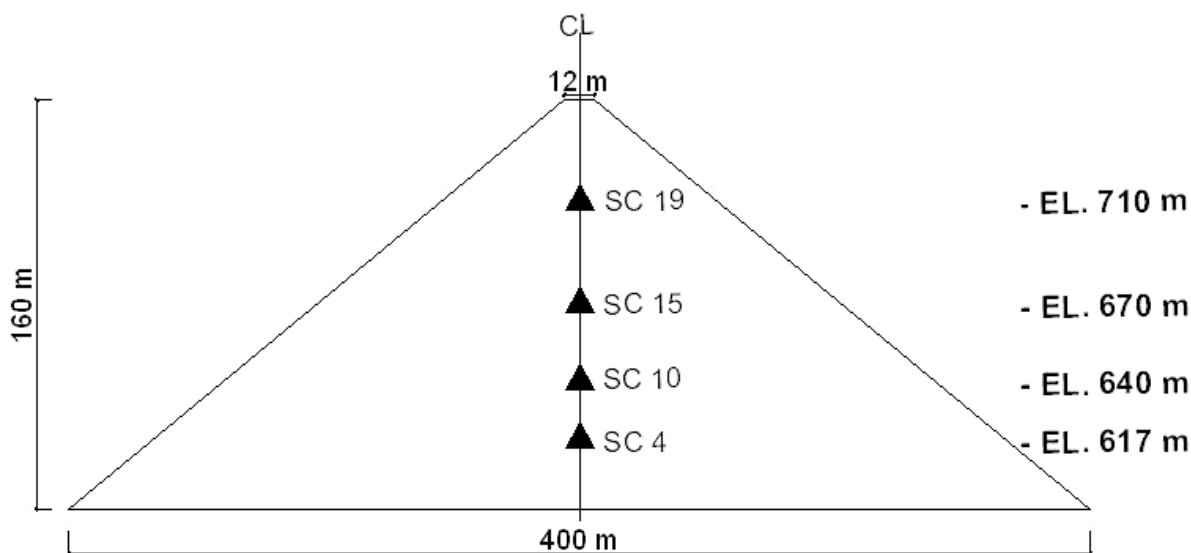


Figura 22 - Seção transversal e pontos monitorados no centro da barragem Foz do Areia (Saboya e Byrne, 1993).

A partir destas células de recalque, foram obtidos deslocamentos verticais da barragem e da célula de recalque SC 4 tensões verticais.

Como já observado por diversos autores, a compressibilidade do enrocamento é uma das principais características nos barramentos constituídos por este tipo de material e seu comportamento é fundamentalmente controlado pelo fraturamento, reorganização espacial havendo influência também da umidade na

compressibilidade (Saboya e Byrne, 1993, Oldecop e Alonso, 2001 e 2007, Xu e Song, 2009).

5.1.1 – ESTUDO PRELIMINAR

Hunter e Fell (2003), baseados no tamanho das partículas, na resistência compressiva não confinada da rocha, na espessura da camada compactada, no esforço de compactação e na tensão vertical aplicada, desenvolveram um método para estimar o módulo elástico do enrocamento em barragens.

Para a estimativa de um valor inicial do módulo de elasticidade do enrocamento, utilizou-se as equações propostas pelos autores supracitados:

$$E_{rc} = 113,00 \times e^{(-0.0052 \times d_{80})} \quad (19.0)$$

$$E_{rc} = 9,00 \times 10^5 \times d_{80}^{-1.70} \quad (20.0)$$

Onde E_{rc} é o módulo secante representativo ao final da construção e d_{80} é o tamanho para 80.00 % do material passante.

Considerando que a construção foi realizada em camadas de até 1,60 m com aplicação de água, reduz-se o módulo calculado em 25.00% (Hunter e Fell, 2003).

Como o enrocamento apresenta um comportamento não linear, para considerar-se este efeito se aplica uma correção de $\pm 7,50$ % a cada 200,00 kPa para o E_{rc} em enrocamentos muito resistentes e de $\pm 6,00$ % em enrocamentos de média resistência (Hunter e Fell, 2003).

O valor inicial estimado para o enrocamento a partir das equações é apresentado na Tabela 1. Além deste valor, foi também usado um valor do módulo de 50.000,00 kPa para que fosse simulada a construção da barragem Foz do Areia.

Tabela 1. Parâmetros do enrocamento utilizados no estudo preliminar

Módulo de Elasticidade (kPa)	Peso Específico (kN/m ³)	Ângulo de Atrito (°)	D ₈₀ (m)
62.397,00	21,20	38,00	0,80
50.000,00	21,20	38,00	0,80

Em seguida, simulou-se com o programa comercial Abaqus[®] ensaios de compressão unidimensional usando os módulos da Tabela 2 e comparando-os com os dados obtidos em campo por meio de células de recalque.

Observa-se na Figura 23 que o valor estimado a partir das equações (19.0) e (20.0) não foi o que mais se aproximou dos dados obtidos em campo, tendo sido este o de 50.000,00 kPa.

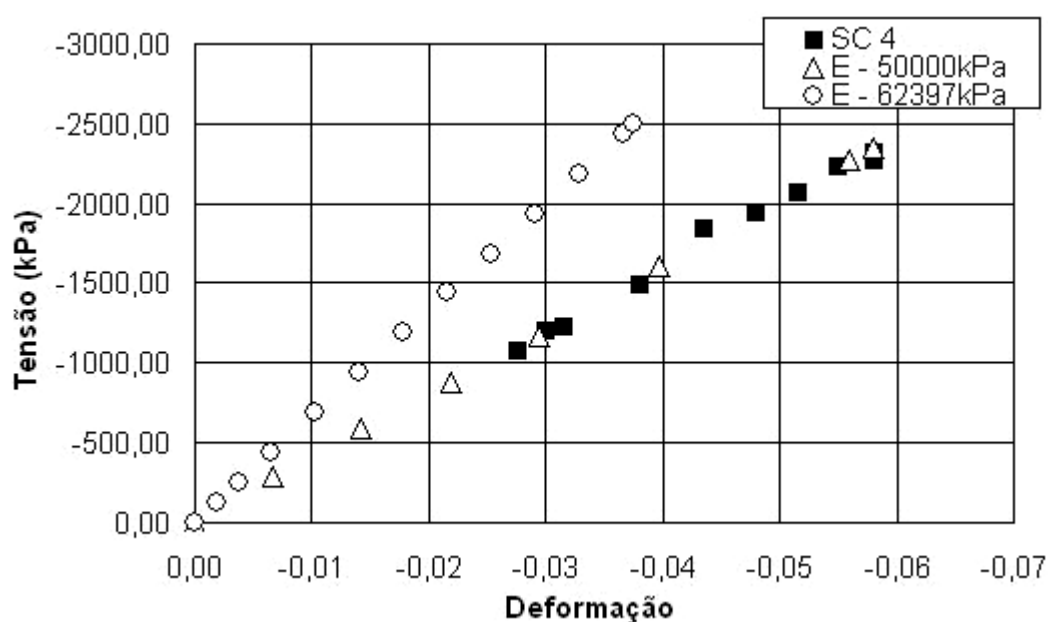


Figura 23 - Tensão vs deformação para simulação numérica e de campo.

Apesar dos dados obtidos a partir da instrumentação não representarem uma situação real de compressão unidimensional, eles são válidos para a simulação com o modelo elasto-plástico com endurecimento por Mohr-Coulomb implementado no programa Abaqus[®] e aplicado no presente estudo.

Os dados informados, fornecem parâmetros de tensão de escoamento e trajetória de endurecimento ao sistema.

A partir do módulo de elasticidade estimado e dos dados obtidos em campo, através das células de recalque, considerando-se que deformações elásticas ocorrem até 0,50% da deformação vertical, calculou-se a tensão de escoamento para a qual se inicia o comportamento plástico com endurecimento do enrocamento, Tabela 2.

Tabela 2. Tensão de escoamento e deformações
(E = 50,00 MPa)

σ_y (kPa)	Deformação Total
60,97	0,000
268,25	0,030
438,95	0,044
548,69	0,058

5.1.2 – SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM

De posse do módulo elástico, das tensões de escoamento e deformações totais foram realizadas simulações numéricas da construção da barragem utilizando-se os parâmetros calculados e considerando-a homogênea.

Foi também criada uma fundação hipotética com material com os parâmetros apresentados abaixo:

- Módulo de Elasticidade (kPa): 100.000
- Peso Específico (kN/m³): 28,00

Foram realizadas análises considerando o módulo de elasticidade de 50.000,00 kPa e os parâmetros de endurecimento da Tabela 2, bem como módulos de 30.000,00 kPa e 40.000,00 kPa e seus respectivos parâmetros que são apresentados nas tabelas 3 e 4.

Tabela 3. Tensão de escoamento e deformações

(E = 30,00 MPa)

σ_y (kPa)	Deformação Total
36,58	0,0000
63,40	0,0080
146,32	0,0200
390,19	0,0533
609,67	0,0833

Tabela 4. Tensão de escoamento e deformações

(E = 40,00 MPa)

σ_y (kPa)	Deformação Total
48,77	0,0000
195,09	0,0200
341,41	0,0350
414,73	0,0425
560,89	0,0575

Os deslocamentos obtidos para estas análises são mostrados na Figura 24.

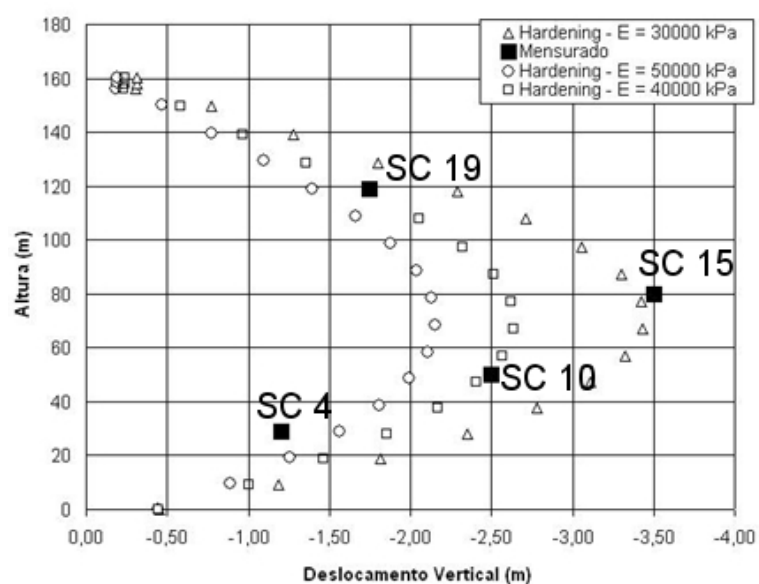


Figura 24. Deslocamentos verticais previstos vs mensurados na calibração dos parâmetros de enrocamento.

Os deslocamentos verticais obtidos ao final da simulação da construção para os módulos de 30.000,00 kPa e de 40.000,00 kPa são considerados aceitáveis,

uma vez que os dados da instrumentação se referem à uma barragem real heterogênea, e a presente simulação não abrange todos os materiais utilizados na construção

A Figura 25 mostra o comportamento tensão *versus* deformação do ponto monitorado SC 4 junto aos resultados numéricos utilizando o módulo de 30.000,00 kPa, verifica-se a proximidade da simulação para níveis de tensão até 1.500,00 kPa. Isto pode ser devido aos valores da curva de endurecimento considerarem a compressão uniaxial, no entanto o ponto SC 4 está submetido a um estado de compressão confinada.

A divergência a partir deste ponto possivelmente está relacionada ao caso considerado ser unidimensional e com o fato de que o módulo de elasticidade na calibração do parâmetros estar sendo tomado como constante no corpo do barramento.

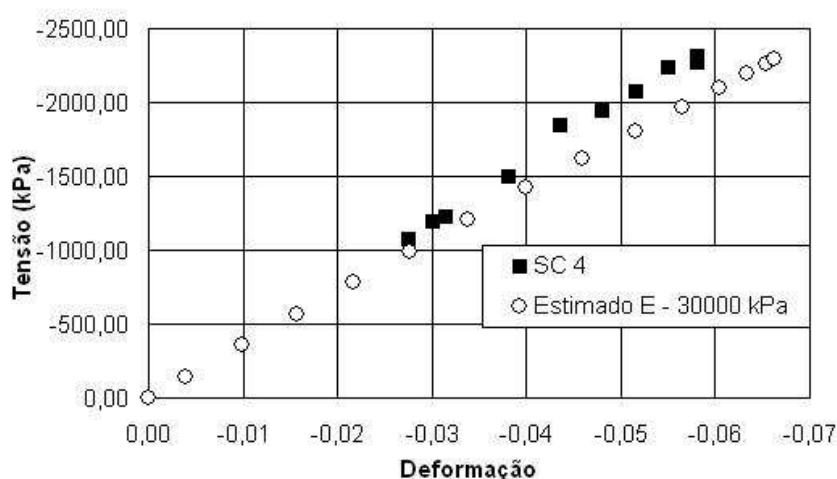


Figura 25. Tensões e deformações estimadas comparadas às obtidas em campo na calibração dos parâmetros de enrocamento.

A partir da boa aproximação das curvas de deslocamento vertical, pode-se dizer que para o modelo plástico com endurecimento por Mohr-Coulomb implementado no programa Abaqus®, que o módulo elástico de 30000 kPa é aceitável para o enrocamento dos espaldares, sendo este o utilizado na modelagem da barragem com núcleo asfáltico no presente trabalho.

6. – SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO

6.1 – SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

A simulação da construção da barragem foi realizada considerando-se dezesseis camadas de construção, sendo que cada nova adicionada não apresentava nenhuma deformação prévia. Além disso foram consideradas a existência das transições e dos filtros nas áreas adjacentes ao núcleo asfáltico.

Foram consideradas três seções horizontais, apresentadas na Figura 26, e três seções verticais, Figuras 27 e 28. A origem do sistema de coordenadas está localizada no canto inferior esquerdo.

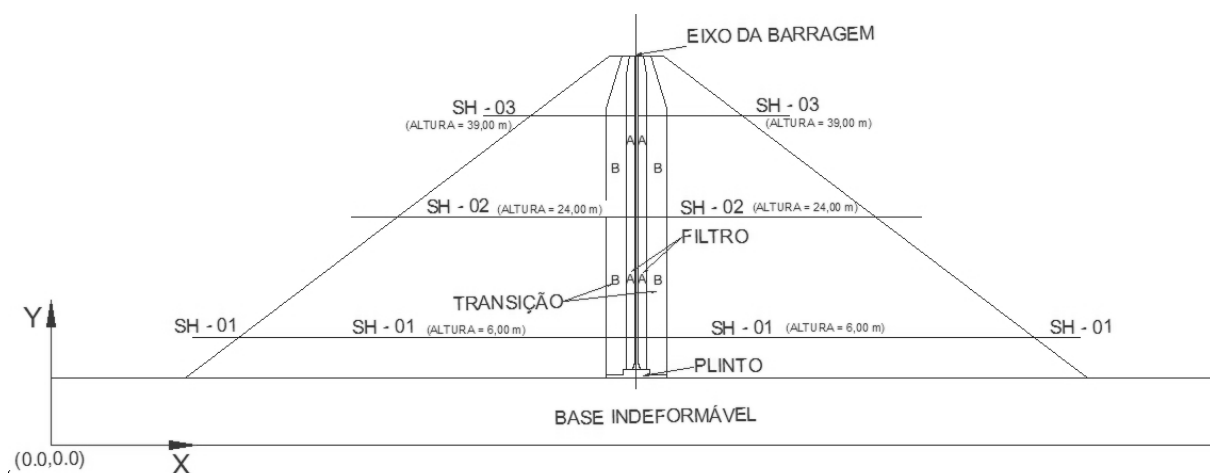


Figura 26 – Seções consideradas na simulação numérica e na análise de resultados.

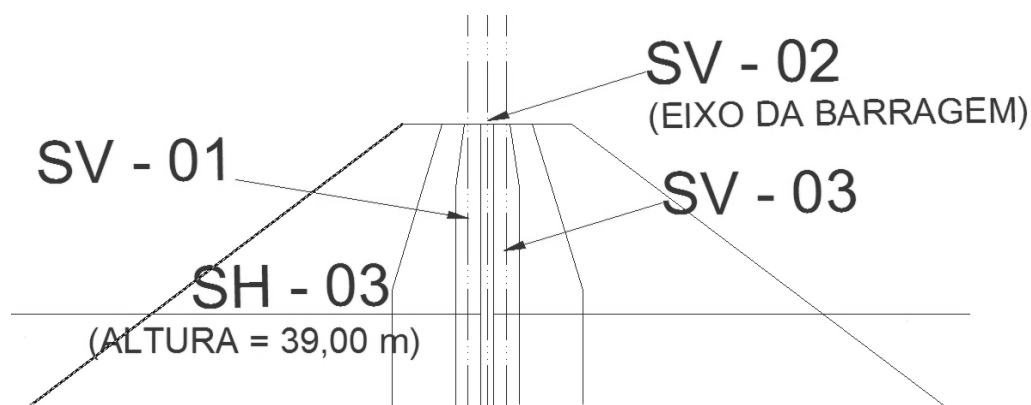


Figura 27 – Detalhe da crista da barragem e as seções verticais consideradas.

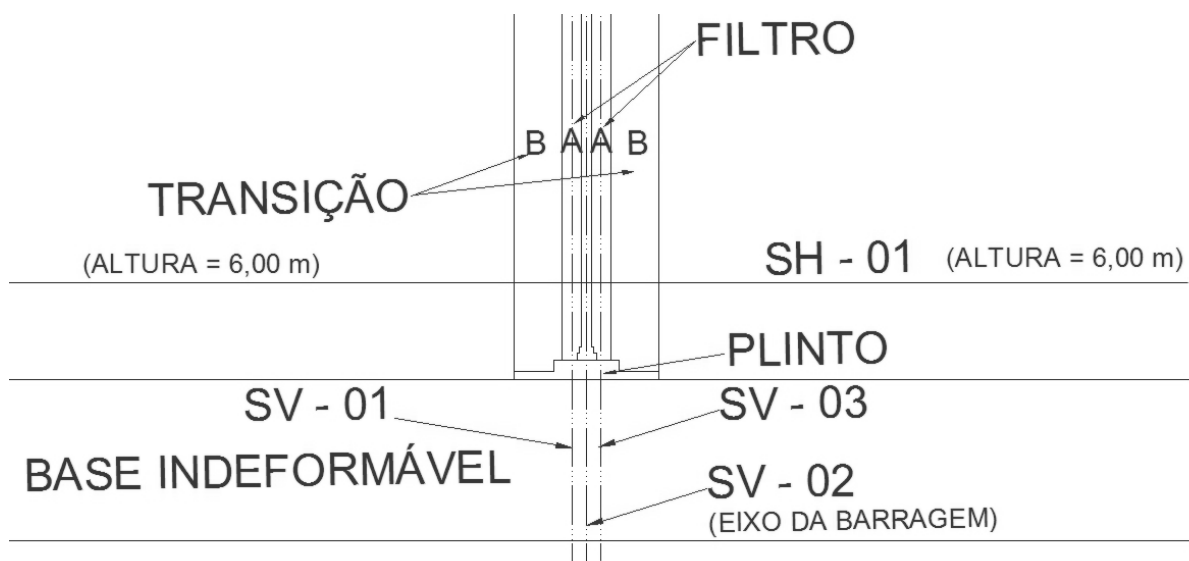


Figura 28 – Detalhe do plinto da barragem e as seções verticais consideradas.

