

**DANIELA GUTSTEIN**

Orientador: Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE BARRAGENS DE  
GRAVIDADE DE CONCRETO POR MEIO DE MÉTODOS  
COMPUTACIONAIS:  
VISÃO GERAL E METODOLOGIA**

Florianópolis

2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**DANIELA GUTSTEIN**

Orientador: Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE BARRAGENS DE  
GRAVIDADE DE CONCRETO POR MEIO DE MÉTODOS  
COMPUTACIONAIS:  
VISÃO GERAL E METODOLOGIA**

Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina exigida pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil.

Florianópolis

2011

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO POR MEIO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS: VISÃO GERAL E METODOLOGIA**

DANIELA GUTSTEIN

Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina exigida pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil.

---

Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio - Orientador/Moderador

---

Prof<sup>a</sup>. Dr. -Ing. Janaíde Cavalcante Rocha – Coordenadora do PPGEC

COMISSÃO EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Paulo Teixeira da Cruz - Poli-USP/Consultor

---

Prof. Dr. José Marques Filho - UFPR/Consultor

---

Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino - ECV/UFSC

---

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D. - ECV/UFSC

*Nenhum rio é por si mesmo grande e abundante;  
é o fato de receber e levar adiante muitos afluentes que o torna assim.*

*Nietzche*

*Dedico à Giulia e ao Luis...*

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Daniel Domingues Loriggio por ter orientado o meu trabalho, pelas discussões, pelo apoio, incentivo e paciência...

Ao CNPq pela bolsa de estudos durante o período de disciplinas.

Ao Grupo de Análise e Projeto de Estruturas - GAP (e seu coordenador Prof. Daniel Loriggio) da UFSC e à Tractebel Energia pela oportunidade de participar do projeto de pesquisa e desenvolvimento na área do trabalho, onde alguns assuntos discutidos e descritos nesse projeto puderam ser aplicados nesse trabalho.

Ao Eng. Sérgio Pimenta/Leme Engenharia, ao Prof. Daniel Domingues Loriggio/GAP-UFSC e ao Eng. Daniel Develay/Coyne et Bellier Consulting Engineers de Paris, pois me auxiliaram para a participação do evento *10th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams* em 2009/Paris na França. Este evento proporcionou contatos e discussões que foram importantes para a elaboração deste trabalho.

Ao Prof. Paulo Teixeira da Cruz pela motivação para a elaboração desse trabalho. Também pelas sugestões e pelas discussões enriquecedoras que contribuíram para os estudos realizados durante o mestrado, que serviram de subsídios para a elaboração desse trabalho.

À Prof<sup>da</sup>. Henriette Lebre La Rovere pelo apoio, amizade e motivação.

Ao Eng. Felipe A. Tamashiro e à Eng<sup>a</sup>. Karin R. Baran pelo auxílio nos modelos de percolação; à Eng<sup>a</sup>. Danusa B. Vasconcellos e à Eng<sup>a</sup>. Daniela B. Nascimento pelas discussões sobre as etapas de projeto e concessão pela ANEEL. Agradeço também às empresas Engevix, Intertéchn e Eletrosul, e aos seus colaboradores pelas oportunidades de trabalhar e discutir os assuntos que motivaram a realização desta pesquisa.

Enfim e não menos importante, agradeço muito à minha filha Giulia que foi compreensiva e ao meu marido Luis pelo apoio e motivação. Agradeço aos meus pais Vani e Angelo que sempre me apoiaram, pela paciência, ajuda em casa e para com a Giulia e por terem investido todo o esforço deles na educação de seus filhos; aos meus irmãos Carolina e William que estiveram sempre disponíveis e me incentivando, em especial à Carol e David pelas discussões e apoio que foram muito importantes; à Noemia pela disponibilidade e dedicação para com a Giulia; à Angela, que me ajudou sempre que estive por perto e me incentivou muito; e também ao Rubem, Gabriela, Danusa, Silvana, Cíntia, Clarisse, Angel, Betina, André, Rose, Ivani, Paula e aos demais familiares, colegas e amigas (os) que me ajudaram ou acompanharam o processo com paciência, me incentivando e apoiando.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS .....</b>	<b>1</b>
1.1 INTRODUÇÃO .....	1
1.2 ETAPAS DO TRABALHO .....	3
1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO .....	4
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1 INTRODUÇÃO .....	6
2.2 PROJETO DE BGC POR MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS .....	6
2.3 ESTUDOS DE GUTSTEIN (2003) .....	7
2.4 CRITÉRIOS DE PROJETO E NORMALIZAÇÃO NA ÁREA .....	10
2.5 ESTUDOS DO CIGB/ICOLD.....	12
2.6 OUTROS TRABALHOS NA ÁREA DE BGC .....	14
<b>3. VISÃO GERAL DO PROJETO DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO .....</b>	<b>22</b>
3.1 INTRODUÇÃO .....	22
3.1.1 <i>Etapas de projeto</i> .....	23
3.1.2 <i>Concessão de energia e contratos EPC/turnkey</i> .....	26
3.1.3 <i>Projeto básico da Barragem de Gravidade de Concreto</i> .....	27
3.2 CONCEITUAÇÃO E EXEMPLOS .....	29
3.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS .....	36
3.4 AÇÕES ATUANTES .....	38
3.4.1 <i>Peso próprio e empuxos</i> .....	38
3.4.2 <i>Subpressões e Pressões intersticiais</i> .....	40
3.4.3 <i>Efeitos de variação de temperatura</i> .....	41
3.4.4 <i>Efeitos de deformações</i> .....	42
3.4.5 <i>Efeitos de reações deletérias com agregados</i> .....	43
3.4.6 <i>Efeitos quanto ao sismo</i> .....	45
3.4.7 <i>Pressão do gelo e Impacto das ondas</i> .....	45
3.5 MODELO HIDROGEOLÓGICO .....	45
3.5.1 <i>Traçado de redes de fluxo</i> .....	47
3.5.2 <i>Crériterios simplificados para a determinação das subpressões</i> .	55
3.5.3 <i>Resumo dos aspectos importantes quanto às subpressões</i> .....	61
3.6 MODELO GEOMECÂNICO .....	63
3.7 PROJETO QUANTO AO SISMO.....	68
3.7.1 <i>Sismo induzido</i> .....	73
3.7.2 <i>Pressões hidrodinâmicas devido às ações sísmicas</i> .....	75
3.8 CASOS DE CARREGAMENTO.....	78
3.8.1 <i>Caso de Carregamento Normal (CCN)</i> .....	79