A partir da geometria apresentada acima, foi gerada uma malha de elementos finitos triangulares quadráticos de seis nós, número total de 8844 elementos, apresentada na Figura 29.

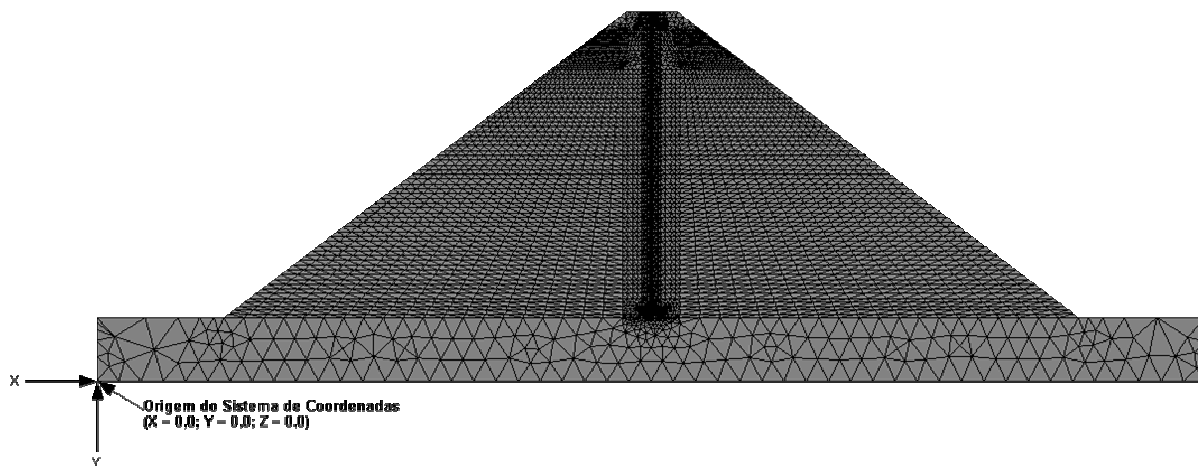


Figura 29 – Malha de elementos finitos gerada para a análise da barragem.

Para a simulação os materiais constituintes da barragem foram considerados elasto-plásticos com endurecimento por Mohr-Coulomb, exceção feita ao comportamento do núcleo asfáltico que foi considerado elástico perfeitamente plástico, plinto em concreto considerado elástico linear e a base rígida considerada elástica linear.

Os parâmetros utilizados nas simulações foram os descritos no item 5, na Tabela 3 para o material dos espaldares. Para a simulação dos filtros, material A na Figura 28, e das transições, material B na Figura 28, foram usados os parâmetros nas Tabelas 5 e 6, respectivamente.

Tabela 5. Tensão de escoamento e deformações nos filtros

(E = 140,00 MPa)

σ_y (kPa)	Deformação Total
163,21	0
326,42	0,01
641,17	0,02
897,64	0,03
1135,46	0,04
1328,98	0,05
1515,5	0,06
1632,08	0,07
1748,65	0,08
1841,92	0,09
1865,23	0,10
1911,86	0,11

Tabela 6. Tensão de escoamento e deformações nos filtros**(E = 100,00 MPa)**

σ_y (kPa)	Deformação Total (m)
116,58	0
326,42	0,01
641,17	0,02
897,64	0,03
1135,46	0,04
1328,98	0,05
1515,5	0,06
1632,08	0,07
1748,65	0,08
1841,92	0,09
1865,23	0,10
1911,86	0,11

Apesar do modelo constitutivo elasto-plástico com endurecimento utilizado para simulação do enrocamento, dos filtros e das transições os resultados obtidos para deformações plásticas foram nulos. Desta forma apenas se apresentam os gráficos obtidos na simulação numérica para estas deformações no Anexo I.

6.2 – ESTADO DE TENSÕES

6.2.1 – ESTADO DE TENSÕES AO FINAL DA CONSTRUÇÃO

As Figuras 30, 31 e 32 apresentam as tensões horizontais, verticais e cisalhantes, respectivamente, ao final da construção considerando o núcleo asfáltico com um módulo elástico de 55000 kPa e com a existência de transições entre este e os taludes da barragem.

A distribuição de tensões é aproximadamente simétrica na seção transversal da barragem.

A tensão horizontal máxima, quando existem as transições, ocorre sobre o plinto numa altura de 1,20 m, na interseção do plinto com o núcleo asfáltico, Figura 31. Isto ocorre possivelmente pelo efeito do confinamento oferecido pelo material adjacente nas camadas mais baixas do enrocamento da barragem.

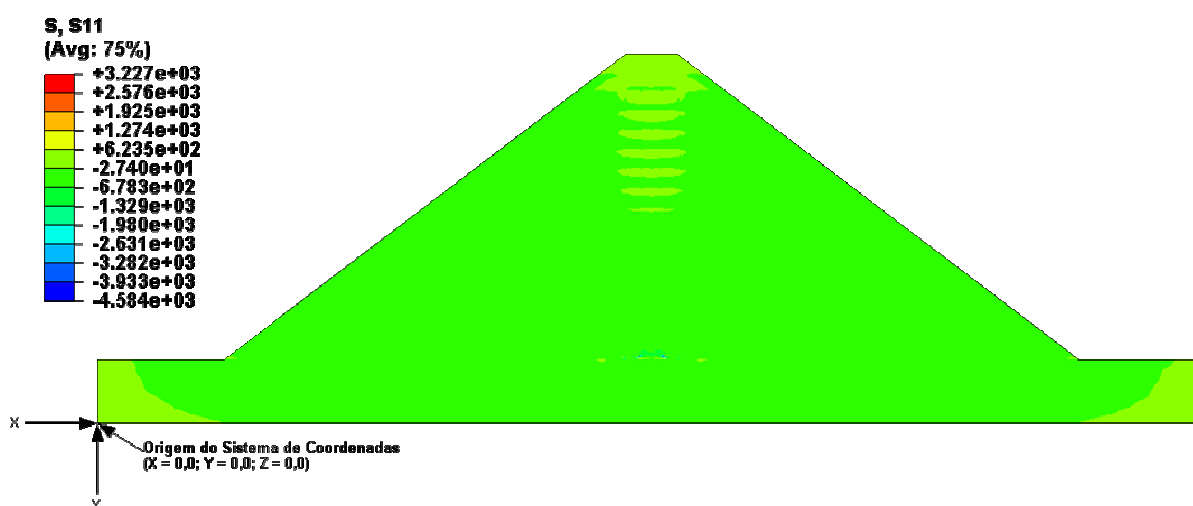


Figura 30 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

A tensão vertical máxima, ocorre sobre o plinto numa altura de 1,20 m, na interseção do plinto com o núcleo asfáltico, Figura 31.

O valor mais elevado da tensão vertical nessa região é coerente, uma vez que é o ponto mais alto da barragem e que possui os materiais com maior rigidez.

Deve-se observar que o ponto sob maior tensão vertical não está na linha do eixo central da barragem, ou seja sobre o núcleo asfáltico, mas sim sobre os filtros de montante e jusante e as transições. Tal fato não representa falha no modelo, mas sim coerência com a realidade, posto que o núcleo asfáltico não possui função estrutural.

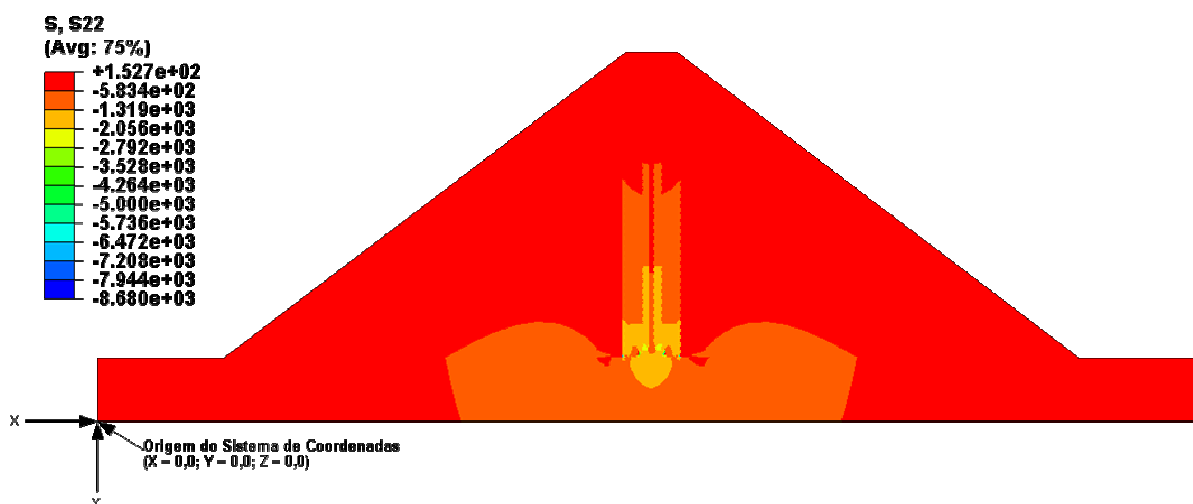


Figura 31 – Tensões verticais, S22, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

As tensões cisalhantes, ao final da construção se concentram sobre o plinto e são praticamente nulas.

Em parte isso se deve a seu comportamento elástico linear e a geometria da barragem que por ser simétrica e até o final da construção sujeita apenas à ação do peso próprio, não possibilita o aparecimento de tensões cisalhantes.

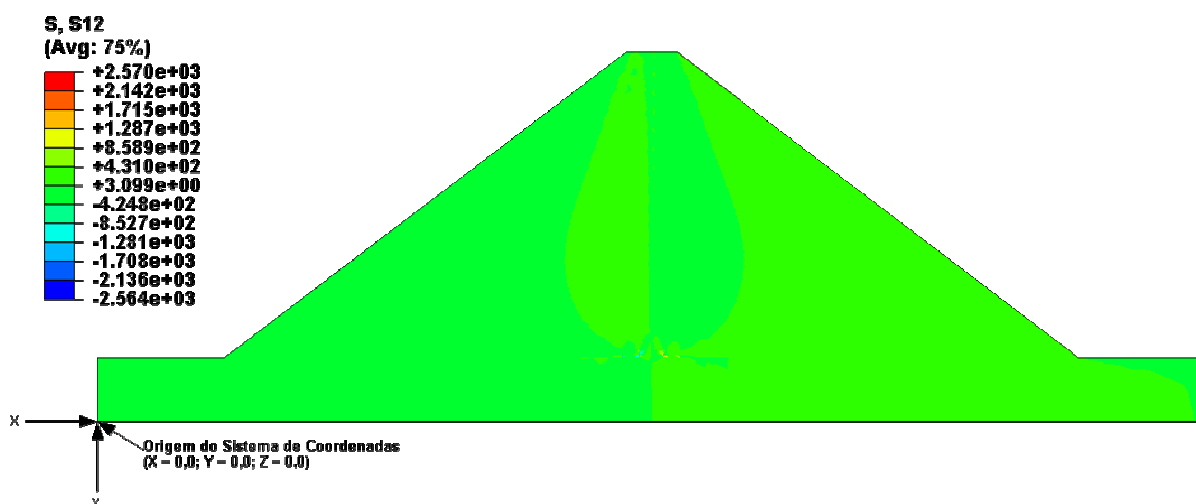


Figura 32 – Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

6.2.2 – ESTADO DE TENSÕES AO FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

A distribuição de tensões horizontais, verticais e cisalhantes são apresentadas nas Figuras 33, 34 e 35. Pode-se observar a mudança no estado de tensões após o enchimento do reservatório.

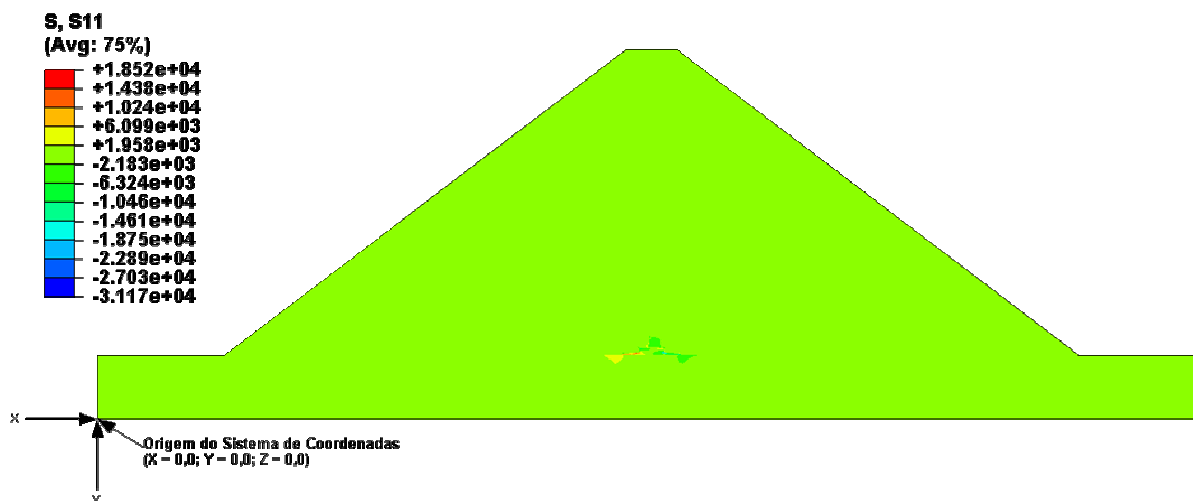


Figura 33 – Tensões horizontais, S11, ao final do enchimento considerando transições – Valores em kPa.

Destaca-se na Figura 34 o surgimento de tensões de tração, notadamente a montante do núcleo da barragem, próximo à zona central. Uma análise pormenorizada é realizada para três seções verticais consideradas, SV – 01, SV – 02 e SV – 03 e para três seções horizontais SH – 01, SH – 02 e SH – 03.

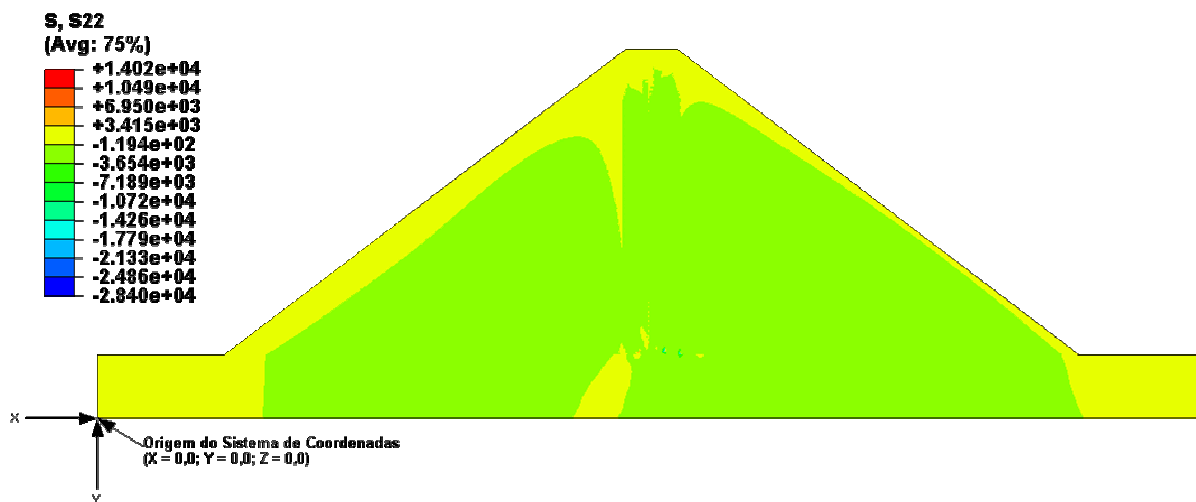


Figura 34 – Tensões verticais, S22, ao final do enchimento considerando transições – Valores em kPa.

Na Figura 35, deve-se observar a intensidade da tensão cisalhante no plinto da barragem que no final da etapa de construção era nula e cresce de maneira significativa ao final do enchimento da barragem.

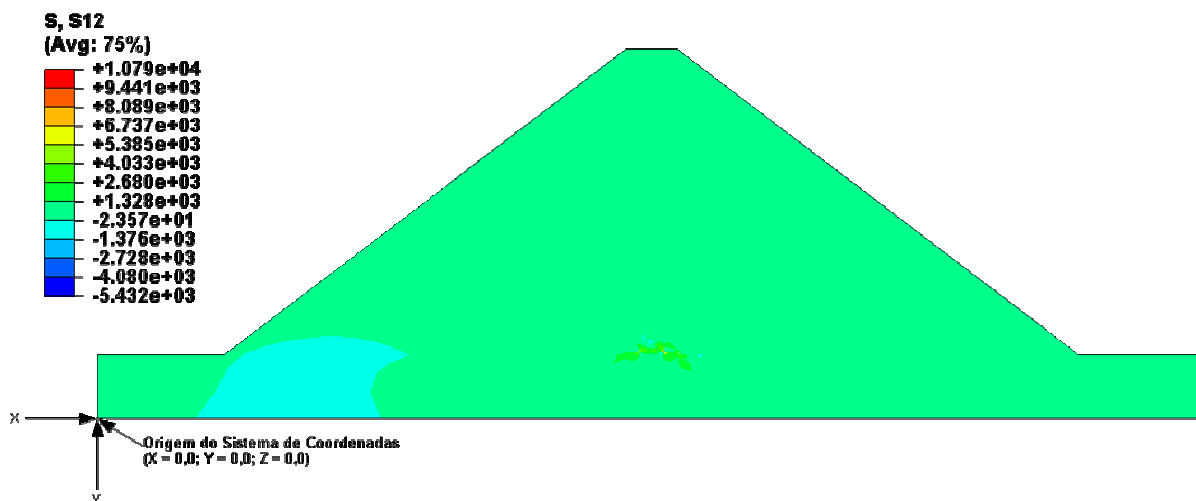


Figura 35 – Tensões cisalhantes, S12, ao final do enchimento considerando transições – Valores em kPa.