3.8.2	Caso de Carregamento Excepcional (CCE) .....	81
3.8.3	Caso de Carregamento Limite (CCL).....	82
3.8.4	Caso de Carregamento de Construção (CCC).....	83
3.8.5	Casos de Carregamentos com Sismos .....	84
3.9	VERIFICAÇÕES TRADICIONAIS DE ESTABILIDADE GLOBAL .....	86
3.9.1	Segurança à flutuação .....	87
3.9.2	Segurança ao tombamento.....	88
3.9.3	Segurança ao deslizamento.....	89
3.9.4	Avaliação das tensões.....	96
3.9.5	Avaliação complementar das tensões e tombamento.....	97
3.9.6	Comentários a respeito dos critérios de tensões .....	98
3.10	ANÁLISE COMPUTACIONAL DE BGC .....	100
3.10.1	Introdução .....	100
3.10.2	Modelo de BGC pelo Método dos Elementos Finitos .....	102
3.10.3	Modelagem segundo as diretrizes de boletins CIBG/COLD .....	109
3.11	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA UTILIZANDO MODELOS NUMÉRICOS .....	122
3.11.1	Segurança pelo estado limite de ruptura pontual (MRP) .....	123
3.11.2	Segurança pelo estado limite de ruptura geral (MRG).....	127
3.11.3	Aplicações do MRP e MRG x métodos tradicionais .....	129
4.	<b>TÓPICOS ESPECIAIS.....</b>	<b>132</b>
4.1	INTRODUÇÃO .....	132
4.2	ANÁLISES NÃO-LINEARES .....	133
4.3	ANÁLISES PLÁSTICAS .....	135
4.3.1	Propriedades dos geomateriais.....	136
4.3.2	Plasticidade do solo .....	136
4.3.3	Plasticidade da rocha e do concreto .....	138
4.3.4	Exemplo de ruptura progressiva .....	142
4.3.5	Método da linha de ruptura por escorregamento (slipline)....	145
4.3.6	Método do equilíbrio limite .....	147
4.3.7	Método de Análise Limite .....	148
4.3.8	Resumo sobre o emprego da Plasticidade em BGC .....	159
4.4	ANÁLISE NÃO-LINEAR PELO EMPREGO DA MECÂNICA DA FRATURA .....	160
4.5	NOÇÕES BÁSICAS SOBRE AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS .....	164
4.6	NOÇÕES DE ANÁLISE DE RISCO.....	168
4.6.1	Relações de causa e efeito para a ruptura ao deslizamento ...	169
5.	<b>METODOLOGIA PARA O PROJETO DE BGC POR MÉTODOS COMPUTACIONAIS.....</b>	<b>173</b>
5.1	INTRODUÇÃO .....	173
5.2	CONSIDERAÇÕES - JUSTIFICAÇÃO DOS MODELOS .....	174
5.3	CONSIDERAÇÕES - VALIDAÇÃO DOS MODELOS .....	176

5.4 ESTUDOS INICIAIS DA BGC QUANTO À ESTABILIDADE GLOBAL (ETAPA 1).....	177
5.4.1 <i>Definição do modelo geomecânico e hidrogeológico</i> .....	177
5.4.2 <i>Identificação das seções de análise de estabilidade global</i> ....	177
5.4.3 <i>Estudos iniciais da seção</i> .....	178
5.4.4 <i>Seção de BGC definida na Etapa 1</i> .....	179
5.4.5 <i>Exemplo de aplicação dos métodos tradicionais - contato concreto-rocha</i> .....	181
5.5 TIPO DE ANÁLISE (ETAPA 2) .....	183
5.6 ESTADO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA BGC (ETAPA 3).....	184
5.6.1 <i>Modelo via MEF do corpo da barragem</i> .....	185
5.6.2 <i>Modelo de EF do conjunto barragem-fundação</i> .....	185
5.6.3 <i>Modelos tridimensionais pelo MEF</i> .....	187
5.7 DETERMINAÇÃO DA MALHA (ETAPA 4) .....	187
5.7.1 <i>Discretização da estrutura</i> .....	187
5.7.2 <i>Dimensões do maciço de fundação</i> .....	190
5.7.3 <i>Modelagem da Vinculação</i> .....	194
5.7.4 <i>Simplificações de geometria na modelagem</i> .....	194
5.7.5 <i>Refinamento do modelo</i> .....	195
5.8 MODELAGEM DO CARREGAMENTO (ETAPA 5) .....	197
5.8.1 <i>Carregamentos para análise do contato concreto-rocha</i> .....	198
5.8.2 <i>Carregamentos para análise de descontinuidades</i> .....	204
5.8.3 <i>Carregamentos para análise de base fraturada</i> .....	209
5.8.4 <i>Comentários sobre a aplicação dos modelos propostos</i> .....	213
5.8.5 <i>Outros estudos</i> .....	214
5.9 DETERMINAÇÃO DAS SUBPRESSÕES PELO MEF (ETAPA 6).....	215
5.9.1 <i>Exemplo de estudo - modelo para estudo de percolação pelo MEF</i> .....	216
5.10 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MATERIAIS (ETAPA 7)....	218
5.10.1 <i>Introdução</i> .....	218
5.10.2 <i>Exemplo de estudo para o contato concreto-rocha</i> .....	219
5.10.3 <i>Exemplo de estudo paramétrico para análise de descontinuidades</i> .....	220
5.10.4 <i>Análise dos resultados e regiões de concentração de tensões</i> .....	220
5.11 ANÁLISE DOS RESULTADOS (ETAPA 8) .....	225
5.11.1 <i>Introdução</i> .....	225
5.11.2 <i>Verificação de Estabilidade Global</i> .....	225
5.12 VOLTA AO INÍCIO (ETAPA 9).....	239
<b>6. TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>241</b>
6.1 <b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>241</b>
6.2 <b>VALIDAÇÃO DE NOVAS FERRAMENTAS</b> .....	<b>241</b>
6.3 <b>JUSTIFICAÇÃO DOS NOVOS MODELOS FORMADOS</b> .....	<b>245</b>

6.4 OUTROS ESTUDOS .....	246
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....	249
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	255
APÊNDICE 1: APLICAÇÃO DOS MÉTODOS TRADICIONAIS...	265
APÊNDICE 2: INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO .....	274
APÊNDICE 3 - MODELOS DE PERCOLAÇÃO.....	280
ÍNDICE DE FIGURAS .....	286
ÍNDICE DE QUADROS .....	291

## RESUMO

O emprego de modelagem computacional por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) se faz necessário no projeto de barragens de gravidade de concreto, quando se deseja considerar a deformabilidade da fundação e as subpressões por meio de critérios mais aprofundados, e/ou quando na existência de planos de descontinuidades em fundações de barragens, dentre outros. No entanto, as verificações de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto por meio de modelagem computacional pelo MEF ainda suscita dúvidas e discussões. As pesquisas relacionadas ao assunto são de diferentes enfoques e áreas de conhecimento e muitas vezes não geram de imediato contribuições para o projeto de BGC por não abordarem a visão geral do problema. Este trabalho tem como objetivo apresentar uma visão geral do problema de projeto de BGC e discutir metodologias para a análise computacional dessa estrutura. A visão geral do problema é feita a partir de um levantamento do "estado da arte" de projeto de BGC, incluindo alguns aspectos que são importantes e não são abordados nas referências pesquisadas. Em seguida, a visão geral do problema é utilizada para a discussão de metodologias de projeto de BGC por meio de programas computacionais. Em suma, mostra-se que as metodologias para a modelagem computacional de BGC e respectivos casos de carregamentos, com enfoque de projeto, envolvem uma previsão de fenômenos nos modelos numéricos muito maior do que a modelagem computacional segundo as publicações do Comitê Ad Hoc Sobre Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens - CIGB/ICOLD. Apesar de não desenvolver e aplicar todas as teorias abordadas, este trabalho traz contribuições importantes para o projeto de barragens de gravidade de concreto, como a sistematização da validação e justificação dos modelos para projeto e a identificação dos aspectos que ainda precisam de maiores estudos para serem aplicados em projeto e pesquisa, entre outros.

Palavras-chave: *barragem de gravidade, estabilidade, critérios de projeto, concreto, método dos elementos finitos.*

## ABSTRACT

Gutstein, Daniela. *Structural design of concrete gravity dams by means of computational methods: Overview and Methodology*. Doctoral Thesis. Post-Graduation Program in Civil Engineering, Federal University of Santa Catarina, 2011. 291p.

Computational modeling by means of the Finite Element Method (FEM) is required in the design of concrete gravity dams (CGDs) when, for example, the deformability of the foundation and the uplift pressure are considered by means of more refined criteria and/or there are discontinuity planes in the dam foundations. However, the verification of the global stability of CGDs by means of computational modeling by FEM still raises doubts and discussions. Studies related to this subject have adopted different approaches and areas of knowledge and often do not generate immediate contributions to the design of CGDs since they do not consider an overview of the problem. The aim of this thesis is to present an overview of the problem of CGD design and discuss the methodologies available for structural computational analysis. A general overview of the problem is gained from a survey of the state of the art of CGD design, including some aspects that are important but have not been dealt with in the relevant publications. This overview of the problem is then used as a basis for the discussion of the methodologies available for CGD design by means of computational methods. In summary, it is demonstrated that the methodologies applied in the computational modeling of CGDs and the respective cases of loading, focusing the design aspects, involve predictions of the numerical modeling phenomena which are much greater than those of the computational modeling carried out according to the publications of the Ad Hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams - ICOLD. Although all of the theories approached are not developed and applied, this study provides important contributions to the design of CGDs, including the systematization of the validation of models for design and the justification of their application, as well as the identification of the aspects that still require further study in order to be successfully applied in design and research, among others.

Key-words: *concrete gravity dam, stability, design criteria, Finite Element Method*.

## **1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS**

### **1.1 Introdução**

Barragens de gravidade são estruturas de concreto sólidas que mantêm sua estabilidade contra cargas de projeto devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do concreto (U.S.ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1995).

O estudo dessas estruturas e a motivação para a elaboração desse trabalho partiu das constantes discussões sobre os critérios de projeto a empregar quando na elaboração das análises de estabilidade de Barragem de Gravidade de Concreto (BGC), por meio de métodos analíticos e computacionais. Também da observação da evolução do desenvolvimento e aplicação de ferramentas computacionais em outras subáreas de interesse da engenharia de estruturas e até mesmo na área de geologia e geotecnia e como esses recursos podem ser aplicados nas estruturas de barragens. São exemplos os modelos aprimorados aplicados às edificações, às estruturas industriais e também em análise de estabilidade de taludes e de maciços de rocha em túneis e outras escavações. Apesar de que nos últimos 10 anos se esteja adotando mais a modelagem computacional nas estruturas de barragens em diversas empresas de projeto, no que diz respeito ao projeto quanto à estabilidade global, o seu emprego ainda é insipiente e resulta muitas vezes em fonte de dúvidas e discussões.

Convém explicar que o objetivo inicial deste trabalho era dar continuidade aos estudos de trabalhos anteriores da autora na área de modelagem computacional de BGC. No entanto, devido aos diferentes caminhos e interdisciplinaridades que foram identificados durante as pesquisas feitas para este trabalho, resolveu-se abordar inicialmente estes caminhos. Isto porque as publicações pesquisadas para este trabalho envolveram diversas sub-áreas, como análise de estruturas, geotecnia, mecânica das rochas, mecânica da fratura, energia, confiabilidade estrutural, análise de risco e também engenharia de sismos, dentre outras. Cada uma dessas sub-áreas tem publicações que tratam da modelagem computacional de BGC ou do respectivo conjunto barragem-fundação ou somente de fundações. Apresentam um ou alguns aspectos do problema e formas diferentes de tratá-lo, por meio de modelagens computacionais e programas específicos. Então, julgou-se que mais importante inicialmente é apresentar as várias formas de tratar o problema tendo o conhecimento dos estudos que já foram feitos e o aspecto geral do problema, para em seguida identificar os caminhos que são promissores para a continuidade da pesquisa.

Portanto, este trabalho tem como objetivo geral discutir metodologias para a análise de estabilidade global de estruturas de Barragens de Gravidade de Concreto (BGC) por meio de métodos computacionais, proporcionando algumas diretrizes que possam contribuir para os critérios de projeto de BGC e normalizações futuras considerando o desenvolvimento tecnológico dos últimos anos. O escopo deste trabalho se insere na necessidade de fazer uma ligação entre a prática de engenharia e o desenvolvimentos de metodologias para a otimização de projetos, abrangendo a problemática apresentada neste trabalho. A grande diversidade de estudos específicos na área que são apresentados ao longo do trabalho, muitas vezes não geram de imediato contribuições para o projeto de BGC por não apresentarem uma visão geral do problema. Assim, embora não seja seu objetivo inicial, este trabalho vem também a fazer um levantamento do "estado da arte" de projeto de BGC.

Dentre os principais aspectos apresentados nesse trabalho, apresenta-se uma discussão teórica à luz das recentes pesquisas sobre o emprego de análise computacional em engenharia de barragens, realizadas no âmbito do CIGB/ICOLD (*Comission Internationale des Grands Barrages/International Comission on Large Dams*) especificamente para o caso das barragens de gravidade de concreto. Elabora-se uma síntese dos principais aspectos relacionados à modelagem numérica das BGC encontrados nos boletins publicados pelo Comitê Ad hoc sobre Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB/ICOLD). São destacados pontos que indicam a necessidade de uma análise mais aprofundada destas estruturas, bem como a busca de uma sistematização de metodologias a serem adotadas quando nas verificações de estabilidade global de BGC utilizando-se de métodos computacionais. Mostra-se que, diferente dos estudos desenvolvidos pelo Comitê Ad Hoc do ICOLD, este trabalho estuda metodologias para a modelagem computacional de BGC com os respectivos casos de carregamentos que podem ser aplicadas no projeto das estruturas de BGC e não em análises de acompanhamento dessas estruturas. Isto envolve uma previsão de fenômenos nos modelos numéricos muito maior, conforme será discutido ao longo do trabalho.

Para que os objetivos desse trabalho sejam atingidos, entende-se que será necessário:

- Propor uma visão geral do problema envolvendo a fundamentação teórica e as teorias que estão por trás dos critérios de projeto já existentes para análise de estabilidade global de barragens de

gravidade de concreto por meio de métodos analíticos;

- Estudar e avaliar as considerações das publicações do Comitê Ad hoc sobre Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens do CIGB/ICOLD, bem como os demais critérios apresentados, no que diz respeito à metodologia de projeto de BGC por meio de métodos computacionais;

- Discutir uma metodologia de projeto de BGC por meio de métodos computacionais, apresentar exemplos de aplicações, baseando-se nos estudos desenvolvidos em Gutstein (2003) e outros autores, quanto à modelagem computacional de BGC por meio do Método dos Elementos Finitos, utilizando-se também outras experiências anteriores da autora na área.

- Identificar e propor diretrizes para a elaboração de trabalhos futuros empregando a metodologia discutida neste contexto.

## **1.2 Etapas do Trabalho**

Apresenta-se inicialmente a Revisão Bibliográfica, no Capítulo 2, indicando o panorama geral de pesquisas na área de estudo onde se insere este trabalho. Logo após é desenvolvida a Visão Geral do Problema de BGC considerando a aplicação dos métodos numéricos, no Capítulo 3, que faz parte das contribuições científicas deste trabalho. Apresenta-se neste contexto uma discussão dos métodos de análise numérica e métodos tradicionais, à luz das considerações trazidas nas publicações do Comitê Ad hoc Sobre Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens - CIGB/ICOLD, relacionadas ao projeto de BGC abordando uma análise crítica. Sendo assim, os assuntos tratados no Capítulo 3 são muito mais do que uma "revisão bibliográfica" pois são discutidos alguns aspectos importantes que não são abordados nas referências pesquisadas. São destacados aqueles itens que podem ser aplicados e também aqueles que precisam de maiores estudos dentro do tema do trabalho. No Capítulo 4, fazendo parte ainda da Visão Geral do Problema, são tratados alguns tópicos especiais que estão relacionados aos aspectos apresentados no Capítulo 3. Fazem parte dos assuntos deste capítulo, os princípios relacionados às análises não-lineares, que consideram a plasticidade dos materiais e que consideram o emprego da Mecânica da Fratura, onde os conceitos básicos e algumas aplicações dentro do tema do trabalho são discutidas. Ao final do capítulo, são também introduzidas noções básicas sobre ações e segurança nas estruturas e de análise de risco. Este Capítulo foi introduzido neste trabalho tendo como objetivo abrir um parênteses, tratando melhor alguns conceitos que estão por trás de algumas discussões trazidas no Capítulo 3.