6.3 – COMPARAÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES HORIZONTAIS

As tensões foram obtidas apenas para as seções verticais e horizontais, sempre desconsiderando a altura do plinto de concreto por se tratar de material de natureza diferente dos filtros, seções verticais SV-01 e SV-03, e por ser diferente do concreto asfáltico utilizado no núcleo, seção vertical SV-02.

A tensão horizontal, tensão principal menor S11, durante a construção apresentou valores da ordem de 900,00 kPa a uma altura de aproximadamente igual a 1,20 m, tanto na seção SV-01 quanto na seção SV-03 como esperado uma vez que a barragem é simétrica e durante a construção não há outras forças atuantes além do peso próprio dos materiais, Figuras 36 e 37.

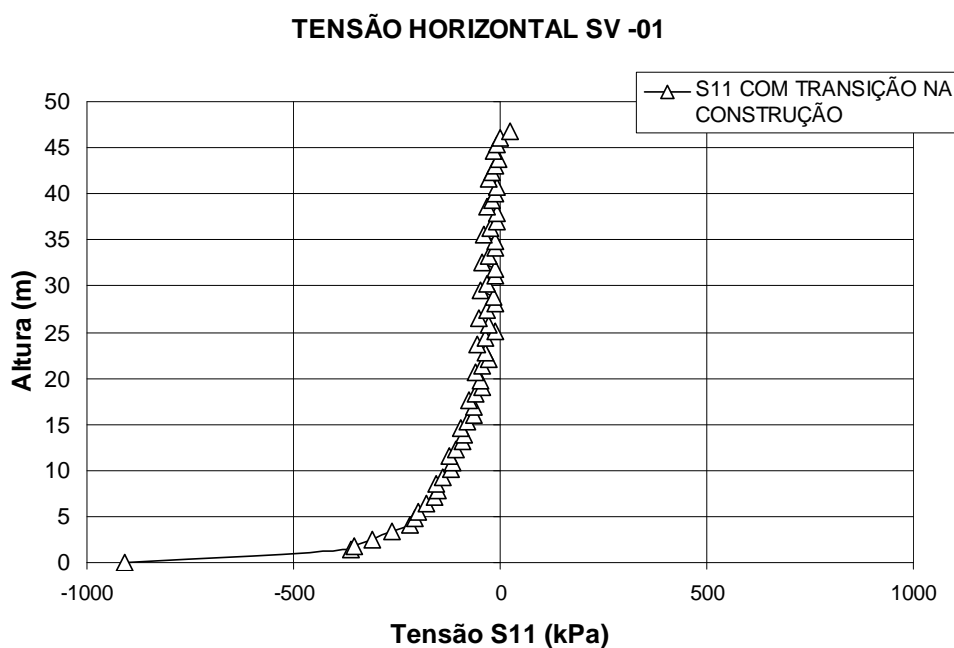


Figura 36 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

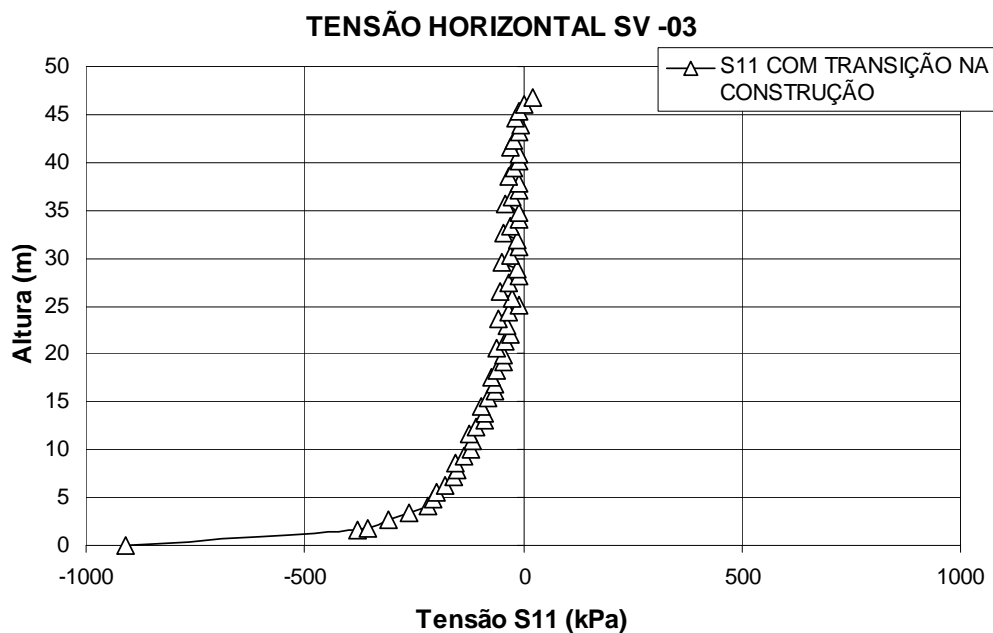


Figura 37 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

As tensões horizontais atuantes no núcleo da barragem, SV-02, ao final da etapa construtiva são de valor aproximadamente metade do valor das atuantes nas seções SV-01 e SV-03, ou seja sobre os filtros de montante e jusante, Figura 38.

A tensão principal menor S11, atuando com uma intensidade de aproximadamente 500,00 kPa próximo à base do núcleo pode ser interpretada como originada do confinamento oferecido pelo material dos espaldares, em maior volume, próximo à base do núcleo.

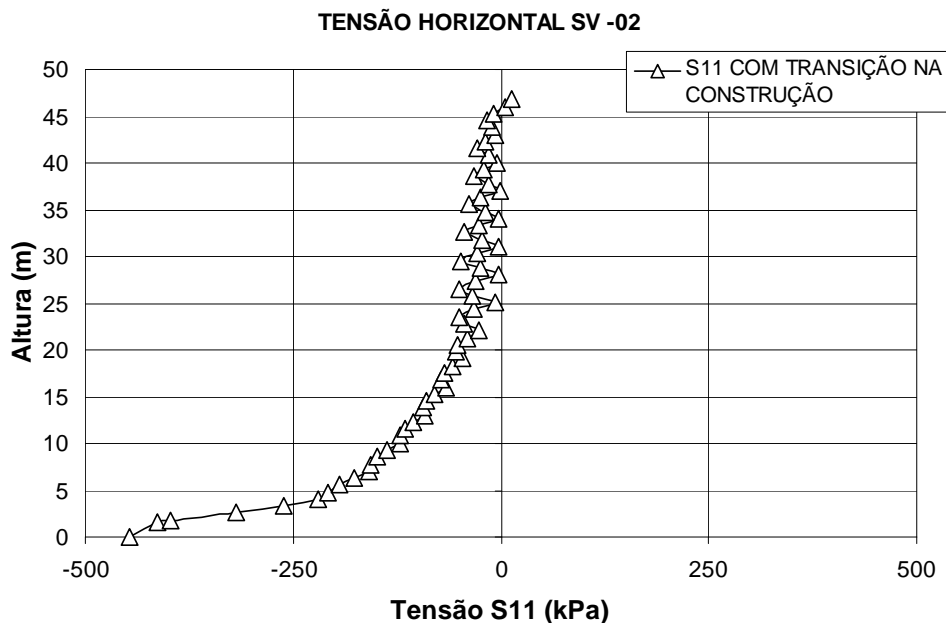


Figura 38 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção considerando transições – Valores em kPa.

As tensões horizontais ao final da etapa de enchimento do reservatório, para a primeira seção vertical SV-01 (sobre o filtro de montante), são comparadas às tensões horizontais ao final da etapa construtiva na Figura 39.

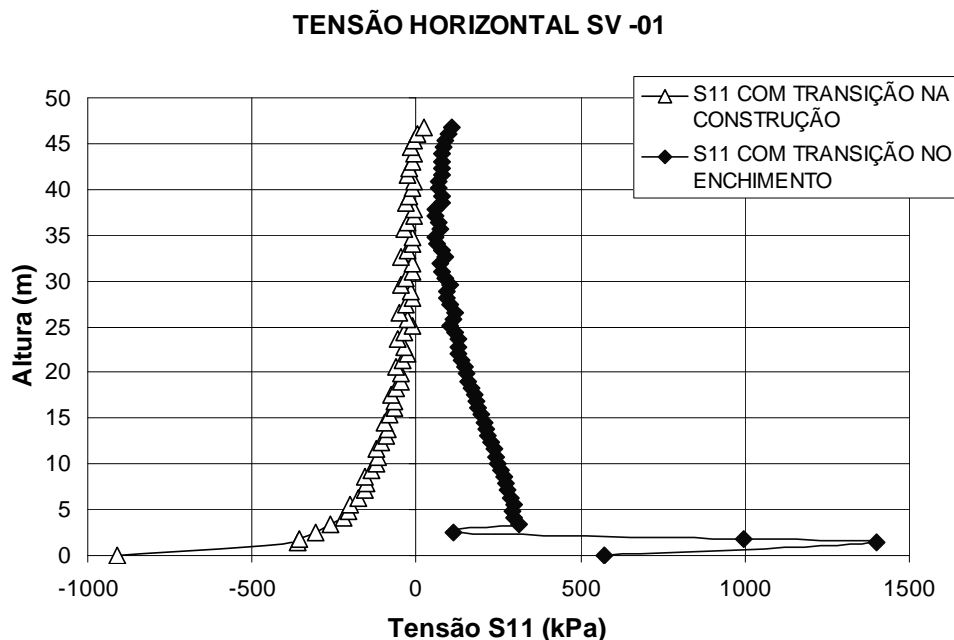


Figura 39 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório – Valores em kPa

Comparando-se os resultados para a etapa do enchimento do reservatório na Figura 39 com os apresentados nas Figura 40 e 41, fica clara a ação do carregamento da água atuando sobre as três seções verticais consideradas, SV-01, SV-02 e SV-03.

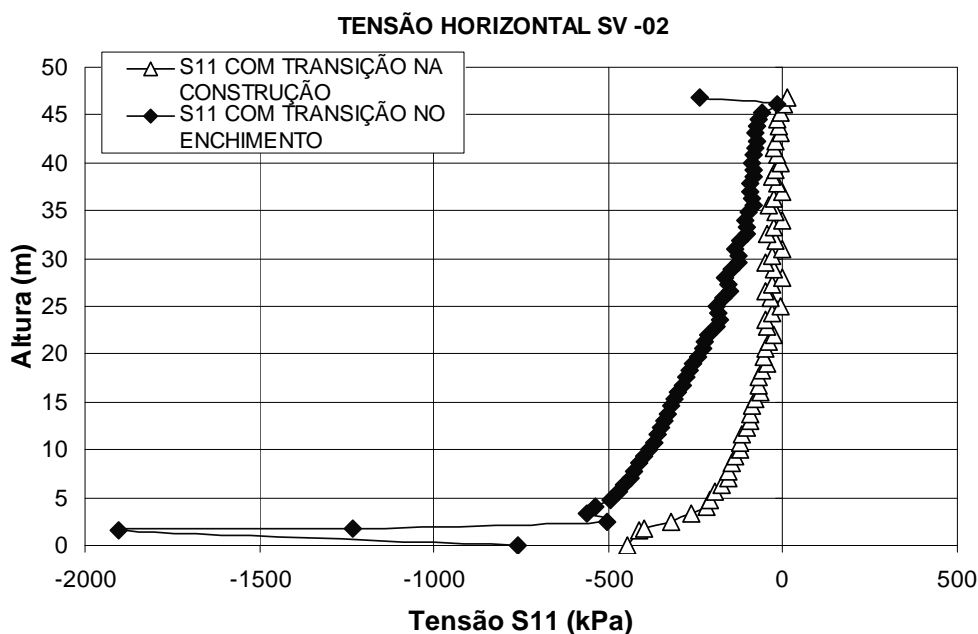


Figura 40 – Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório – Valores em kPa

Na seção vertical SV-01 a tensão horizontal S11, apresenta um valor de aproximadamente 1500,00 kPa, denotando que o filtro de montante está a ser empurrado na direção de jusante ao encontro da seção vertical SV-02 (núcleo asfáltico) e do filtro de jusante, SV-03.

Analisando-se as Figuras 40 e 41, os valores apresentados para a tensão horizontal, após o enchimento do reservatório confirmam a afirmação do parágrafo anterior, uma vez que as tensões se apresentam com valores positivos, ou seja, com sentido oposto às atuantes no filtro de montante, SV-01.

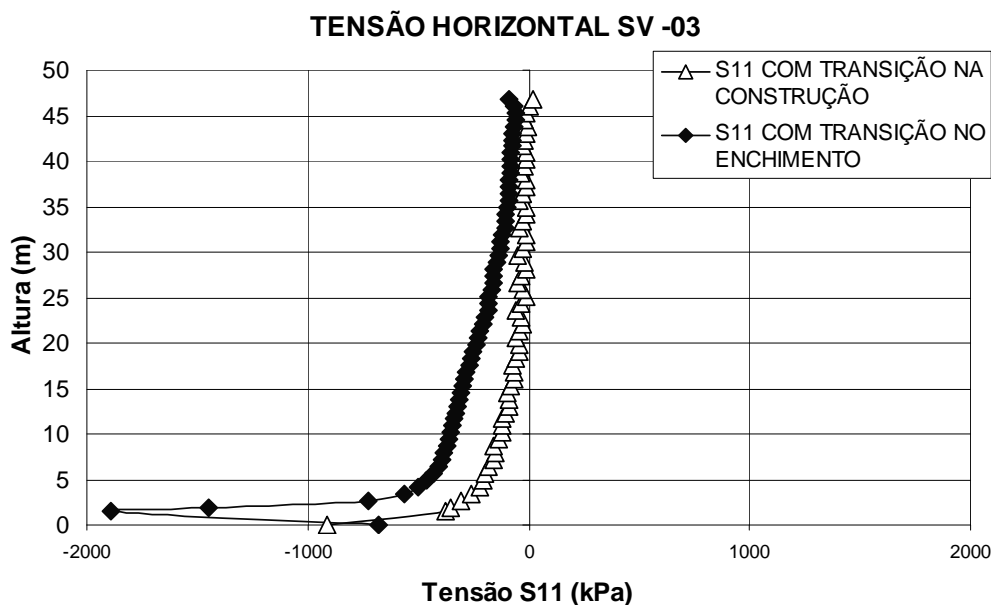


Figura 41 - Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório – Valores em kPa

Traçando-se o gráfico da tensão horizontal S11 atuante na seção horizontal SH-01 em relação ao comprimento normalizado da seção na altura considerada, Figura 42, observa-se que a tensão para o final do enchimento na posição de aproximadamente 0,47, próximo ao núcleo da barragem (posição 0,50), apresenta uma pequena concavidade, indicando que para as tensões horizontais crescem até o início do núcleo asfáltico a partir de onde decrescem e voltam a crescer, indicando novamente a ação do carregamento hidrostático.

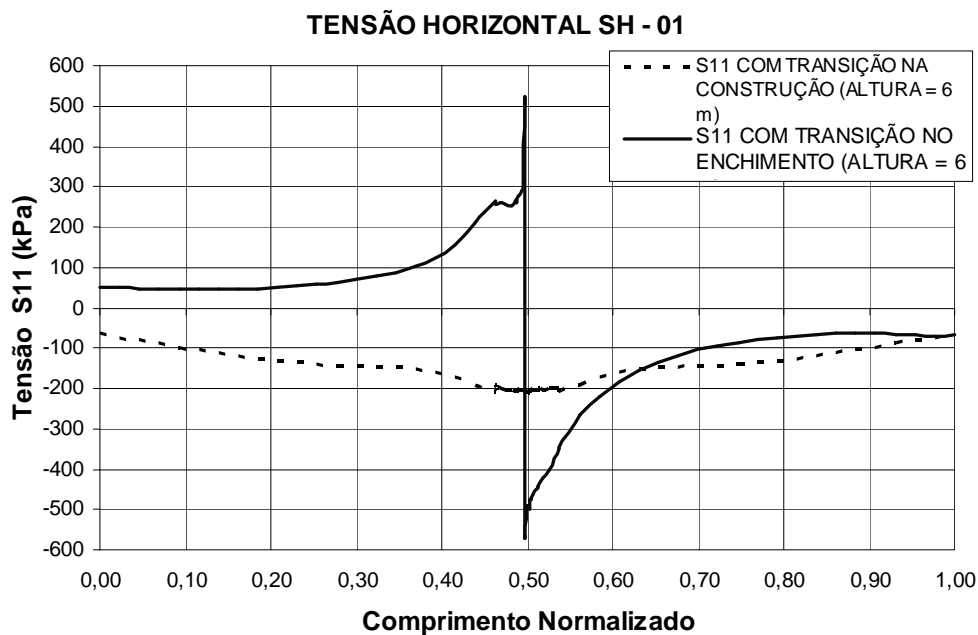


Figura 42 - Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 01 (Altura = 6,00 m) – Valores em kPa

Para a seção horizontal seguinte SH – 02, Figura 43, situada na metade da altura da barragem (24,00 m), percebe-se o mesmo padrão de comportamento, havendo uma variação da tensão horizontal na zona central da barragem, intervalo 0,40 a 0,60, que compreende as transições e filtros de montante e jusante e o núcleo asfáltico.

A maior resistência dos materiais nesta zona da barragem contribui para que estes possam resistir à ação do carregamento hidrostático.

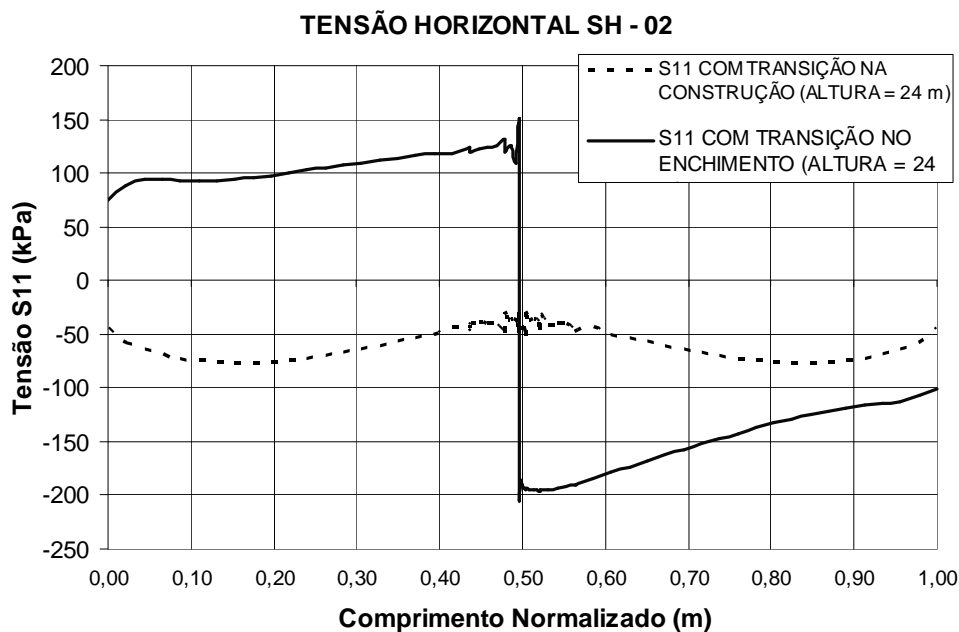


Figura 43 - Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH - 02 (Altura = 24,00 m) – Valores em kPa

O efeito da maior resistência na distribuição das tensões horizontais pode ser melhor observado na Figura 44, seção horizontal SH -03, situada a 39,00 m de altura. Para a distribuição de tensão horizontal após o enchimento, observa-se que estas crescem suavemente até a zona central da barragem, quando decrescem e permanecem praticamente constantes até que se atinja o filtro de montante, posição 0,47, a partir de onde crescem até a posição 0,50 (linha central da barragem equivalente à SV – 02). Entre a posição 0,47, sobre o filtro de montante até a linha central da barragem o crescimento das tensões é mais intenso, uma vez que a rigidez do núcleo asfáltico é maior.

Ainda na Figura 44, pode-se observar com facilidade que as tensões horizontais de jusante crescem praticamente de forma linear atingindo valores de até aproximadamente -100,00 kPa, enquanto as de montante atingem valores de no máximo 75,00 kPa. Esta diferença indica que o espaldar de jusante está resistindo aos esforços impostos pelo carregamento hidrostático.

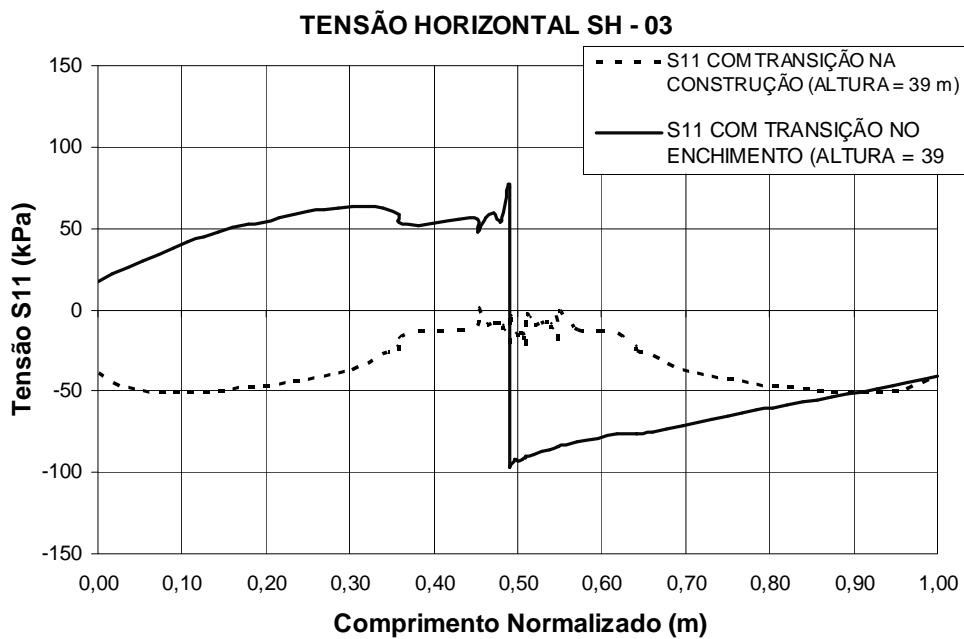


Figura 44 - Tensões horizontais, S11, ao final da construção vs tensões S11 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH - 03 (Altura = 39,00 m) – Valores em kPa

6.4 – COMPARAÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES VERTICAIS

As tensões verticais (S22) originadas sobre o filtro de montante, SV – 01, na fase de construção da barragem apresentam um crescimento praticamente linear do topo da barragem até a base, atingindo valores pouco maiores do que 2000,00 kPa, Figura 45.

Tal comportamento era esperado, uma vez que no modelo considerado o peso unitário dos materiais e o módulo de elasticidade foram considerados constantes em toda altura da barragem.

Todavia as tensões após o enchimento do reservatório da barragem se apresentam bastante modificadas para a seção vertical SV – 01.

Enquanto na fase de construção as tensões verticais são compressivas, para a seção SV – 01 após o enchimento da barragem estas passam a ser de tração com valores de cerca de 3000,00 kPa.

A ocorrência de tensões de tração no filtro de montante consoante com a tensão horizontal S11 que tende a esmagar o filtro contra o núcleo asfáltico é crítica, uma vez que pode promover a fratura hidráulica no filtro que por sua vez não protegerá adequadamente o núcleo impermeável.

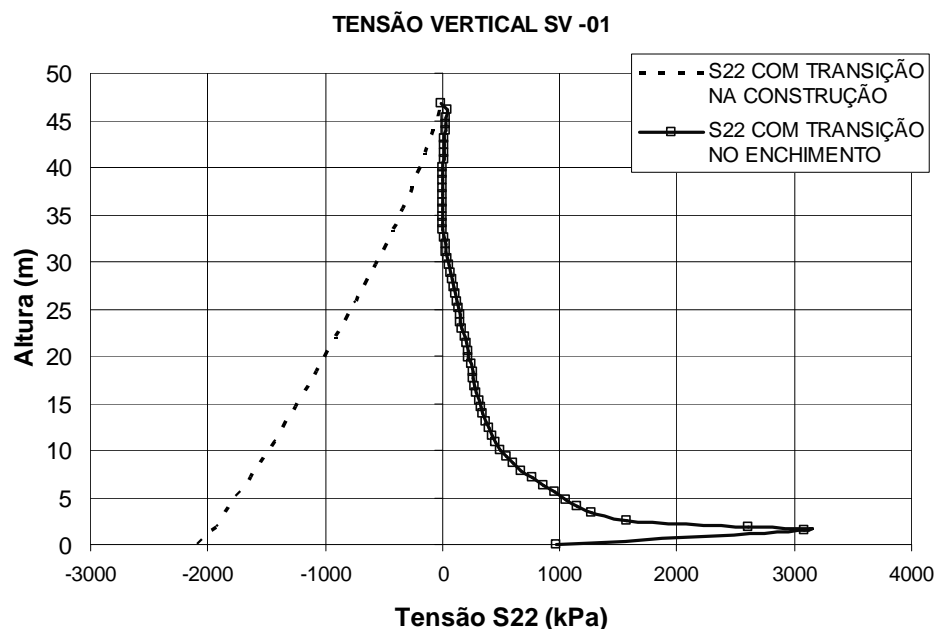


Figura 45 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV - 01 – Valores em kPa

A Figura 46 corrobora o afirmado a respeito da seção vertical SV – 01, as tensões verticais S22, agora para o núcleo asfáltico (SV – 02) crescem linearmente alcançando valores pouco maiores do que 1000,00 kPa no final da construção da barragem.

No final do enchimento do reservatório, fica claro o efeito da ação do carregamento hidrostático com a redução das tensões verticais compressivas sobre o núcleo asfáltico.

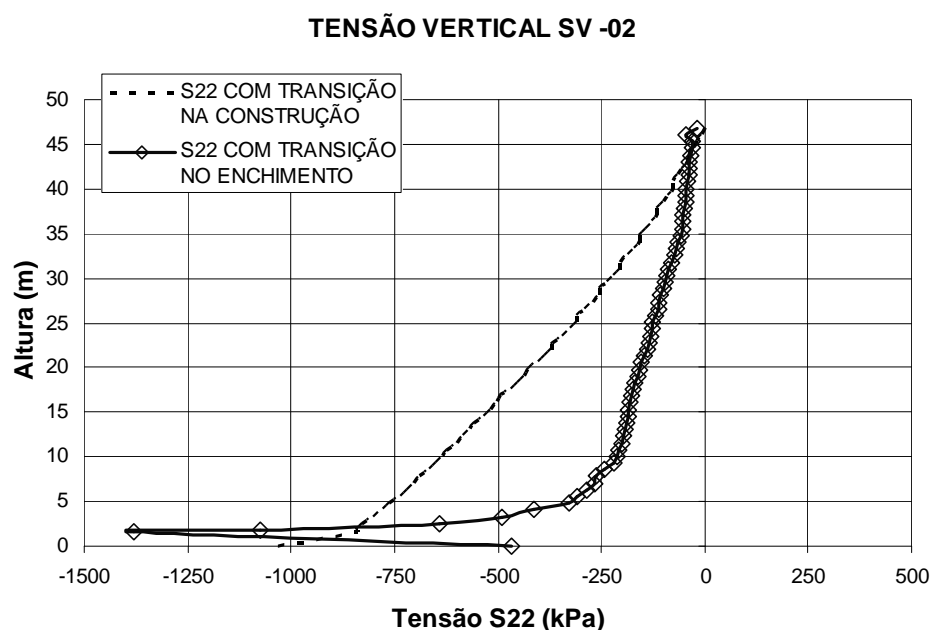


Figura 46 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV - 02 – Valores em kPa

A redução das tensões compressivas ocorre fundamentalmente de duas maneiras distintas sobre o núcleo asfáltico:

- Primeiramente há uma redução linear destas do topo até aproximadamente uma altura de 10,00 m;

- Depois o crescimento das tensões compressivas passa a ser suave até ultrapassarem o valor máximo atingido durante a construção a partir de onde passam a decrescer até um valor próximo de -500,00 kPa.

No filtro de jusante, SV – 03, também ocorre a redução nas tensões compressivas verticais S22. Contudo na base do filtro há ocorrência de tensão de tração indicando, assim como ocorreu na SV – 01, a possibilidade de fratura hidráulica, uma vez que o material sob a ação da força de tração apresenta conseqüentemente uma menor tensão efetiva, Figura 47.

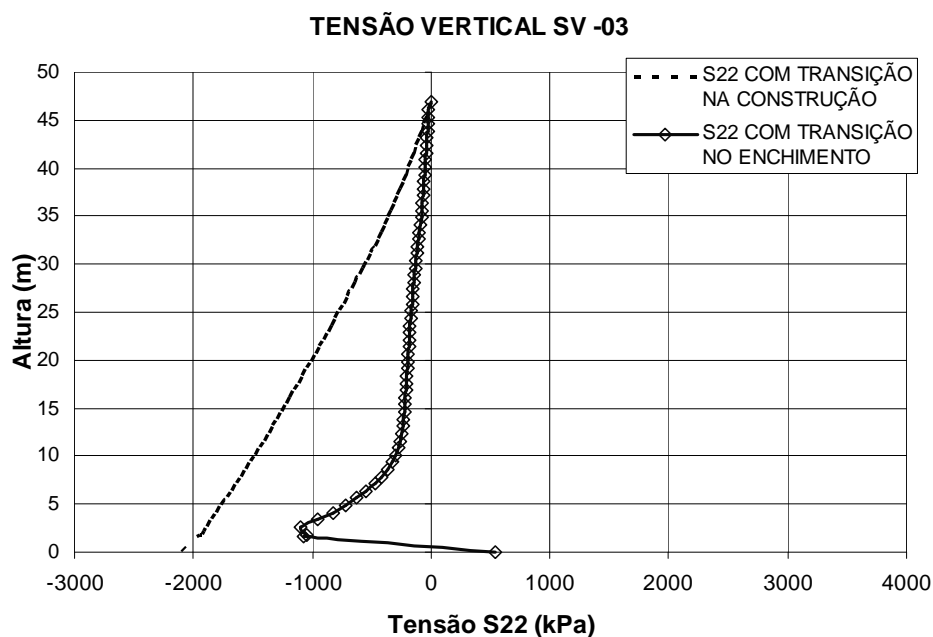


Figura 47 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV - 03 – Valores em kPa

Na Figura 48 é traçado o gráfico da tensão vertical S22 m relação ao comprimento normalizado da seção considerada. No período construtivo, as tensões verticais se apresentam de forma simétrica como esperado, representadas no gráfico por linhas tracejadas.

As tensões após o enchimento do reservatório se diferenciam por apresentarem-se com valores praticamente contínuos, com leve tração a montante e leve compressão a jusante.

Na zona central do barramento as tensões verticais crescem com maior intensidade, alcançando valor de aproximadamente 1400,00 kPa sobre o filtro de montante para uma altura de 6,00 m da seção horizontal. A ocorrência de tensão de

tração nesta região iniciará esforços cisalhantes que têm potencial de fissurar o núcleo asfáltico além da já citada ruptura hidráulica.

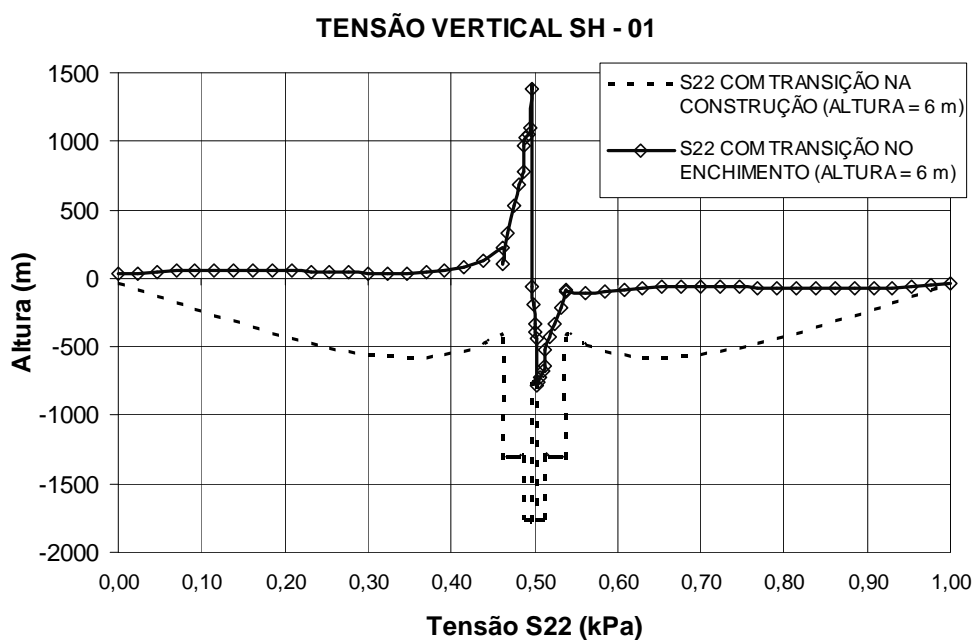


Figura 48 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SH - 01 – Valores em kPa

Mesmo com a consideração de seções horizontais em níveis mais elevados como a seção horizontal SH – 02 (elevação = 24,00 m) e a seção horizontal SH – 03 (elevação = 39,00 m), o comportamento da tensão vertical S22 mantém-se o mesmo havendo apenas variação da intensidade da tensão vertical, Figuras 49 e 50.

Há tensões de tração a montante do núcleo da barragem e de compressão a jusante, indicando a tendência de elevação do material da zona de montante e de assentamento do material de jusante.

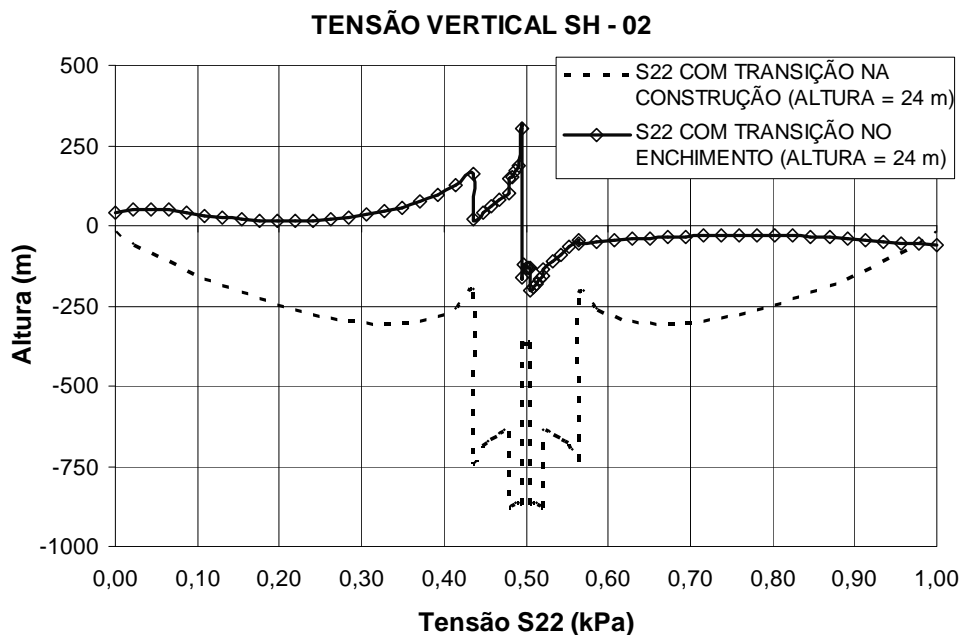


Figura 49 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SH - 02 – Valores em kPa

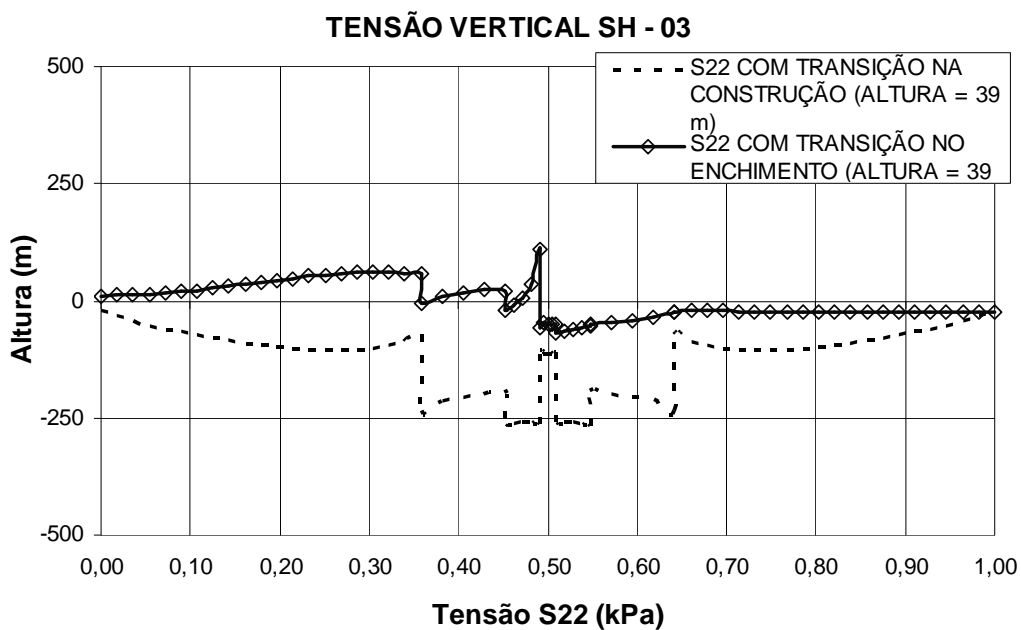


Figura 50 - Tensões verticais, S22, ao final da construção vs tensões S22 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SH - 02 – Valores em kPa

6.5 – COMPARAÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES CISALHANTES

As tensões cisalhantes para as etapas de construção e enchimento do reservatório diferem bastante nas três seções verticais consideradas.