No Capítulo 5 é abordada a Metodologia para a análise de barragens, a partir da utilização de métodos computacionais, empregando o Método dos Elementos Finitos e a ferramenta comercial SAP2000. Apesar dessa metodologia ser dependente do tipo de ferramenta computacional adotada, algumas etapas são genéricas ou adaptáveis à modelagem computacional por meio de diferentes ferramentas. Adota-se o programa SAP2000 por ser usualmente adotado e disponível nos escritórios de projetos de barragens brasileiras. No entanto, a metodologia que se discute está um pouco acima do tipo de análise e de programa computacional, ou seja, em determinados momentos podem ser utilizadas outras ferramentas (que tenham outros recursos de análises) os quais podem ser inseridos ao longo da metodologia.

O Capítulo 5 é desenvolvido então, tendo como base os estudos de caso, exemplos e também aplicações de modelos numéricos pelo Método de Elementos Finitos (MEF) de BGC para a análise do estado de tensão-deformação e de estabilidade global efetuadas em trabalhos anteriores, de forma a considerar os fenômenos e métodos apresentados na Visão Geral do Problema do Capítulo 3.

No Capítulo 6, outras aplicações que também podem ser adotadas para o aprimoramento da modelagem de BGC são indicadas, para direcionamento de estudos futuros, de forma a considerar outros fenômenos apresentados na Visão Geral do Problema. Convém ressaltar que isso não inviabiliza a aplicabilidade da Metodologia desenvolvida, pelo contrário, a aplicação de teorias e programas de modelagem computacional diferentes dos adotados nas aplicações deste trabalho, pode ser feita como estudos complementares. Assim, o direcionamento de estudos futuros por meio da metodologia apresentada neste trabalho pode vir a identificar e aprimorar mais rapidamente as áreas que necessitam de maiores estudos para o projeto via modelagem computacional do que uma série de pesquisas sendo realizadas com diferentes critérios.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões do trabalho, destacando as contribuições da Visão Geral do Problema e da Metodologia para o projeto e verificação da segurança à estabilidade global de BGC.

### **1.3 Limitações do trabalho**

Devido ao aspecto de grande abrangência deste trabalho, o mesmo não pretende desenvolver e aplicar todas as teorias abordadas na visão geral e também na área de modelagem estrutural de BGC, apesar de procurar identificá-las ao longo do trabalho.

Também a questão da Segurança das Estruturas não é aprofundada neste trabalho, pois já foi escopo de trabalhos anteriores e um estudo aprofundado mais recente seria um trabalho à parte. Elaborase uma releitura dos critérios de Segurança Estrutural a serem considerados que são baseados em fatores de segurança previamente estabelecidos, conforme as referências citadas ao longo do trabalho.

Os temas de Confiabilidade Estrutural, Análise de risco e análise por meio da Mecânica da Fratura são introduzidos neste trabalho de forma mais geral, mostrando algumas aplicações já existentes e suas limitações. O objetivo de introduzir estas disciplinas é identificar as áreas, vantagens e desvantagens de aplicação, bem como os seus conceitos básicos dentro do foco deste trabalho.

De uma forma geral os trabalhos na área de Confiabilidade Estrutural e de teorias não-lineares mais complexas tais como a Mecânica da Fratura, têm sido fonte de estudos de BGC na literatura internacional, porém sem considerar todos os aspectos de projeto das BGC. Os trabalhos na área de Mecânica da Fratura ainda são, na maior parte dos casos, adaptados a estudos específicos, de análise de estruturas existentes para reabilitação ou monitoramento e também considerando análises sísmicas. A Visão Geral apresentada neste trabalho organiza os aspectos do projeto de BGC de forma que a mesma possa ser introduzida em determinadas etapas com análises mais aprofundadas dessas teorias, por exemplo, à medida que forem sendo disponibilizadas aos projetistas por meio de recursos computacionais comerciais. Estas teorias serão mais facilmente aplicadas em etapas seguintes a este trabalho, aplicando a metodologia aqui abordada e envolvendo as características de BGC descritas no Capítulo 3 de Visão Geral do Problema.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

Neste capítulo, apresenta-se um resumo dos principais trabalhos existentes na área de Barragens de Gravidade de Concreto (BGC), focando em atividades de projeto e pesquisa, que são referência ou onde se insere este trabalho. Esta área é multidisciplinar incluindo as disciplinas de análise e dimensionamento estrutural cujas características de geometria e propriedades dos materiais são provenientes da geotecnia, geologia e hidrogeologia. Também outras áreas de conhecimento podem ser aplicadas na área de projeto de BGC, tais como, confiabilidade estrutural e análise de risco, mecânica da fratura, para casos específicos e análise dinâmica, para os casos de regiões sujeitas a sismos. Em geral estes trabalhos podem ter tanto um enfoque de projeto<sup>1</sup> quanto de acompanhamento, monitoramento e reabilitação para avaliação de estruturas existentes. As tendências de pesquisa na área de barragens de concreto são mostradas de forma a identificar as lacunas e áreas de conhecimento insuficiente do ponto de vista de projeto de BGC.

### 2.2 Projeto de BGC por métodos analíticos e numéricos

As principais etapas de projeto estrutural de barragens de gravidade de concreto correspondem às verificações de estabilidade global e de tensões atuantes, ao longo de planos potenciais de ruptura no corpo da barragem e no conjunto barragem-fundação. Os planos localizados no conjunto barragem-fundação podem ser: o contato concreto-rocha e possíveis planos de fraqueza estrutural na fundação conforme o modelo geomecânico da fundação<sup>2</sup>. Planos de fraqueza correspondem às falhas, estratificações, juntas, entre outros e são denominados de descontinuidades na fundação. Também a presença de heterogeneidades podem ocasionar outros planos ou regiões de fraqueza estrutural na fundação.

Para isto, ainda se adotam usualmente métodos analíticos para as verificações de estabilidade global, assim como métodos simplificados

---

<sup>1</sup> Num problema de projeto as características do conjunto barragem-fundação e seus carregamentos são pré-definidos a partir dos critérios de projeto pré-estabelecidos e experiências de obras anteriores. Desta forma, a elaboração de modelos de projeto passa por diferentes etapas pois se prevêem quantidade e precisão de dados maiores do que num problema de acompanhamento/monitoramento da obra ou de recuperação estrutural, onde podem ser feitas análises numéricas empregando dados obtidos de instrumentação e observacionais para calibrar os modelos numéricos (retroanálises).

<sup>2</sup> O modelo geomecânico é melhor discutido no item 3.6.

para a obtenção do estado de tensões, baseados na teoria de corpo rígido, os quais não consideram a deformabilidade dos materiais envolvidos, dentre outras propriedades físicas e geomecânicas. Também outras ações importantes atuantes nestas estruturas, tais como os empuxos de terra, hidrostáticos e subpressões, são considerados de forma mais simplificada quando se consideram critérios básicos de projeto, que são nacionalmente ou internacionalmente reconhecidos.

A modelagem estrutural empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e análise numérica tem sido adotada também na área de barragens – dimensionamento estrutural e estabilidade global, como sendo uma forma mais adequada de tratar o problema. No entanto, os critérios de projeto reconhecidos e freqüentemente adotados não fornecem orientações para a elaboração de modelos, sua análise e interpretação. As recomendações e estudos que já foram feitos em modelagem de estruturas convencionais não se aplicam diretamente na modelagem de estruturas de barragens. Devido à variabilidade dos parâmetros envolvidos e também dos diversos tipos de modelo, de elementos e de análises possíveis, é freqüente restarem dúvidas quando no desenvolvimento dos modelos e na interpretação dos resultados. Desta forma, a modelagem estrutural via MEF e análise numérica, quando empregada na análise estrutural e de estabilidade de barragens de gravidade de concreto tem sido feita praticamente em função da experiência dos projetistas.

### **2.3 Estudos de Gutstein (2003)**

A análise estrutural do conjunto barragem de gravidade de concreto - fundação por meio do MEF foi estudada por Gutstein (2003), em dissertação de mestrado intitulada "Estudo de tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto por meio do Método dos Elementos Finitos". Os estudos foram feitos para uma seção transversal de BGC hipotética de 50m de altura e inclinação de talude de jusante igual a 0,70H:1V, considerando um modelo geomecânico composto por planos de descontinuidades hipotéticos na fundação. Foi utilizado o Método dos Elementos Finitos para a modelagem do conjunto barragem-fundação, cujos materiais foram considerados homogêneos e isotrópicos. Análises paramétricas com variações das propriedades dos materiais do maciço rochoso e das descontinuidades foram feitas a fim de avaliar a sensibilidade do modelo aos parâmetros inicialmente e depois em espectro maior para simular diversas condições geológicas possíveis. Foi avaliada a influência da deformabilidade dos materiais da fundação no estado de tensão-deformação da estrutura. As tensões obtidas pelo MEF para maciços

deformáveis foram comparadas àquelas obtidas por meio da teoria de corpo rígido e maciço indeformável adotada nos critérios usuais de projeto, tais como Eletrobrás (2003), U.S. Army Corps of Engineers (1995) e U.S. Bureau of Reclamation (1976). Comparações também foram feitas com relação às tensões obtidas por Tyelke *apud* Grishin (1982), onde a deformabilidade da fundação foi considerada por meio de métodos analíticos.

Foram obtidos diagramas de tensões ao longo de planos potenciais de ruptura hipotéticos, tais como o contato concreto-rocha e descontinuidades na fundação, considerando-se análise elástico-linear. Para alguns casos específicos, também foi considerada a não-linearidade por meio da propagação de fraturas no modelo elaborado pelo Método dos Elementos Finitos. O método de propagação de fratura foi empregado de forma aproximada por meio da aplicação de carregamentos de empuxos hidrostáticos e subpressões de forma iterativa com a deformada da estrutura, em regiões localizadas do modelo onde foram ultrapassadas as tensões admissíveis de tração dos materiais. Para isso, foi adotado um procedimento análogo aos métodos conhecidos como de fissuração discreta para estruturas de concreto segundo Ngo e Scordelis (1968), modificando-se a malha do modelo de Elementos Finitos de acordo com a abertura das fissuras. Gutstein (2003) concluiu basicamente e independente do tipo de análise (linear ou não-linear) que a aproximação da barragem como um corpo rígido perde a validade à medida que o maciço é mais deformável, tanto para as tensões obtidas no contato concreto-rocha quanto mais nos planos de descontinuidades da fundação. Este estudo forneceu indicações de ordem de grandeza da deformabilidade da fundação, em relação à deformabilidade do concreto da barragem, onde os maciços podem ser considerados como sendo rígidos, ou como sendo deformáveis.

O objetivo principal do trabalho desenvolvido em Gutstein (2003) foi a avaliação da influência da deformabilidade da fundação no projeto de barragens de gravidade por meio do MEF. Também se estudou a influência da deformabilidade da fundação nas análises de estabilidade ao deslizamento da BGC, como aplicações e para análise e comparações dos resultados. As tensões internas obtidas pelos modelos numéricos de Gutstein (2003) foram utilizadas em verificações de estabilidade global ao deslizamento com relação às verificações por métodos tradicionais analíticos.

Nos métodos tradicionais analíticos, a segurança da estrutura ao longo dos planos potenciais de ruptura foi avaliada por meio de critérios

usuais de projeto que consideram o Método de Gravidade, recomendado por U.S.Bureau of Reclamation (1976) e de Equilíbrio Limite, recomendado por U.S.Army Corps of Engineers (1995).

Nas verificações de estabilidade global que empregam os resultados obtidos pelo MEF, foram utilizados os métodos de Ruptura Global e de Ruptura Pontual, discutidos em Rocha (1981), que são baseados no critério de ruptura dos materiais da superfície de deslizamento Mohr-Coulomb. Do primeiro método se obtém um fator de segurança ao deslizamento médio para uma superfície potencial de ruptura analisada, onde se considera a integração das tensões atuantes para o cálculo do fator de segurança ao deslizamento global. No segundo método se considera uma verificação em cada nó localizado ao longo dos planos potenciais de ruptura, obtendo-se fatores de segurança pontuais. Ou seja, em cada ponto do modelo nesses planos verificam se as tensões atuantes obtidas pelo MEF versus tensões resistentes que são calculadas a partir da expressão de Coulomb com parâmetros de resistência dos materiais adotados (coesão e ângulo de atrito). Muitas divergências foram encontradas quando os diferentes critérios foram aplicados e também para o conjunto de parâmetros de deformabilidade dos materiais da fundação. As diferenças ocorreram tanto entre os resultados obtidos de métodos analíticos e aqueles obtidos pelo MEF (Ruptura Global e Ruptura Pontual) quanto entre esses dois últimos métodos.

Os estudos de verificações de estabilidade global por meio do MEF de Gutstein (2003) forneceram indicativos que a deformabilidade da fundação influencia na estabilidade global da estrutura e, também, as metodologias adotadas para a elaboração dos modelos numéricos (análise linear e não-linear com propagação de fratura, modelos com abertura de fenda, dimensões do maciço a considerar, variabilidade de parâmetros, entre outros). No entanto, esse estudo não foi conclusivo.

As diferenças encontradas nas distribuições de tensões e verificações de estabilidade global por meio de métodos analíticos e dos métodos numéricos podem ter ocorrido em função das teorias e hipóteses que estão por trás dos tipos de análises efetuadas. Fazendo uma analogia com os critérios de Segurança Estrutural empregados para estruturas convencionais de concreto, os fatores de segurança obtidos por métodos analíticos (método de equilíbrio limite e método de gravidade) corresponderiam a uma abordagem de Estado Limite Último onde toda a capacidade resistente da estrutura é considerada. Já os fatores de segurança obtidos por meio de análises elástico-lineares, mesmo para os casos de ruptura global corresponderiam a uma

abordagem por tensões admissíveis. A análise não-linear com propagação de fraturas poderia estar mais próxima da abordagem por Estado Limite Último. No entanto, deve-se ressaltar que essas comparações são simplificadas e mostram a posição relativa das duas metodologias em probabilidades aceitas de ruína. Faz-se necessário, neste momento, estudar melhor as diferenças que envolvem as premissas básicas entre os dois enfoques (computacional e analítico) que são bem diferentes.

#### **2.4 Critérios de projeto e normalização na área**

No Brasil não existe normalização na área específica de projeto de barragens. Na parte de análise e dimensionamento estrutural de estruturas de concreto valem as prescrições das normas de projeto de estruturas de concreto, tais como a norma brasileira ABNT NBR 6118 (ABNT, 2003), européia EN 1992-1-1 (CEN, 2004) e norte-americana ACI 318 (ACI, 2008) em suas últimas versões, bem como as demais normas específicas de materiais e de referência.

No entanto, o projeto de barragens a que se refere o texto, envolvendo as estruturas de gravidade de concreto não é coberto por estas normas. Existem critérios de projetos elaborados por grandes empresas, laboratórios e em conjunto com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) - representante nacional da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB/ICOLD). São, por exemplo, os critérios da Eletrobrás (2003) e demais elaborados pelo órgão para diversas subáreas. Estes critérios baseiam-se em recomendações reconhecidas internacionalmente propostas em U. S. Army Corps of Engineers (1995), U.S. Bureau of Reclamation (1976), Federal Energy Regulatory Commission (1991), dentre outros, que são frequentemente tomados como base para os critérios específicos de empreendimentos hidrelétricos que são elaborados para cada projeto.