Durante a etapa construtiva as tensões cisalhantes S12 na seção vertical SV – 01, localizada sobre o filtro de montante são praticamente nulas. Após o enchimento do reservatório a tensão cisalhante nesta seção cresce muito atingindo o valor máximo de aproximadamente 1750,00 kPa na base do filtro de montante, Figura 51.

Esta tensão cisalhante elevada neste ponto que representa a ligação do filtro com o plinto facilita a ocorrência de ruptura hidráulica, uma vez que sua ação irá se somar a ação das tensões horizontais e verticais já descritas, tal comportamento é coerente com o descrito por Nobari e Duncan segundo Murrugarra (1996).

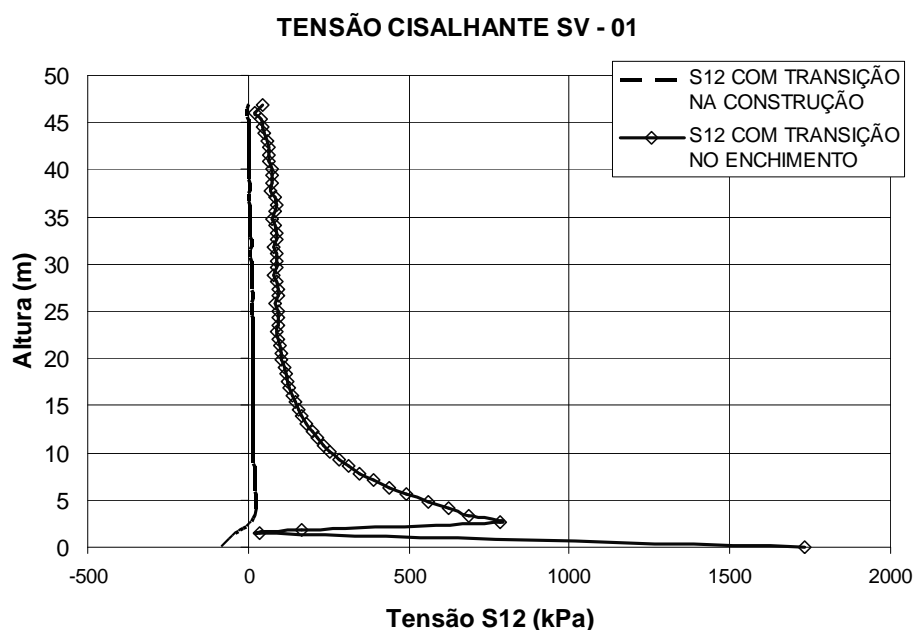


Figura 51 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 01 – Valores em kPa

A tensão cisalhante sobre a seção vertical localizada sobre o núcleo asfáltico, SV – 02, também cresce muito da etapa de construção, em que o cisalhamento é nulo, para a etapa de final de enchimento do reservatório da barragem. Todavia, apesar de valores muito elevados de tensão cisalhante na ligação núcleo asfáltico – plinto, estes têm aproximadamente a metade a intensidade experimentada pelo filtro de montante, SV – 01, Figura 52.

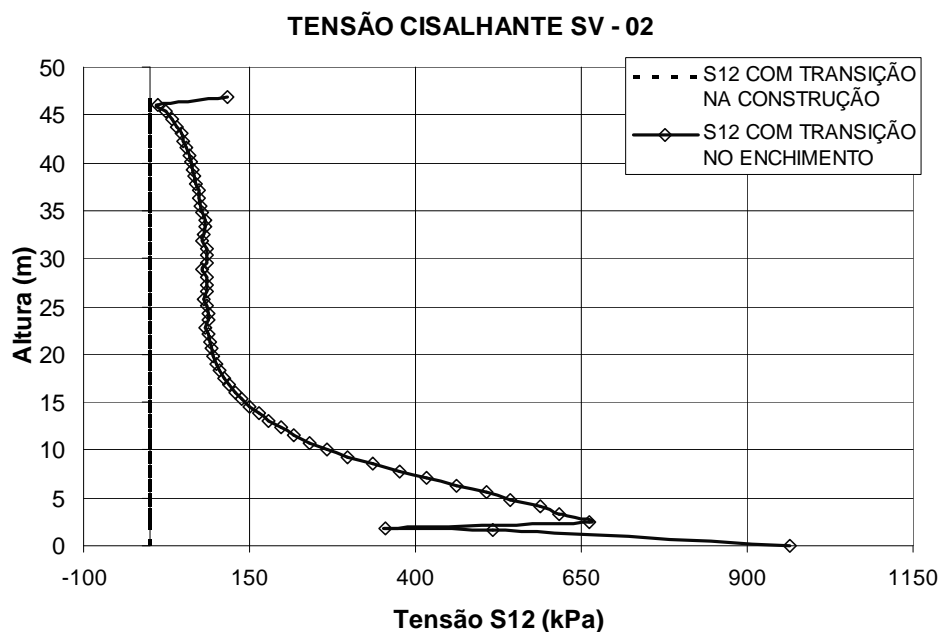


Figura 52 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 02 – Valores em kPa

Assim, pode-se afirmar que o núcleo asfáltico apesar de solicitado é preservado de parte da ação das tensões cisalhantes pelo filtro de montante que acaba por resistir a maior parte das tensões.

Obviamente na fase de construção a tensão cisalhante na seção vertical SV – 03 é idêntica à da seção vertical SV – 01. Contudo após o enchimento do reservatório a seção SV – 03, localizada sobre o filtro de jusante, é submetida a ação mais intensa da tensão de corte que atinge um valor de aproximadamente 2400,00 kPa na ligação filtro de jusante – plinto, Figura 53.

Este valor mais elevado no filtro de jusante se deve pelo fato de que diferentemente do filtro de montante (SV – 01), o filtro de jusante está submetido à ação de uma tensão vertical compressiva mais intensa, devido à curvatura da parte central da barragem sobre o espaldar de jusante, uma vez que juntamente com a transição de jusante e o espaldar tem que resistir parte dos esforços não resistidos pelo núcleo asfáltico.

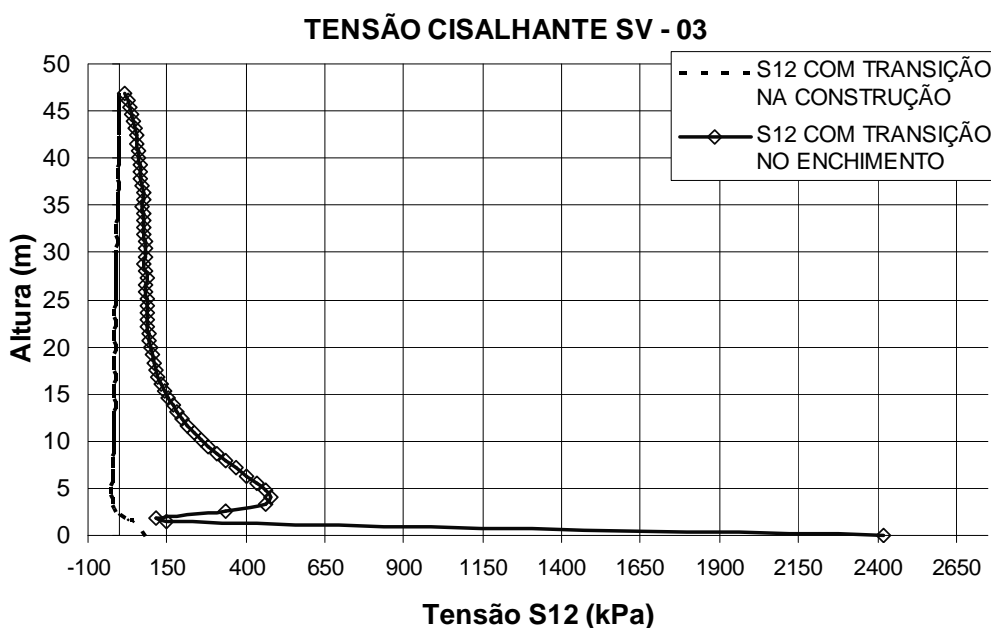


Figura 53 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 03 – Valores em kPa

Traçando-se o gráfico da tensão cisalhante em relação ao comprimento normalizado da seção horizontal considerada, observa-se que durante a fase construtiva o perfil das tensões é simétrico como o esperado.

Na fase de enchimento da barragem, há uma perda da simetria no gráfico da tensão cisalhante. Isto é uma consequência da ação do carregamento hidrostático que age sobre a barragem, empurrando-a no sentido de jusante.

Com a ação do carregamento de água sobre o núcleo, os materiais da transição, filtro de montante (SV – 01) e o núcleo asfáltico passam a sofrer diretamente a ação de tensão cisalhante de forma mais acentuada, Figura 54.

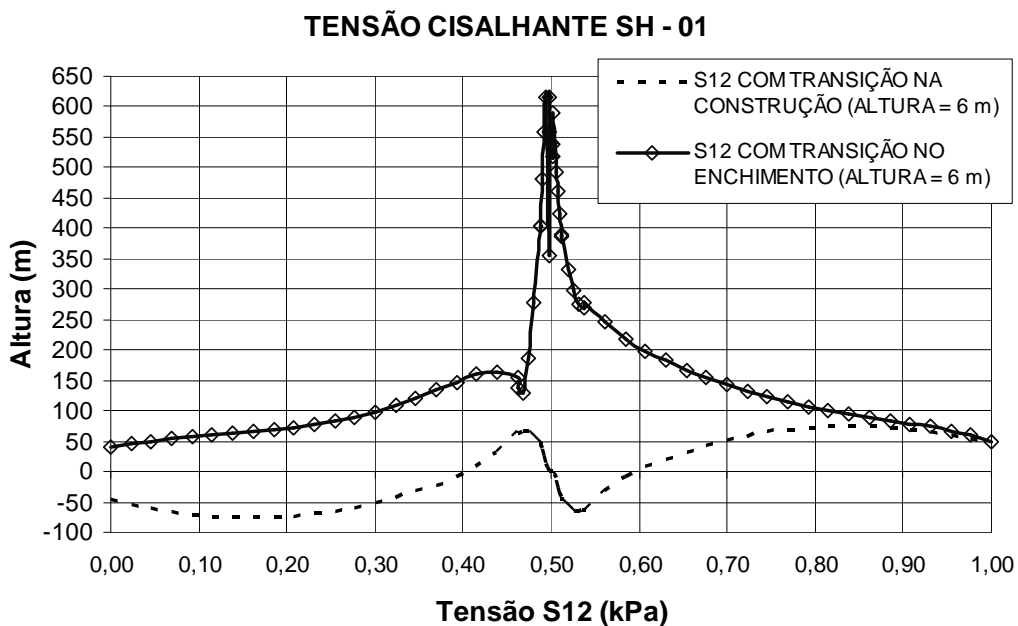


Figura 54 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 01 – Valores em kPa

A diferença da tensão cisalhante ao final da construção para a tensão ao final do enchimento do reservatório diminui com a consideração de seções horizontais mais elevadas, Figuras 55 e 56.

Mas permanece um ponto em comum, qualquer que seja a altura considerada o crescimento do cisalhamento é sempre maior a montante. Deve-se isso ao fato de que a montante há a aplicação de carregamento hidrostático sobre o núcleo asfáltico impermeável e a molhagem dos materiais de enrocamento, transição e filtro.

A molhagem destes materiais e a maior tensão cisalhante nesta zona possibilita o rearranjo do enrocamento.

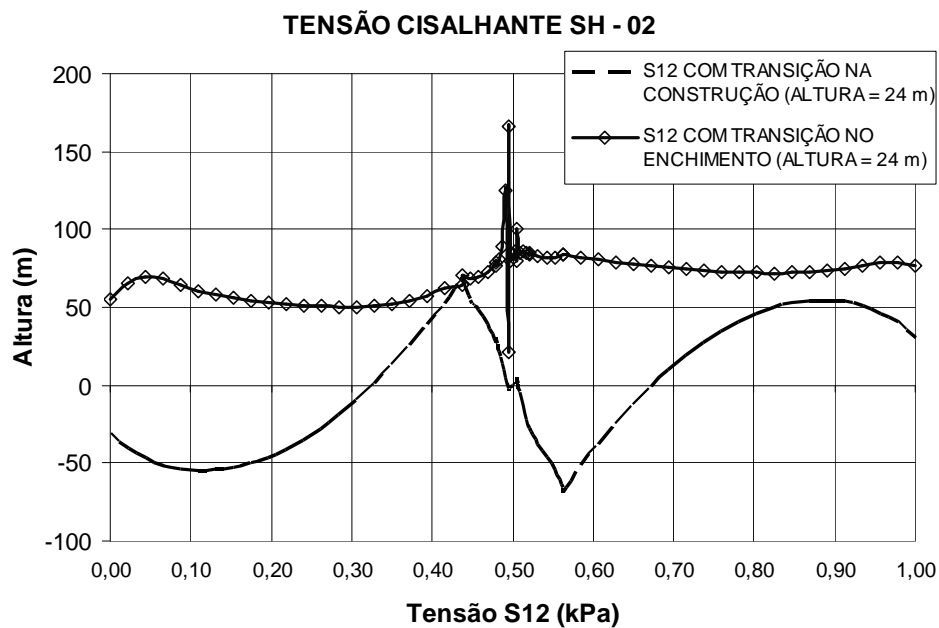


Figura 55 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 02 – Valores em kPa

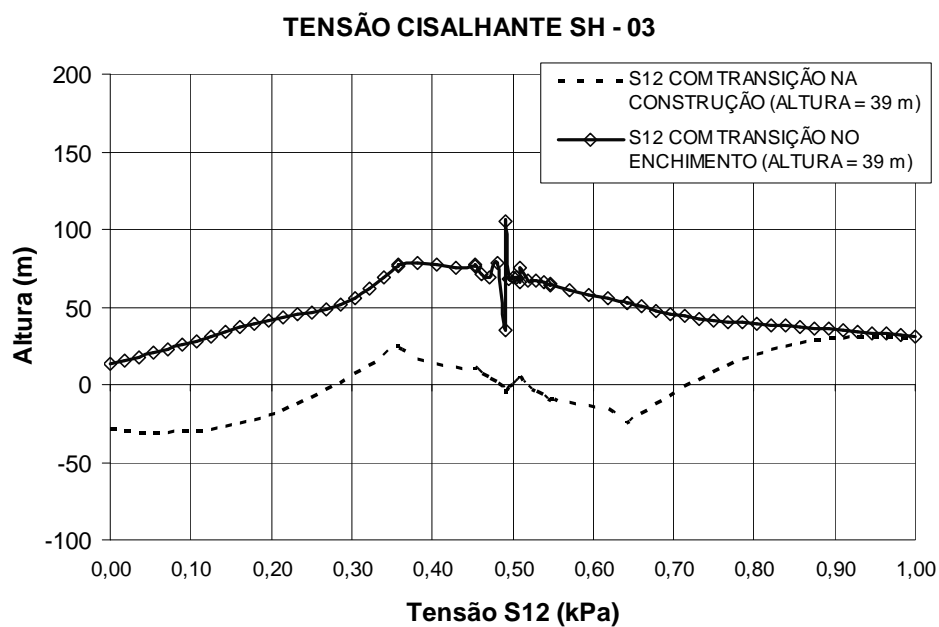


Figura 56 - Tensões cisalhantes, S12, ao final da construção vs tensões S12 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 03 – Valores em kPa

6.6 – DESLOCAMENTOS

6.6.1 – DESLOCAMENTOS FINAL DA CONSTRUÇÃO

O deslocamento horizontal ao final da construção é mostrado na Figura 57, seus maiores valores se concentram sobre os espaldares de montante e jusante e como a barragem está submetida apenas ao carregamento do peso próprio do material estes deslocamentos estão distribuídos de maneira simétrica.