Este cenário no âmbito internacional não é diferente de uma forma geral. Pode-se citar a declaração de Royet et al (2009) de que não há um método verdadeiramente padronizado na França para comprovar a estabilidade de barragens de gravidade. Este autor cita que na França se faz uso de publicações internacionalmente reconhecidas como aquelas publicadas pelo French Committee on Large Dams (FRCOLD, 2002 *apud* ROYET et al, 2009), por U.S. Bureau of Reclamation e por U.S. Army Corps of Engineers.

As normas européias e brasileiras, mesmo que não tenham o objetivo de serem empregadas diretamente em estruturas de barragens merecem atenção quanto às filosofias de projeto adotadas. Sendo assim, as normas existentes na área de projeto de estruturas de concreto estão

baseadas em formulações de Estados Limites estabelecidas a partir de métodos semi-probabilísticos. No Brasil, as estruturas de concreto e também estruturas metálicas e de madeiras são regidas pela norma ABNT NBR8681 (ABNT, 2003) de Ações e Segurança nas Estruturas, sendo o Eurocode 1 (CEN, 1990), a norma correspondente europeia. Em geral, nas formulações de Estados Limites, as ações e resistências são definidas por seus valores característicos e utilizam-se coeficientes de ponderação parciais para majorar e combinar ações e minorar resistências, conforme casos de carregamentos pré-estabelecidos. Em Royet et al (2009) é apresentada uma revisão crítica de métodos para avaliação probabilística com o objetivo de aplicação na segurança estrutural de barragens. Também se discute uma metodologia para a sua aplicação em BGC considerando as ações hidrostáticas a que são submetidas e resistência ao cisalhamento.<sup>3</sup>

Os critérios de U. S. Army Corps of Engineers (1995), U.S. Bureau of Reclamation (1976) e Federal Energy Regulatory Commission (1991) por sua vez, trazem verificações analíticas que devem ser feitas para a garantia da estabilidade global, tais como, as verificações ao deslizamento, tombamento e flutuação, bem como os respectivos coeficientes de segurança mínimos que devem ser atendidos para as condições de carregamentos, de uma maneira determinística. Também estabelecem formulações de corpo rígido a serem adotadas para verificações de tensões. Estas verificações devem ser feitas considerando planos potenciais de ruptura pré-estabelecidos (contato concreto-rocha, planos localizados no corpo da barragem e/ou na fundação conforme o modelo geomecânico). Para os mesmos critérios de referência, o MEF é recomendado quando for necessário um maior refinamento das análises por conta de geometrias complexas e variação grande das propriedades dos materiais. No entanto, os critérios indicam apenas superficialmente como projetar estas estruturas usando métodos

---

<sup>3</sup> É esclarecido Royet et al (2009) que o artigo discute estudos que foram desenvolvidos inicialmente por um grupo de trabalho do Comitê Francês de Grandes Barragens (FRCOLD) e que estão em desenvolvimento por um projeto de pesquisa e desenvolvimento neste país. Este projeto de pesquisa está sendo conduzido em parceria entre o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Blaise Pascal (*Blaise Pascal University*), a empresa SAFEGE de consultoria em engenharia e a Cemagref, que é um instituto de pesquisa pública envolvido em segurança de barragens. Segundo Carvajal et al (2007 apud ROYET et al, 2009), o objetivo deste projeto de pesquisa é desenvolver uma metodologia para a aplicação de métodos confiabilidade estrutural na avaliação da segurança de barragens de gravidade de concreto submetidas a cargas hidrostáticas.

computacionais e não deixam claro como o MEF pode ser utilizado para garantir as condições de estabilidade e de verificação de tensões requeridas nos mesmos. Segundo o manual de projeto para fundações rochosas de U.S.Army of Engineers (1994) o MEF é recomendado para ser utilizado de forma auxiliar para verificações localizadas (de concentração de tensões). Esse manual também recomenda que a análise de estabilidade global seja feita pelo método do equilíbrio limite e suas hipóteses.<sup>4</sup> Quando se fala em compatibilidade de deformações, que são verificações excluídas do método de equilíbrio limite, esse manual recomenda a utilização do MEF concomitantemente a interpretações especiais de dados de ensaios de campo e de laboratório. Isto quando forem previstas grandes deformações na ruptura para diferentes materiais de fundação de forma relativa, ou seja, que possam influenciar os resultados de uma análise de estabilidade.

## 2.5 Estudos do CIGB/ICOLD

Os estudos desenvolvidos pelo ICOLD divulgados no Brasil pelo CBDB também apontam para a necessidade de elaboração de manuais relacionados ao emprego de modelos numéricos na engenharia de barragens, conforme tem demonstrado suas publicações e trabalhos de comissões específicas para o assunto, tais como o Boletim 30a (ICOLD, 1987), Boletim 94 (ICOLD, 1994) e Boletim 122 (ICOLD,2001)<sup>5</sup>. A aplicação do MEF e outros métodos numéricos em barragens de uma forma geral, foi abordada inicialmente no Boletim 30a do ICOLD. Esse boletim trouxe indicações de alguns caminhos a serem adotados, baseados nas formulações e aplicações existentes até o momento para a modelagem computacional de barragens de concreto. Foi enfatizada por Zienkiewicz a necessidade de se formular novos critérios de projeto:

*Temos enfatizado nesse boletim a necessidade da formulação de novos critérios de projetos que sejam apropriados para a era computacional e indicado alguns caminhos que são seguidos atualmente por alguns. Entretanto, o problema de alcançar um código racional e universalmente aplicável permanece (ICOLD, 1987, p.II, tradução nossa).*

Mais recentemente o Boletim 94 (ICOLD, 1994) e o Boletim 122 (ICOLD,2001) que foram elaborados pelo Comitê Ad Hoc Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens do ICOLD vieram a

---

<sup>4</sup> O método do equilíbrio limite e suas hipóteses são tratados no Capítulo 3.

<sup>5</sup> O documento Boletim 122 (ICOLD, 2001)<sup>(18)</sup> é uma tradução do respectivo boletim publicado pelo ICOLD em 1999.

desmistificar o tema para barragens em geral. Os mesmos apresentam compilações e discussões referentes aos trabalhos desenvolvidos por este Comitê. Definem e trabalham sob três aspectos chave para a verificação de resultados provenientes de modelos computacionais usualmente utilizados na engenharia de barragens: Validação, Justificação e Garantia da Qualidade. Estes aspectos têm sido adotados como base para a verificação dos estudos e validação de "programas e modelos" nas oficinas de referência realizadas pelo Comitê do ICOLD<sup>6</sup>. O Boletim 122 apresenta índices de confiabilidade que são adotados para classificar os estudos numéricos realizados em problemas de barragens e identificar as áreas de conhecimento insuficiente para os trabalhos futuros deste Comitê.

O assunto relacionado ao estudo de barragens de concreto discute que o estudo de estabilidade global é bem solucionável por meio de verificações de equilíbrio de corpo rígido, feitas somente no corpo da barragem, o que não é sempre o caso da análises numéricas de modelos pelo Método de Elementos Finitos ou outros métodos matemáticos computacionais. Isto se conclui também porque o Boletim 122 cita em outro momento que os

*...os modelos podem ser considerados de elevada eficiência para avaliar a estabilidade local, mas de baixa para a estabilidade global. Na prática, a avaliação da estabilidade local é comumente utilizada como uma ferramenta preliminar. A indicação da estabilidade local em todos os componentes e áreas chave da barragem permitiria inferir sobre a estabilidade global. Por outro lado, a determinação da instabilidade local não implica em instabilidade global, a menos que a instabilidade local seja identificada em vários pontos, de modo que se forme um mecanismo. Caso contrário, a indicação é de que uma análise de nível mais elevado deve ser realizada para investigar a redistribuição de tensões e/ou potenciais de deslizamento. (ICOLD, 2003, p.40).*

O Boletim 122 aponta também índices de confiabilidade para a solução de problemas por métodos numéricos para dois problemas: de Estabilidade local e global relacionadas ao estado de fissuração e do Estado de tensão-deformação (deslocamentos, deformações, tensões,

---

<sup>6</sup> As Oficinas de referência ou Benchmarks Workshops (BW) são realizadas pelo Comitê Ad Hoc de Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens e são planejadas com o objetivo de fornecer "soluções de referência" para temas pré-estabelecidos na área de análise computacional de barragens. Os temas dos BW e suas discussões trabalhadas de 1987 a 1993 e de 1993 a 1999, estão apresentados nos Boletins 94 e 122, respectivamente.

movimentos de juntas etc). Para estes problemas são dados índices de confiabilidade para três condições de carregamento: construção, primeiro enchimento e operação.

Uma análise mais detalhada destes índices é feita no Capítulo 3. Mas de uma forma geral, para os problemas de estabilidade e de tensão-deformação, o Boletim 122 (ICOLD,2001) indica que os modelos permitem uma análise a partir de métodos numéricos computacionais mas com limitações e/ou dificuldades e na maior parte dos casos somente podem fornecer indicações qualitativas ou comparativas. Apenas o caso de modelagem do Estado de tensão-deformação de barragem de concreto para o caso de operação foi considerado com boa confiabilidade com relação às soluções fornecidas pelos respectivos modelos numéricos.

No entanto, onde se quer chegar é que ao longo deste boletim é citado ou recomendado por várias vezes que sejam feitas calibrações/ajustes dos modelos a partir de dados de instrumentação e monitoramento. De fato entende-se que os modelos podem ser melhor aplicados para as análises no caso de operação quando se dispõe do acompanhamento dos dados desde o início das etapas de construção da barragem em estudo. Mas tanto mais complexo pode ficar a representação do problema quanto em etapas mais anteriores à operação. Do ponto de vista de projeto existem ainda mais fenômenos difíceis de serem modelados e representados numericamente do que aqueles considerados no Boletim 122 (ICOLD,2001) para a análise de confiabilidade dos modelos. Entende-se aqui que o Boletim 122 (ICOLD,2003), embora não esclareça, trata da modelagem computacional que é mais aplicável para fases de acompanhamento, monitoramento e reabilitação das estruturas. As análises feitas no mesmo não são diretamente aplicáveis para o comportamento de projeto.

## **2.6 Outros trabalhos na área de BGC**

Dentre as publicações na área, a maior parte se refere ao estudo do contato concreto-rocha que é a superfície potencial de ruptura clássica de BGC sempre verificada, mas também alguns estudos consideram as descontinuidades ou heterogeneidades na fundação que podem ser condicionantes nas verificações de estabilidade.

Diversas aplicações de métodos analíticos para cálculo de estabilidade já foram publicadas. Consideram a barragem como sendo um corpo rígido por meio do método de gravidade onde as tensões são calculadas pelas teorias da Resistência dos Materiais. A metodologia para a análise de estabilidade global de BGC por métodos analíticos já

foi abordada em Mason (1988) e Jansen (1988) a partir dos critérios de projeto usuais de referência, como U.S.Army Corps of Engineers (1995) e U.S.Bureau of Reclamation (1976). Essa metodologia foi estudada por Cruz e Barbosa (1981) onde são propostos critérios de cálculo de subpressões e de estabilidade de BGC por meio de métodos analíticos. Estes critérios baseiam-se em dados de medições de subpressões de barragens brasileiras, conforme Cruz e Fernandes (1978), onde é proposto um critério simplificado para cálculo de subpressões em planos de descontinuidades de fundações de maciços basálticos. Comparações com medições de subpressões de barragens do Bureau of Reclamation e barragens brasileiras encontradas em Casagrande (1961 *apud* CRUZ E BARBOSA, 1981, p.343) e Serafim e Del Campo (1965 *apud* CRUZ E BARBOSA, 1981, p.343) são inseridas no trabalho.

Em Oliveira et al (2002), o método de gravidade é utilizado para a dedução de expressões de cálculo de tensões normais e de cisalhamento ao longo do contato concreto-rocha e planos no corpo de BGC, no entanto não considera as subpressões e não é um caso de interesse prático. Em Amadei e Illangasekare (1992) este método é utilizado seguindo as recomendações de FERC (1991), com a consideração de subpressões, drenagem, base fraturada e caso de carregamento normal. Em Leclerc et al (2003), o método de gravidade é aplicado para uma BGC e contato concreto-rocha por meio do programa computacional CADAM (*Computer aided stability analysis of gravity dams*). Neste programa se tem a opção de considerar diferentes critérios de projeto para verificações de estabilidade estática e dinâmica e determinação das subpressões, tais como os apresentados em U.S.Army Corps of Engineers (1995), U.S.Bureau of Reclamation (1976), FERC (1991), Eletrobrás (2003) e outros, sempre para estruturas consideradas como sendo um corpo rígido apoiado em maciço indeformável.

No entanto, a partir dos estudos de Tyelke *apud* Grishin (1982) por meio de métodos analíticos (onde a subpressão não foi considerada), de Rocha (1977) e Rocha (1981) por meio de métodos numéricos pelo MEF, são fornecidas indicações em que a deformabilidade da rocha influencia as tensões no plano de análise e também a estabilidade da barragem. Outros estudos publicados em Silveira et al (1974) mostram também a variação do comportamento estrutural de barragens (de contrafortes de abóbodas múltiplas de concreto) quando fundadas em maciços heterogêneos, fazendo-se uma análise linear paramétrica pelo MEF para diferentes parâmetros geomecânicos e materiais homogêneos e isotrópicos. A influência da deformabilidade da fundação no

comportamento estrutural das BGC é comprovada em Gutstein (2003) pelo MEF, conforme apresentado no item anterior.

Os trabalhos discutidos no 5<sup>th</sup> Benchmark Workshop<sup>7</sup> (ICOLD, 1999) tiveram como objetivo estudar a modelagem computacional de barragens de gravidade de concreto para o plano potencial de ruptura contato concreto-rocha, considerando como dados: uma seção transversal hipotética de barragem de gravidade com 80m de altura, inclinação do talude de jusante de 0,73H:1V e três critérios usuais de subpressões<sup>8</sup> (em síntese: subpressão nula, subpressão na base fraturada com drenos operantes e subpressão na base fraturada com drenagem inoperante). Foram fornecidos os demais dados de propriedades dos materiais e também para progressões de fraturas para serem utilizados quando fosse aplicável (ICOLD, 1999).

O objetivo do 5<sup>th</sup> BW era validar os modelos para este caso de análise, fornecendo as respostas ou soluções de referência: determinar a carga de colapso iminente (ou seja, o nível de cheia correspondente à ruptura iminente da estrutura), a curva carregamento versus deslocamento da crista da barragem para análises incrementais, a distribuição de tensões ao longo do contato concreto-rocha sem a abertura de junta para um carregamento igual a 0,8 da carga de colapso iminente determinada e os deslocamentos correspondentes para a situação com abertura de junta; sendo todos os casos considerando os três critérios usuais de subpressões pré-estabelecidos. A cheia de ruptura iminente de uma barragem de concreto é um importante parâmetro para a estimativa da segurança da barragem a ser comparado com a cheia máxima provável determinada em projeto, segundo ICOLD (1999).