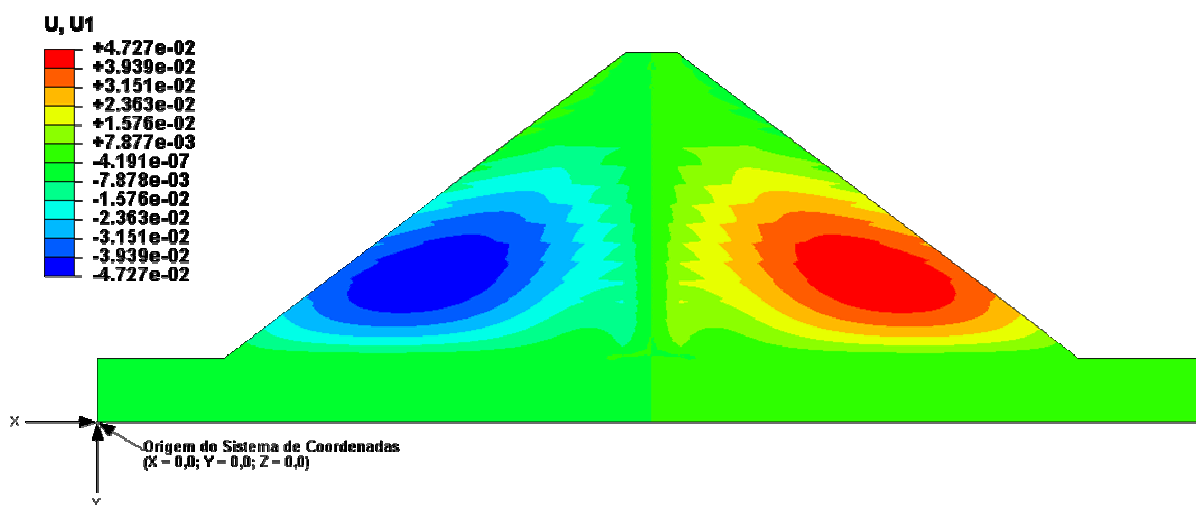


Figura 57 – Deslocamentos horizontais, U_1 , ao final da construção – Valores em m.

Na Figura 58 os deslocamentos verticais ao final da construção são mostrados, estão concentrados nos espaldares de montante e jusante de maneira simétrica.

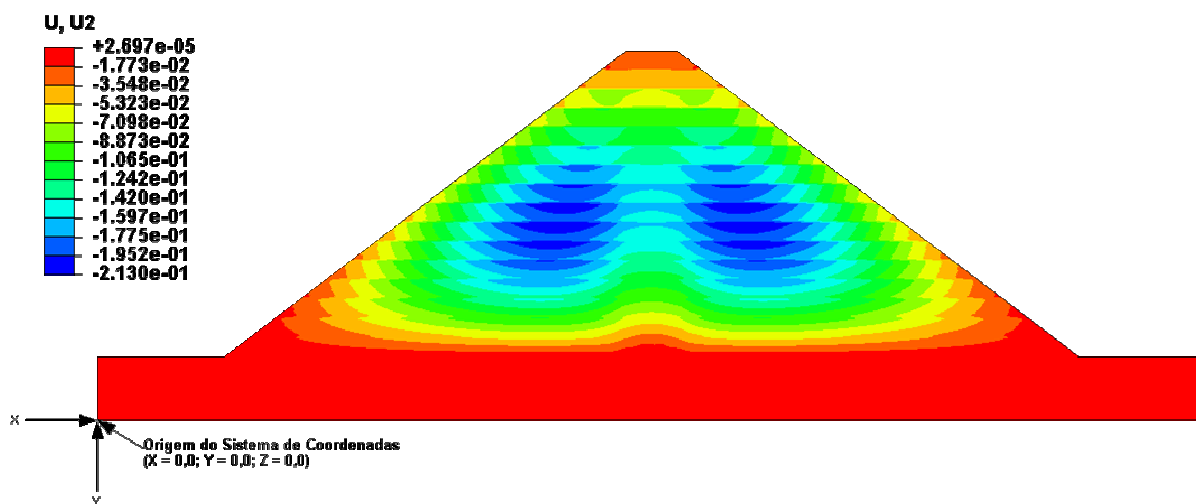


Figura 58 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção – Valores em m.

6.6.2 – DESLOCAMENTOS FINAL DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

Na Figura 59, mostra-se os deslocamentos horizontais ao final do enchimento da barragem. A partir da Figura 59 se observa que a maior parte dos deslocamentos horizontais após o enchimento do reservatório ocorre na parte superior da barragem e em grande sobre e a jusante do núcleo.

Esta distribuição de deslocamentos horizontais indica a tendência da barragem de girar no sentido de jusante, inclinando-se sobre os materiais nesta região.

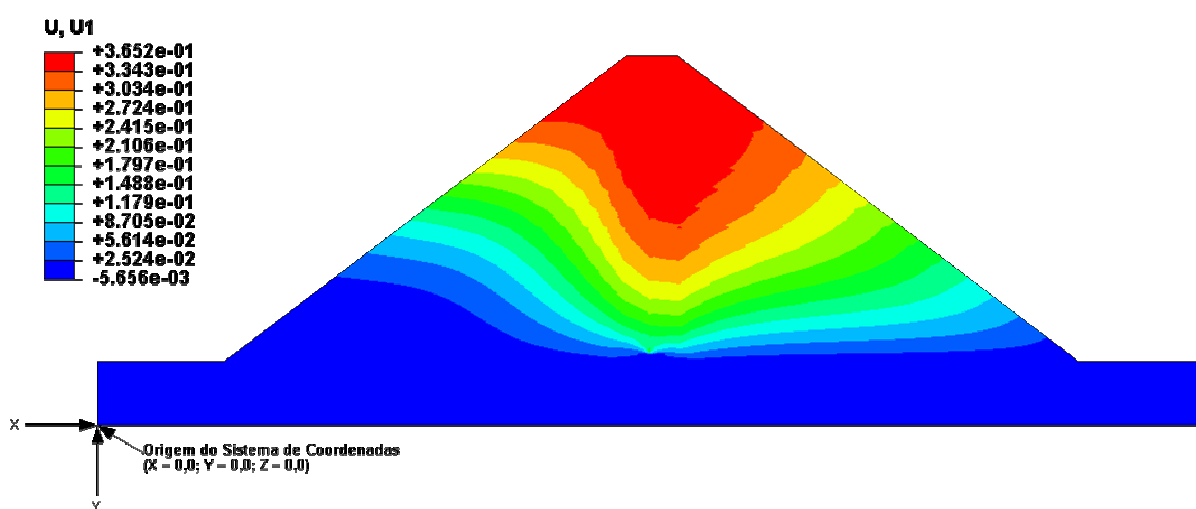


Figura 59 – Deslocamentos horizontais, U1, ao final do enchimento – Valores em m.

Na Figura 60 vê-se os deslocamentos verticais ao final do enchimento da barragem. Os deslocamentos em sua maioria estão concentrados a montante do núcleo da barragem na metade de sua altura e sobre o espaldar.

Uma análise mais detalhada é realizada adiante no presente trabalho.

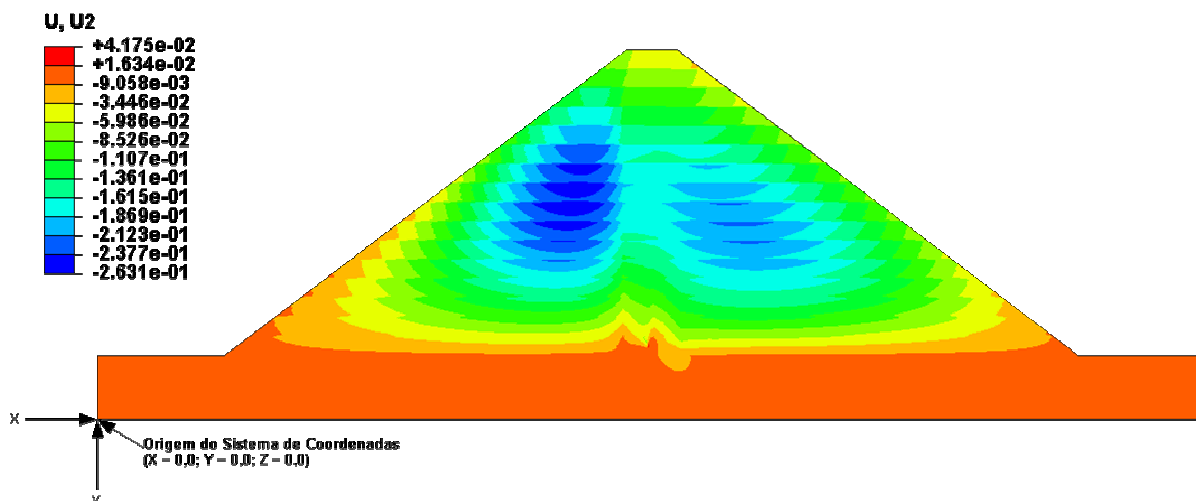


Figura 60 – Deslocamentos verticais, U_2 , ao final do enchimento – Valores em m.

6.3 – COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais para as fazes do final da construção e para o final do enchimento do reservatório são apresentados na Figura 61, seção vertical SV – 01. Ao final da construção, os deslocamentos para esta seção vertical são nulos.

Ao final da construção a existência de algum deslocamento é comum, mas não é desejável que ocorra sobre os filtros, pois possibilita a abertura de caminhos preferenciais para passagem de água, potencialmente modificando o desempenho da barragem negativamente.

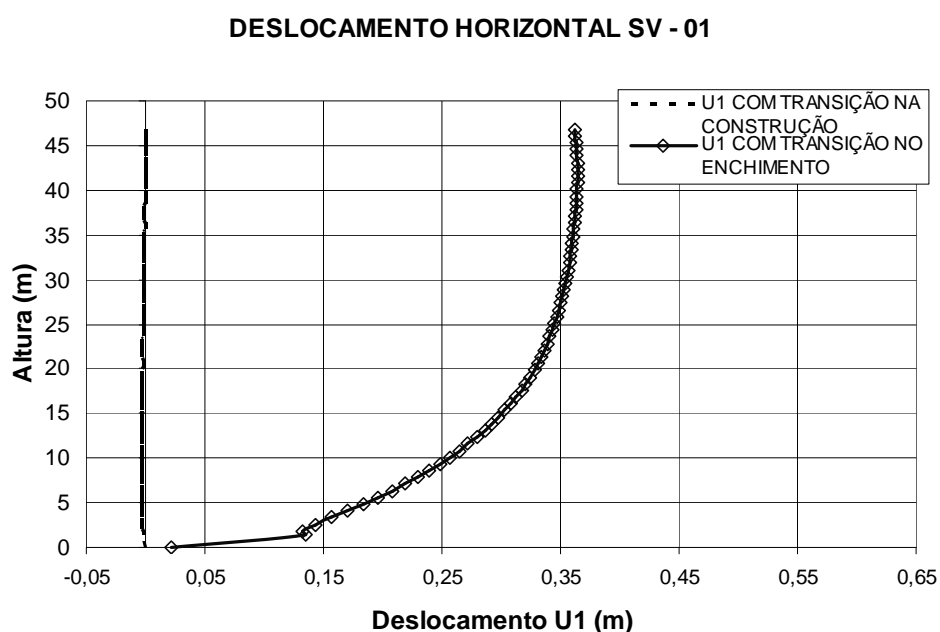


Figura 61 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 01.

O deslocamento horizontal máximo após o enchimento do reservatório é um pouco maior do que 0,35 m. O deslocamento da seção SV – 01 de tal maneira no sentido de jusante, inevitavelmente ocasionará rearranjo tanto do material constituinte dos filtros de montante e jusante, bem como dos espaldares e transições.

A mesma intensidade de deslocamento é experimentada pelas seções verticais SV – 02 e SV – 03, Figuras 62 e 63 respectivamente.

Apesar das três seções apresentarem os mesmos deslocamentos horizontais, deve-se ter atenção ao fato de que na simulação realizada a barragem é simétrica, os materiais são homogêneos, a simulação não foi acoplada e não foram utilizados elementos de junta. Assim, em uma análise mais refinada provavelmente os deslocamentos horizontais para as três seções seriam diferentes, indicando de maneira mais clara a interação que ocorre entre os componentes do núcleo da barragem.

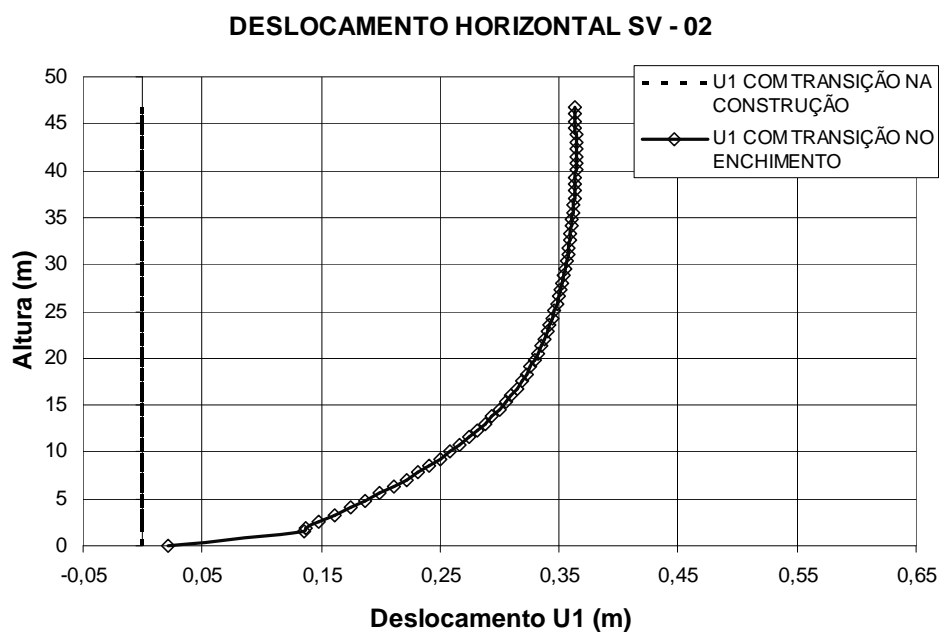


Figura 62 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 02.

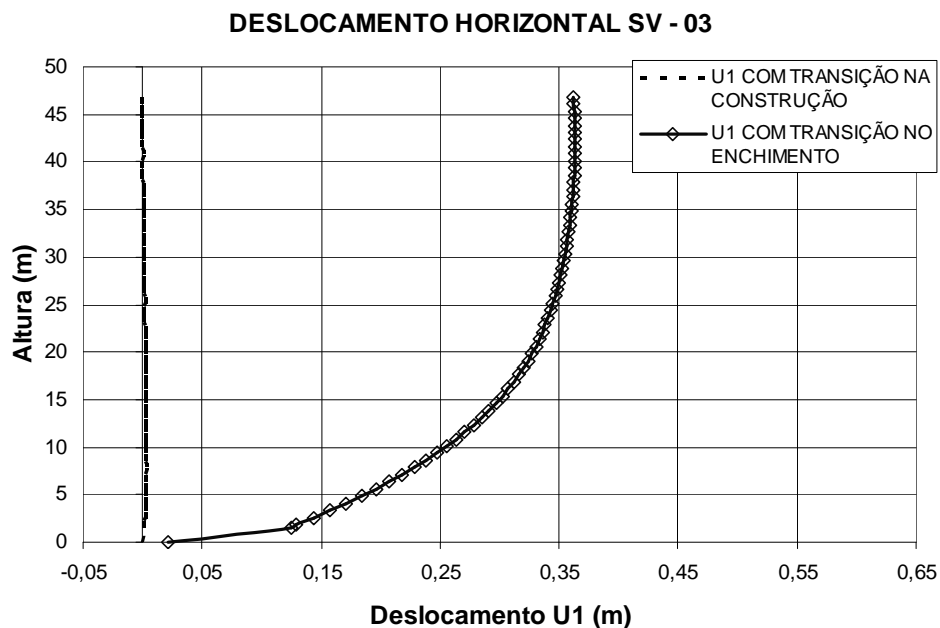


Figura 63 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção vertical SV – 03.

Ao se traçar o gráfico dos deslocamentos horizontais para uma dada seção horizontal em seu comprimento normalizado, é possível se ter uma visão mais geral da distribuição destes deslocamentos no corpo da barragem, Figura 64.

Na seção horizontal SH – 01 a 6,00 m de altura no corpo da barragem, os deslocamentos horizontais são simétricos na fase de construção, sendo que seus maiores valores estão localizados nos espaldares de montante e jusante.

Após o enchimento do reservatório, observa-se que todo o corpo da barragem tende a se deslocar no sentido de jusante estando os maiores deslocamentos horizontais localizados na zona central da barragem que compreende material de transição, filtro e núcleo asfáltico.

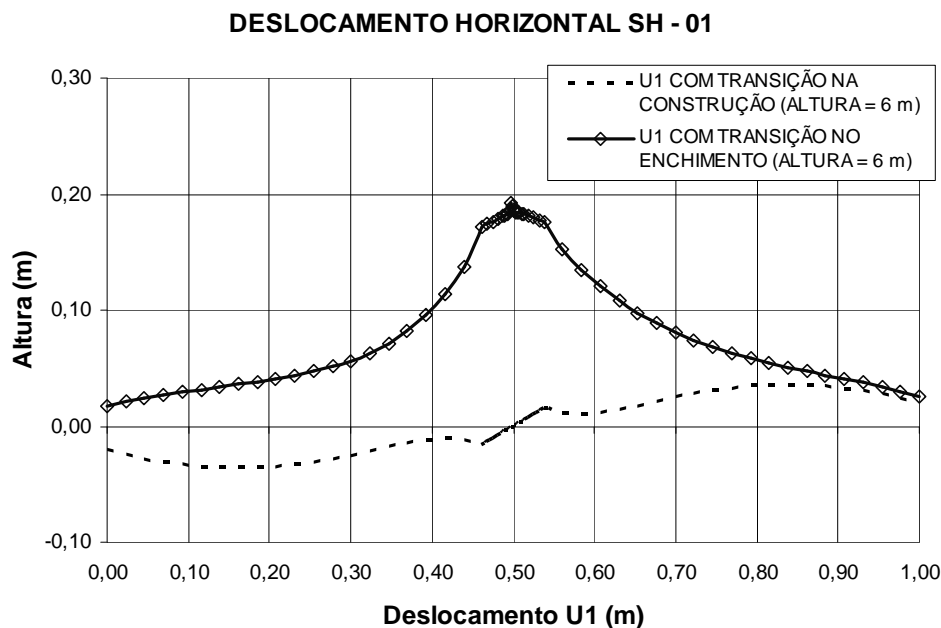


Figura 64 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 01.

Considerando-se seções horizontais a alturas maiores, Figuras 65 e 66, a mesma distribuição de deslocamentos é obtida. Os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na zona central da barragem em seguida no espaldar de jusante.

Esta distribuição se deve ao fato do carregamento hidrostático ter sido aplicado diretamente sobre o núcleo asfáltico, empurrando desta forma toda a zona central da barragem e o espaldar de jusante que tende a resistir os esforços aplicados no núcleo.

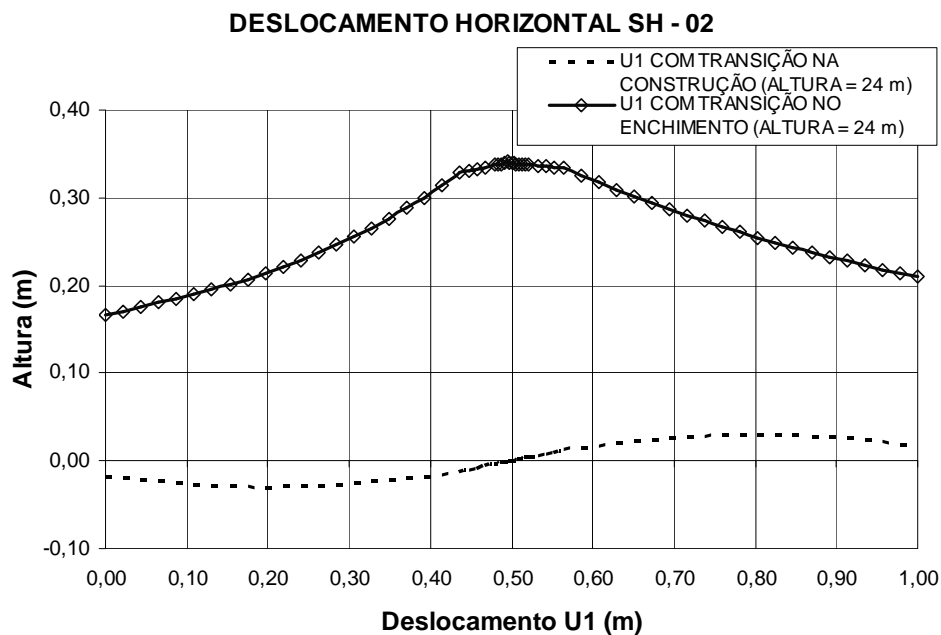


Figura 65 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 02.

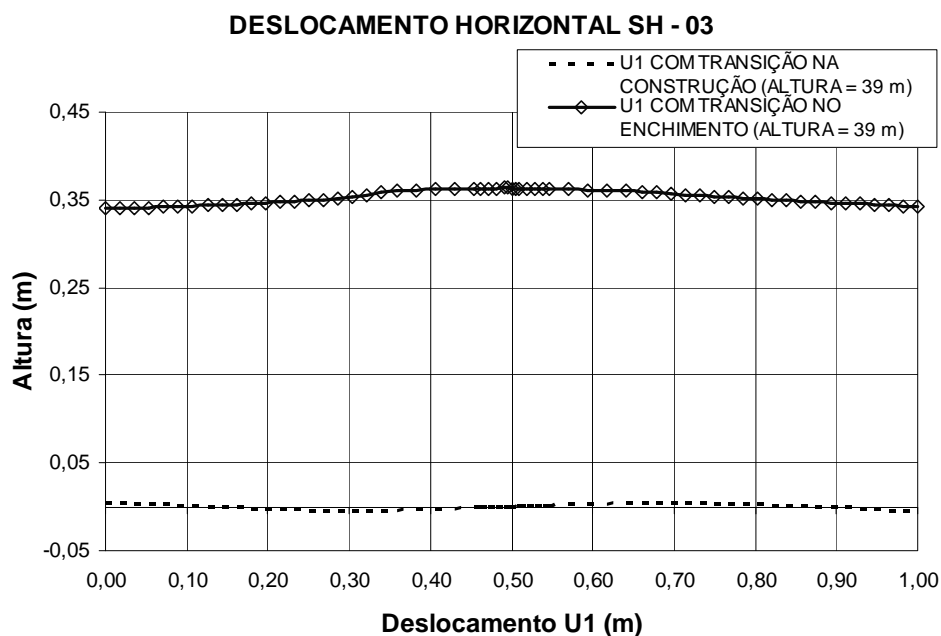


Figura 66 – Deslocamento horizontais, U1, ao final da construção vs deslocamentos horizontais U1 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 03.

6.2.5 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Traçando-se o gráfico dos deslocamentos verticais originados na construção da barragem se obtém a geometria característica de parábola, com os maiores deslocamentos concentrados na metade da altura, seção vertical SV - 01, Figura 67.

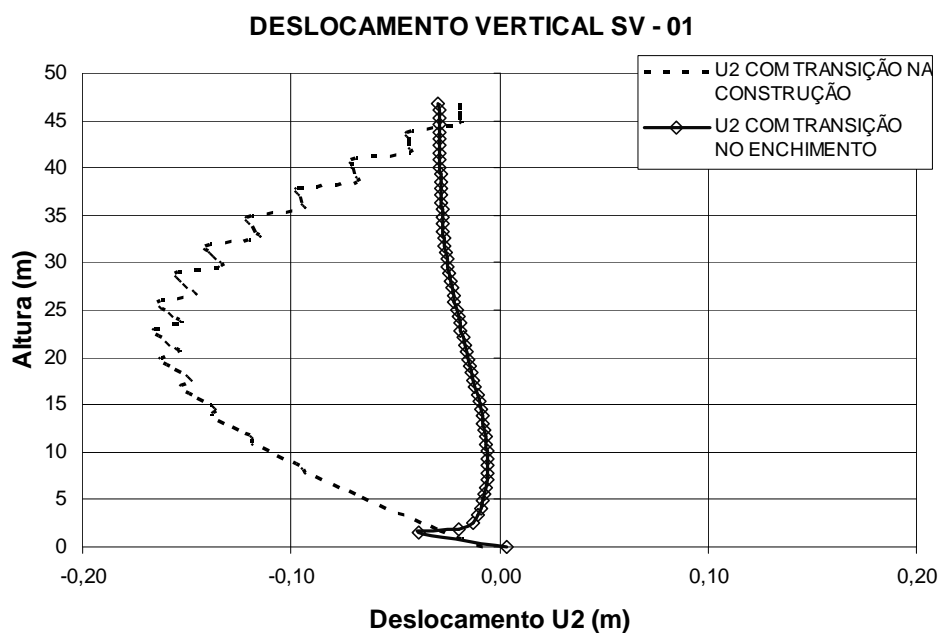


Figura 67 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SV – 01.

Tal distribuição dos deslocamentos verticais ao final da construção é coerente com o descrito na Equação (3.0). Deve-se lembrar sempre que esta distribuição, na realidade varia, já que em situações reais o material de enrocamento está sujeito a trajetórias de tensão complexas, as propriedades do enrocamento variam e ainda há os efeitos da geometria da barragem, podendo os maiores deslocamentos estarem na realidade acima ou abaixo da altura média da barragem, Pagano *et al.* (1998).

Os deslocamentos verticais para as demais seções verticais, SV – 02 e SV – 03, ao final da construção se apresentam de maneira idêntica aos deslocamentos da seção vertical SV – 01, inclusive atingem os mesmos valores de deslocamentos verticais máximos, Figuras 68 e 69.

Analisando-se os deslocamentos verticais ao final da etapa de enchimento do reservatório da barragem, pode-se observar a variação destes nas três seções

verticais. Na seção vertical SV – 01, Figura 67, há uma grande redução nos deslocamentos verticais sofridos pelo material sob esta seção, ou seja, o filtro de montante. Ao final da construção o filtro havia se deslocado aproximadamente 0,15 m verticalmente, apresentando um deslocamento vertical máximo de 0,04 m a uma elevação de aproximadamente 1,50 m.

Além da grande redução que denota a tendência do material do filtro ser movido na direção vertical no sentido de baixo para cima, há ainda o surgimento de uma concavidade no sentido de jusante até aproximadamente 15,00 m de altura, indicando que da altura de 1,50 m até 15,00m ocorrem as maiores reduções nos deslocamentos verticais.

Pode-se dizer, para a análise realizada, que a partir da base da seção vertical SV – 01 até aproximadamente uma altura de 15,00 m, tem-se uma zona crítica uma vez que soma-se à redução dos deslocamentos verticais a maior intensidade das tensões cisalhantes, verticais e horizontais.

Analisando-se a Figura 68, na qual são traçados os deslocamentos verticais sobre o núcleo asfáltico, pode-se observar que para a etapa de construção da barragem não há diferença para a seção vertical SV – 01, Figura 67. Contudo para o final do enchimento do reservatório ocorre um pequeno deslocamento vertical no sentido de baixo para cima da base até a cota de 5,00 m, com o maior valor a aproximadamente 2,00 m de altura.

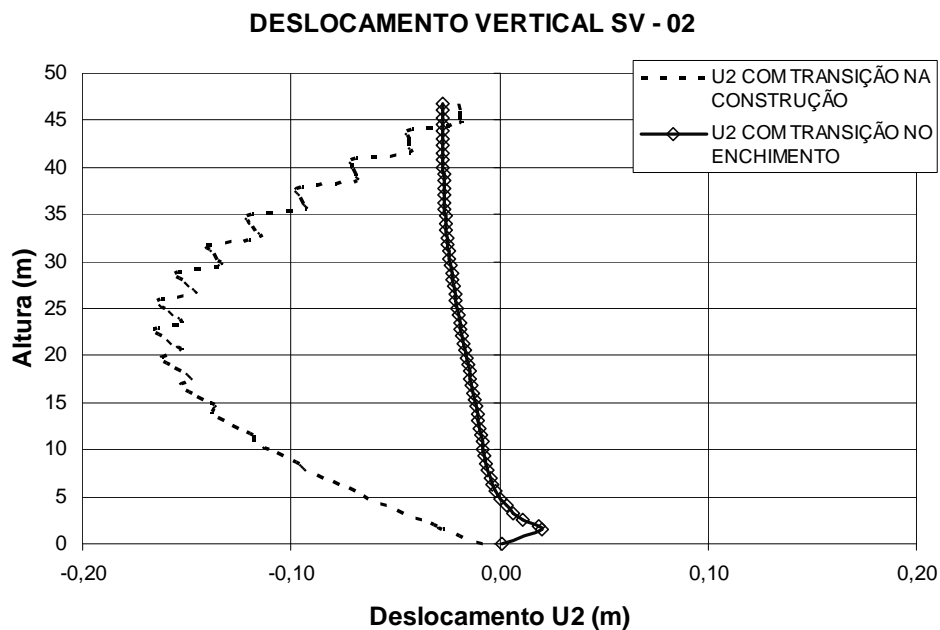


Figura 68 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SV – 02.

Realizando-se uma análise similar para a seção vertical SV – 03, Figura 62, chega-se às mesmas conclusões obtidas para a seção SV – 02.

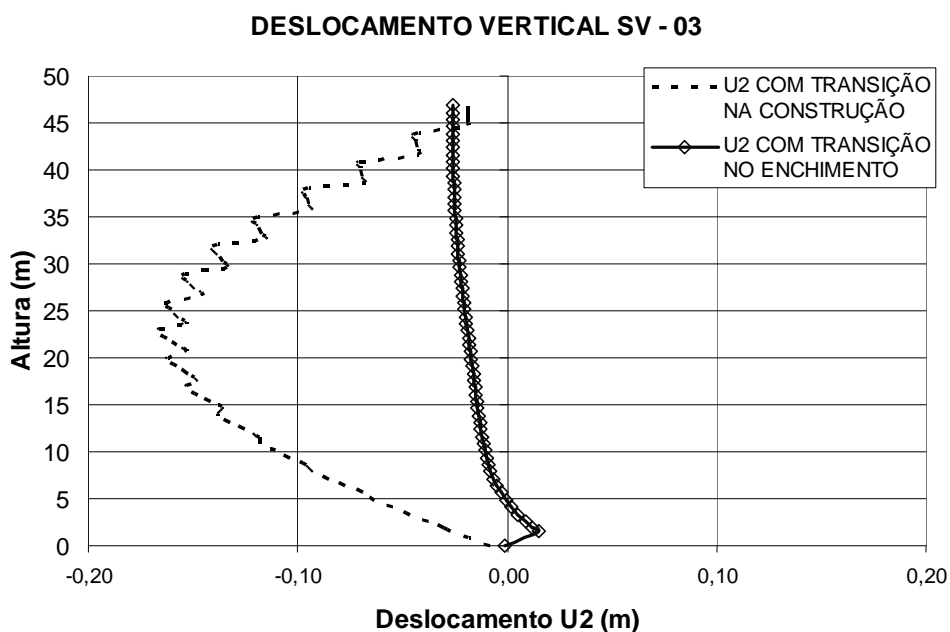


Figura 69 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SV – 03.

Traçando-se os gráficos para os deslocamentos verticais para três seções horizontais consideradas para as elevações de 6,00 m (SH – 01), 24,00 m (SH – 02) e 39,00 m (SH – 03) e normalizando o comprimento das seções em seu comprimento, obtém-se as Figuras 70, 71 e 72.

Na primeira seção horizontal, Figura 70, a uma altura de 6,00 m, durante a construção se observa que os maiores deslocamentos verticais de toda a barragem estão localizados nos espaldares de montante e jusante e que na zona central da barragem (transições, filtros e núcleo asfáltico) estes deslocamentos se reduzem a aproximadamente a metade dos deslocamentos sobre os espaldares.

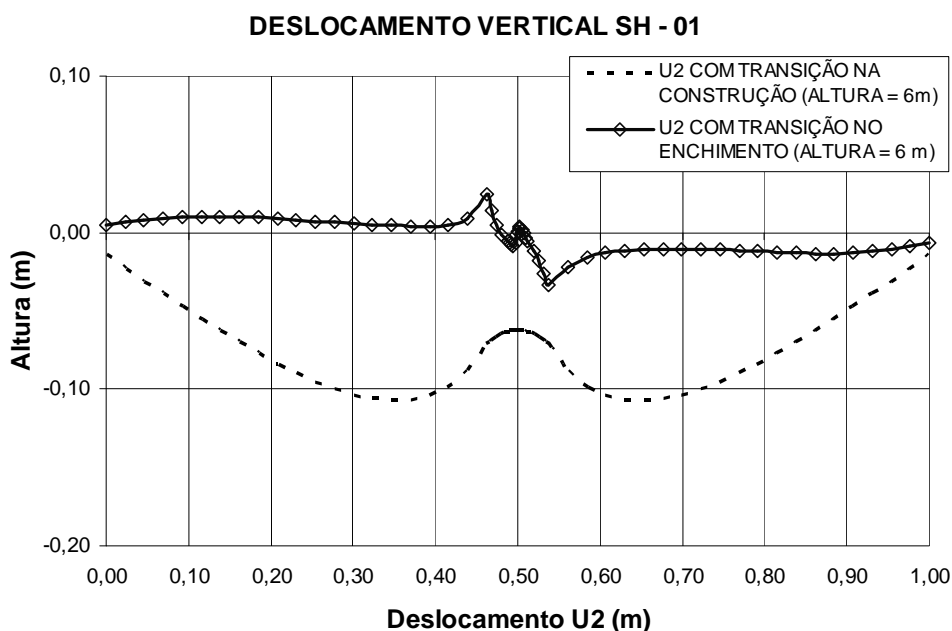


Figura 70 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 01.

Na mesma Figura 70, observa-se que ao final do enchimento do reservatório há ocorrência de pequenos deslocamentos verticais de baixo para cima no material próximo a área central da barragem, indicando a tendência de aumento de volume do material desta parte da barragem. Em contrapartida o mesmo material na região correspondente a jusante apresenta deslocamentos verticais no sentido de cima para baixo mais intensos, indicando a tendência do material a jusante do eixo da barragem ser mais comprimido.

Uma análise da Figura 71, SV – 02 ao final da etapa de construção nos fornece informações coerentes com o que já foi comentado para a seção vertical SV – 01. Deve-se observar no entanto que a seção SV – 02, encontra-se na metade da altura da barragem e nela se concentram os maiores deslocamentos verticais, novamente sobre os espaldares de montante e jusante.

Para mesma seção na fase de enchimento do reservatório, se observa que os deslocamentos verticais, se concentram a montante do núcleo enquanto a jusante existem deslocamentos verticais praticamente nulos.

Tal distribuição de deslocamentos ao final do enchimento difere da seção SH – 01, Figura 70, pois a montante para a seção anterior há pequenos deslocamentos verticais para cima.

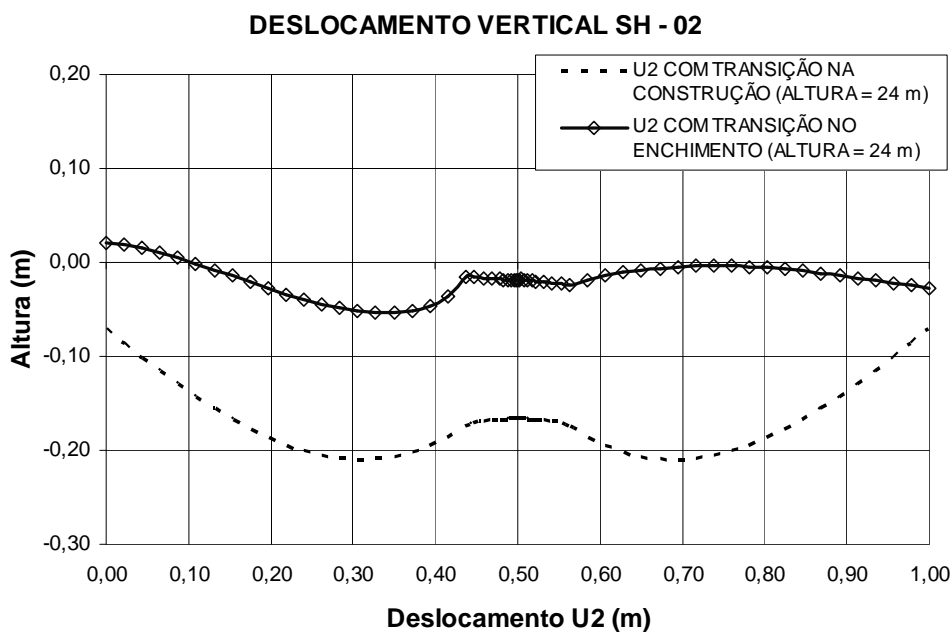


Figura 71 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 02.

Conforme eleva-se a seção horizontal, Figura 72, seção horizontal SH – 03 (elevação 39,00 m) a tendência dos deslocamentos verticais se modifica. Enquanto os deslocamentos verticais a montante na primeira seção horizontal tendiam a serem para cima, nas seções SH – 02 e SH -03 estes passam a terem tendência de descerem.

Os deslocamentos verticais a jusante que tendiam a serem para baixo na SH – 01, passam a tender a serem para cima nas seções SH – 02 e SH – 03. Indicando desse modo que o corpo da barragem tende a girar no sentido de jusante.

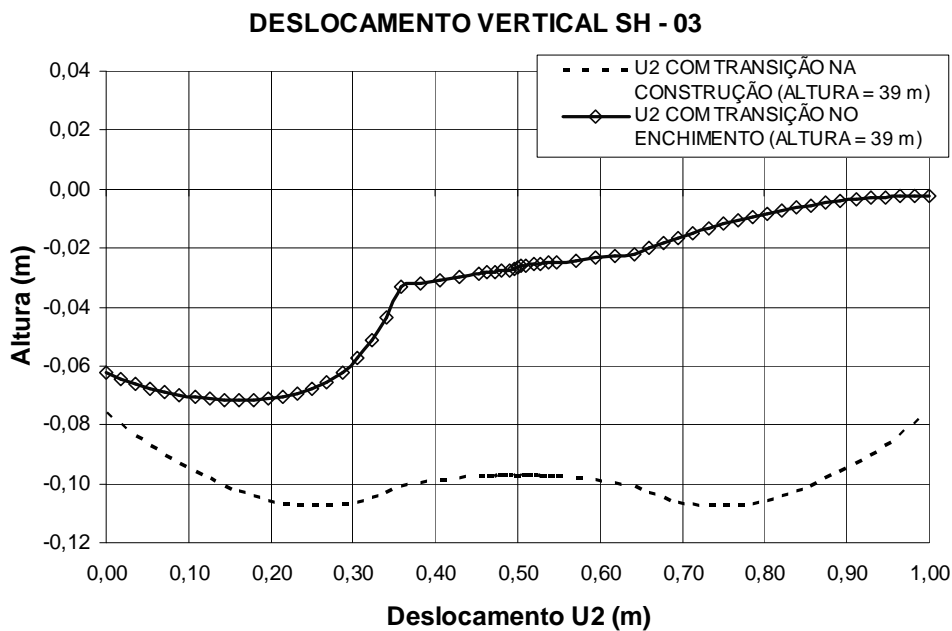


Figura 72 – Deslocamentos verticais, U2, ao final da construção vs deslocamentos verticais U2 ao final do enchimento do reservatório para seção horizontal SH – 03.

7.0 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta uma pesquisa por meio de análise numérica, que tem por objetivo analisar o comportamento de uma barragem de enrocamento com núcleo asfáltico.

O principal ponto estudado na presente pesquisa foi o desempenho do barramento de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico quando submetido aos esforços originados durante a construção e às ações do carregamento hidrostático sobre o núcleo.

Durante a etapa de construção os deslocamentos verticais se concentraram à meia altura da barragem, sendo que após o enchimento do reservatório os deslocamentos verticais mais intensos se concentraram no espaldar de montante.

Os deslocamentos horizontais durante a fase de construção foram simétricos em relação ao eixo da barragem, mas durante o enchimento do reservatório estes se deslocaram em direção de jusante, como o esperado, sendo maiores na parte superior da barragem em função de sua menor rigidez.

O uso de um modelo constitutivo elasto-plástico com endurecimento para o enrocamento e um elástico perfeitamente plástico para o núcleo asfáltico permitiu se observar que para o enrocamento uma análise de tal tipo é viável apesar do barramento se comportar de maneira elástico-linear. Contudo considera-se que o uso de um modelo elasto-plástico para o núcleo asfáltico possibilitaria a observação mais detalhada do comportamento das ações das tensões sobre o mesmo, principalmente na região próxima ao plinto como observado por Höeg em 1993.

Como sugestão para futuros trabalhos uma avaliação profunda da influência do uso de materiais na transição entre o enrocamento e o núcleo asfáltico, o uso de modelos constitutivos mais refinados para o núcleo que considerem a fluência.

Sugere-se também que sejam realizadas simulações numéricas por elementos discretos da construção e do enchimento da barragem e que estas sejam acopladas com o fluxo de água considerando o efeito de colapso por saturação do enrocamento.

8.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adikari, G.S.N., Valstad, T., Kjaernsli, B., and Höeg, K. 1988. "Behaviour of Storvatn Dam, Norway. A case of prediction versus performance". *In Proceedings of the 5th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Sydney, Australia, 22–26 August 1988. Institution of Engineers, Barton, Australia. 86–92p.

Braz, Maria da Glória (2003) *A Relação do Fenômeno de Ruptura Hidráulica em Maciços de Barragem de Terra e o mau Funcionamento de Vertedouros do Tipo Poço*. Tese (Departamento de Engenharia Metalúrgica, Departamento de Engenharia de Minas) – Belo Horizonte – MG, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG,294p.

Budhu, M. (1999) *Soil Mechanics & Foundations*. 1. ed. United States: Jhon Wiley & Sons Inc.,616p.

Charles, J.' A., Bromhead, E. N. (2008)."Contributions to Géotechnique 1948–2008: Slope stability and embankment dams" *Géotechnique* 58, No. 5, 385–389p

Charles, J. A., (2009). "The Engineering behaviour of Fill Materials and Its Influence on the Performance of Embankment Dams" *Dams and Reservoirs* 19, No 1, 21-33p.

CNEC Engenharia S.A., (2006) "*UHE Foz do Chapecó, Barragem Principal Arranjo Geral – Cortes de Detalhes folha 2/2*" *Consórcio Energético Foz do Chapecó N° CNEC EG067-BP-16-DE-1003*.

Cruz, P. T. (2004) "*100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, Materiais de construção, Projeto*". 2º Edição, São Paulo: Oficina de textos, 280p.

Fahlbusch, H, (2009) "Early Dams". *Engineering History and Heritage* 162:13-18p.

Falcão, Paulo Roberto Farias (2007) *Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfáltico para Aplicação em Barragens*. Tese (Faculdade

de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) – Brasília – DF, Universidade de Brasília – UnB,167p.

Faustino, Vera Lúcia Batista (2009) *Uma Contribuição Para a Divulgação das Barragens de Enrocamento com Cortina Interior de Betão Betuminoso em Portugal*. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura) – Lisboa – Portugal, Instituto Superior Técnico – IST, 156p.

Foz do Chapecó, C. E. – Localização;
http://www.fozdochapeco.com.br/usina_localizacao.php em 20/03/2009.

Freiman, S. W. (1984) “Effects of chemical environments on slow crack growth in glasses and ceramics”. *Journal of Geophysical Research*, Vol.89, No B6, 4072-4076p.

Frutuoso, A. (2007) *Análises Tridimensionais de Barragens de Enrocamento com Face em Concreto com Objetivo de Otimizar os Critérios de Projeto*. Tese (Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) – Brasília – DF, Universidade de Brasília – UnB,145p.

Höeg, K. (1993) *Asphaltic Concrete for Embankment Dams: Experience and practice*. Oslo: StikkaTrykk, 85p.

Hunter, G. and Fell, R. (2003) “Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.129, No 10, 909-917p.

Justo, J. L. (1968) “Deformacion de las presas de escollera”. *Fundacion Juan March*

Kasatkin, Y. N., Kuznetsov, E. I. (2004) “Design and construction of asphalt concrete cutoff structures in earthfill dams”. *Power and Technology and Engineering*, Vol. 38, No.2, 7-12p.

Kim, Y. R. (2009) “*Modeling of Asphalt Concrete*”. 1^o Edição, New York. McGraw-Hill Professional, 460p.

Marsal, R.J. (1958) “Análisis de asentamientos en la presa Presidente Aleman”. Oaxaca, No 5, Instituto de Ingeniería, UNAM, Cidade do México, México.

Menétrey, Ph., and K. J. William (1995), “Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, 311–318p.

Moiseev, I. S. (2000) “Experience with designing and building earth-fill dams”. *Hydrotechnical Construction*, Vol. 34, Nos. 8-9, 41-44p.

Murrugarra, Denis Amador Parra. (1996) *Modelagem Numérica do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra*. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil) – Rio de Janeiro – RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC - RJ,137p

Nobari, E. S. & Duncan, J. M. (1972). “Effect of reservoir filling on stresses and moments in earth and rockfill dams”, Department of Civil Engineering, Report nº. TE-72-1. University of California.

Oettl, G., Stark R. F., Hofstetter, G. (1998) “A comparison of elastic-plastic soil models or 2D FE analyses of tunneling”. *Computers and Geotechnics*,no 23, 19-38p.

Oldecop, L. A. and Alonso, E.E. (2007) “Theoretical investigation of the time-dependent behavior of rockfill”. *Géotechnique* 57,No 3, 289-301p

Oldecop, L. A. and Alonso, E.E. (2001) “A model for rockfill compressibility”. *Géotechnique* 51,No 2, 127-139p

Özkuzukiran, S., Özkan, M. Y., Özyazicioğlu, M., Yildiz, G. S. (2006) “Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam”. *Geotechnical and Geological Engineering* 24: 1665–1678p.

Pagano, L., Desideri, A. and Vinale, F. (1998) "Interpreting Settlement Profiles of Earth Dams". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No 10, 923-932p.

Patrick, J.G., e Kulesza, R.L., (1974), "*Etude et construction des barrages en terre et en enrochement*" in "*Leçons tirées des accidents de barrages, Appendice A*", CIGB. 236-293p.

Pinto, António Adelino Veiga. (1983) *Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento*. Tese (Departamento de Geotecnia) – Lisboa – Portugal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC,153p

Potts, D. M. and Zdravkoic, L. (1999) "*Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering, Vol. 1: Theory*". 1ª Edição, Londres: Thomas Telford, 500p.

Quintela, A. M. (1991) *Ensaio de compressão triaxial. Equipamento para imposição automática de trajetórias de deformação*. Dissertação – Lisboa – Portugal, Universidade Nova de Lisboa.

Saboya, F. Jr. and Byrne, P.M. (1993) "Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams", *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 690–701p.

Silva, João Manuel Marcelino Mateus da. (1996) *Modelação do Colapso e da Fluência em Aterros*. Tese (Departamento de Engenharia Civil) – Porto – Portugal, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP,318p

Soroush, A., Araei, A. A. (2006) "Analysis of behaviour of a high rockfill dam", *Geotechnical Engineering* 159: 49-59p.

Vargas, M. (1977) "*Introdução à Mecânica dos Solos*". 1ª Edição, São Paulo: McGraw-Hill, 509p.

Xu, M. and Song, E. (2009) "Numerical simulation of the shear behavior of rockfills", *Computers and Geotechnics*, 36, 1259-1264p.

ANEXOS

ANEXO I – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA AO FINAL DA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM

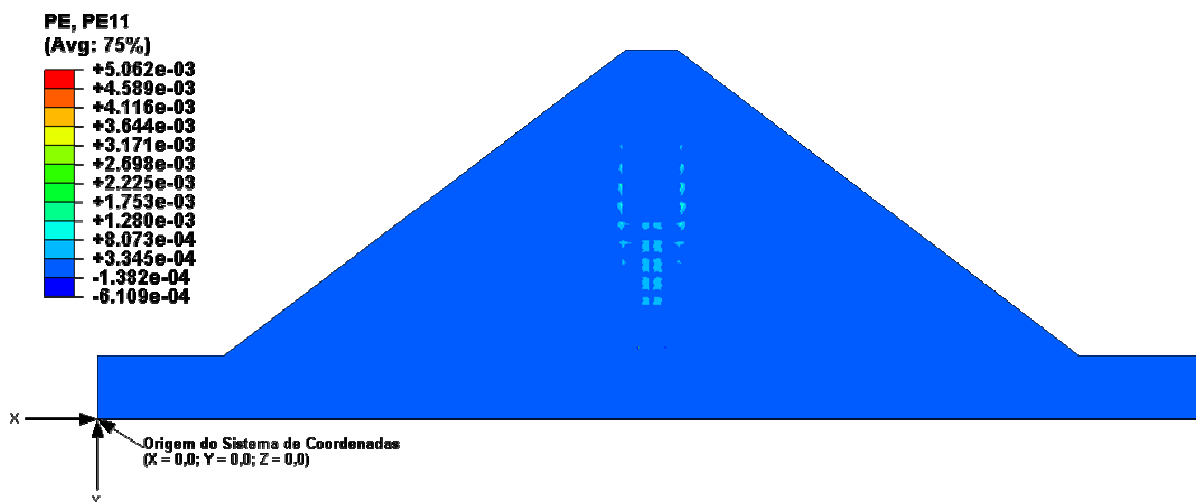


Figura 73 – Deformação plástica PE11 ao final da construção.

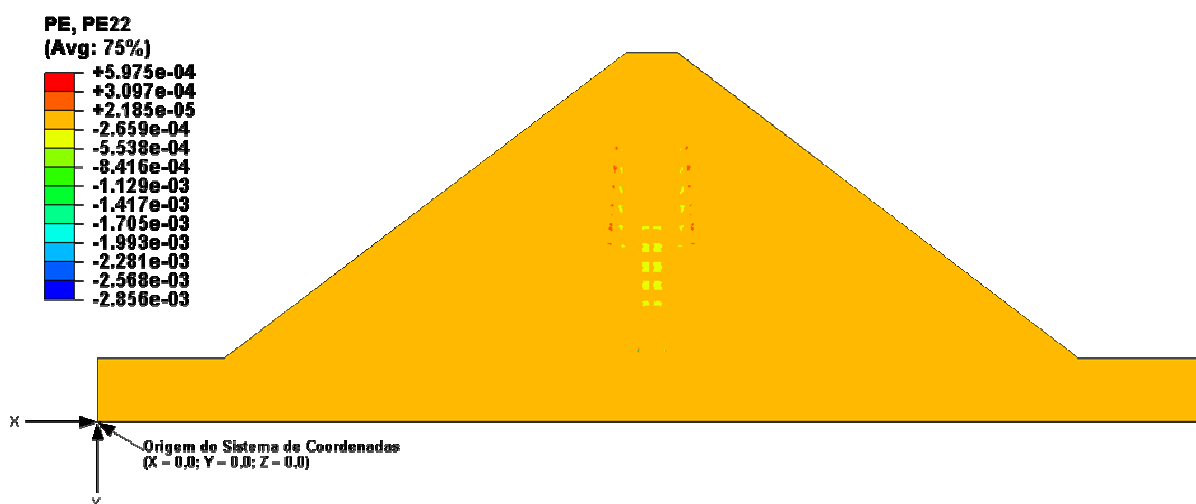


Figura 74 – Deformação plástica PE22 ao final da construção.

ANEXO II – DEFORMAÇÃO PLÁSTICA AO FINAL DO ENCHIMENTO DA BARRAGEM

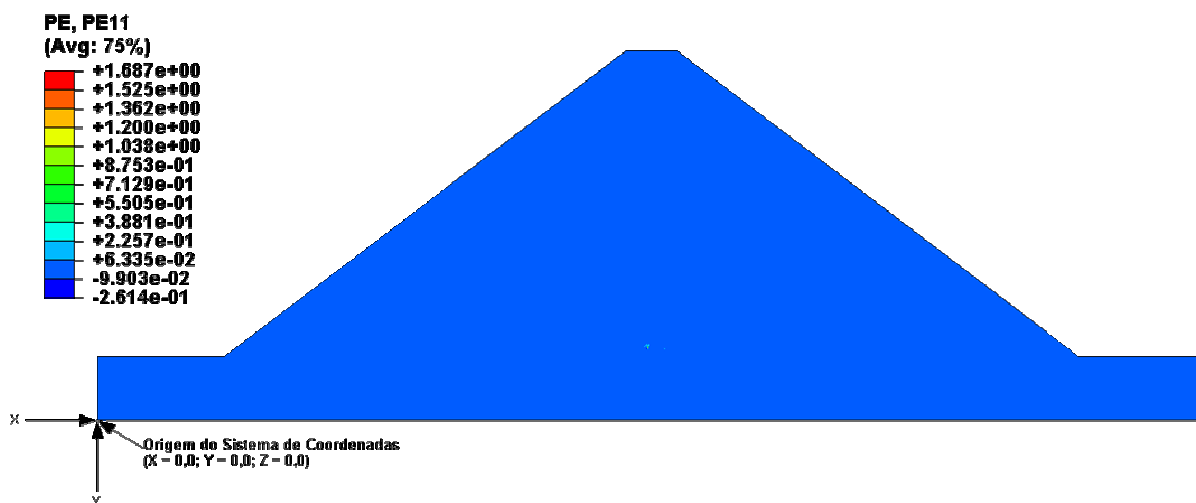


Figura 75 – Deformação plástica PE11 ao final do enchimento.

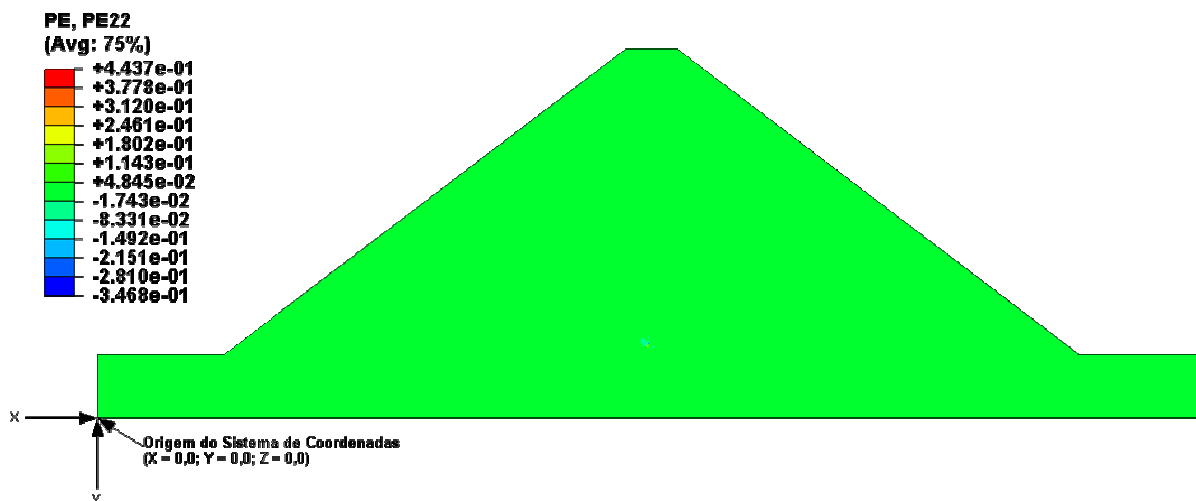


Figura 76 – Deformação plástica PE22 ao final do enchimento.