Foram enviadas três contribuições<sup>9</sup> para a discussão do tema no 5<sup>th</sup> BW: de Linsbauer e Bhattacharjee, adotando o programa FRAC\_DAM que foi dedicado ao problema; Manfredini et al, que utilizou o programa comercial ABAQUS a partir de uma subrotina especial desenvolvida e Palumbo et al que utilizou o programa comercial DIANA na sua versão padrão e elementos disponíveis no

---

<sup>7</sup> Este evento foi realizado em 1999 em Denver logo após a publicação do Boletim 122.

<sup>8</sup> Para conceituação e determinação das subpressões ver explicações do item 3.5.

<sup>9</sup> Segundo Palumbo na Síntese dos métodos e análises (ICOLD,1999), isto se deu devido à complexidade do problema que foi subestimado pelo Comitê Ad hoc organizador durante a fase de definição do tema. Os trabalhos do 5th BW correspondem aos principais estudos de referência deste Comitê referente às Barragens de Gravidade de Concreto, conforme esclarecido para a autora pelos membros participantes do 10th BW realizado em Paris, em 2009.

programa (ICOLD,1999). Os primeiros autores também publicaram o tema posteriormente em revista (LINSBAUER E BHATTACHARJEE, 2004).

É importante destacar a principal conclusão do evento: em geral os três trabalhos forneceram poucos resultados quantitativamente comparáveis, devido às diferenças de cada modelo desenvolvido pelos autores, apesar dos dados de entrada terem sido pré-estabelecidos pelos organizadores do evento.

Dentre as demais conclusões, Palumbo (ICOLD,1999) destacou que foi encontrado um certo grau de convergência entre os resultados com relação ao modelo sem subpressão, ainda que tenham sido encontradas diferenças nos modelos que não permitiram uma comparação quantitativa maior dos resultados. Para os dois modelos com subpressões foram encontradas divergências que se deveram, em suma, aos diferentes modelos de junta e subpressão "acoplada" calculada na extensão da base fraturada. Apesar da subpressão ser um dado de entrada, isto ocorreu devido às diferenças de modelamento e de alguns parâmetros, que por sua vez se devem aos diferentes recursos computacionais e decisões tomadas na elaboração dos modelos.

Diversas discussões foram feitas no relatório final do evento, onde se concluiu que os trabalhos indicaram alguns aspectos que precisam de maiores estudos para melhor compreensão do problema e que uma experimentação numérica seria necessária para atingir maior confiança nos algoritmos em procedimentos não-lineares. Também Palumbo (ICOLD,1999) concluiu que somente aqueles parâmetros que são realmente significativos para a caracterização do fenômeno físico em escala real deveriam ser utilizados. Assumiu-se que é necessária uma avaliação maior de sensibilidade do modelo aos parâmetros, como por exemplo à coesão, resistência a tração, energia de fratura, leis de amolecimento etc. Também foi comentado que deveria ser considerada a velocidade de enchimento do reservatório, uma vez que foram assumidas algumas hipóteses de carregamentos nas análises não-lineares e também a taxa de escoamento hidráulico mais realista (baseada em dados reais).

Diversos outros autores podem ser citados na área de modelagem computacional de barragens de gravidade. No entanto de uma forma geral cada um destes artigos e pesquisas são baseados em alguns dos aspectos do projeto de BGC, devido à multidisciplinaridade dos temas envolvidos.

Diversos trabalhos na área de Mecânica da Fratura aplicados às barragens de gravidade de concreto são encontrados na literatura, tais

como, Kumar e Nayak (1994), Bazant (1996), Plizzari (1998), Chuhan et al (2002), Bolzon (2004), Mirzabozorg e Ghaemian (2004) e Herrera López (2005).

Em geral, esta disciplina começou a ser aplicada e desenvolvida para utilização em estruturas hidráulicas, em avaliação de estruturas existentes de BGC por estarem deterioradas e/ou com fissuras. Também tem sido aplicada quando é necessário reavaliar a estrutura devido à mudanças nas condições climáticas e dos fenômenos naturais que possam alterar os carregamentos da estrutura (condições mais severas de enchentes e/ou terremotos em geral), tal como exemplificado em Ellingwood e Tekie (2001). Também podem demandar uma análise mais aprofundada quanto à estabilidade das estruturas um ou mais fatores como mudanças de vizinhança e urbanização no entorno da barragem, alterações em critérios de projetos, aplicações de análises probabilísticas de barragens existentes para fins de análise de risco e minimização dos mesmos frente aos aspectos levantados durante a operação dos empreendimentos. A reavaliação estrutural seja quanto à perda de sua resistência ou aumento dos carregamentos por critérios convencionais como o U.S.Bureau of Reclamation (1976), muitas vezes implica em reforço da estrutura, como por exemplo a instalação de tirantes na porção de montante das BGC, para aumentar a segurança ao deslizamento da estrutura com relação à fundação e também mudanças no sistema de drenagem e de injeções. Algumas vezes, no entanto, estas soluções podem ser tecnicamente impossíveis de serem executadas ou geram problemas para a operação da usina e/ou manutenção das estruturas para os quais as mesmas não foram inicialmente planejadas, além é claro das questões econômicas. Nestes casos a modelagem computacional refinada pode possibilitar a comprovação da segurança estrutural, evitando soluções anti-econômicas e difíceis de serem executadas.

Segundo Kumar e Nayak (1994), as barragens de concreto podem ser analisadas por meio da Mecânica da Fratura. No entanto, os autores salientam que ainda ninguém forneceu até o momento respostas para os problemas a partir de uma aproximação unificada e da caracterização dos seus materiais baseada nos princípios da Mecânica da Fratura. Análises paramétricas são realizadas ao longo do trabalho empregando a propagação de fraturas horizontais nas zonas de tração da barragem. São obtidas algumas conclusões a respeito do comportamento da estrutura como a relação da fissuração com a deformabilidade do maciço de fundação; da inclinação dos taludes da barragem, da proporção de área tracionada no contato e níveis de tensões com relação à altura da

barragem, entre outros aspectos abordados.

Em Plizzari (1998), se estuda o efeito da variação das subpressões nas fraturas na carga de colapso iminente, por meio de análise por Mecânica da Fratura Elástico-Linear. O autor avalia a influência da distribuição das subpressões ao longo da fratura de barragens de gravidade de concreto. São aplicadas expressões propostas pelo autor em suas publicações anteriores para a avaliação de fatores de intensidade de tensões, que são calculados a partir de funções de forma para diferentes ações atuantes em barragens de gravidade (PLIZZARI, 1997 *apud* PLIZZARI, 1998). Um estudo paramétrico da influência da subpressão em fatores de intensidade de tensão e ângulo de propagação de fraturas é realizado. Em Plizzari (1998) são assumidas distribuições de subpressões triangulares, retangulares e intermediárias atuantes nas fraturas. Um caso de estudo é elaborado para a análise do contato concreto-rocha pelo Método dos Elementos Finitos e adotando o programa MERLIN. Em Bazant (1996), vários estudos de segurança de BGC publicados são revisados e comparados com estudos que empregam a Mecânica da Fratura. O autor conclui que os fatores de segurança de estruturas de concreto e de rocha obtidos pelo modelo de corpo rígido e material não resistente à tração (*no-tension design*) não são sempre a favor da segurança e que a Mecânica da Fratura deve ser utilizada. A aplicação mostrada se refere ao modelo de Koyna Dam (GIOIA et al *apud* BAZANT, 1996), onde o mecanismo estudado foi o de ruptura no corpo da barragem.

Outros trabalhos que empregam análises não-lineares também são encontrados na literatura, tais como, Goodman e Ahigren (2000) Ellingwood e Tekie (2001), Liu et al (2003a), Liu et al (2003b), Brand (2004), dentre outros.

Em Brand (2004), é discutida a aplicação de um método variacional para avaliar os modos de falhas de barragens de concreto em arco. O autor descreve que o MEF tem sido aplicado para solução de problemas de mecânica estrutural por meio século, mas a sua aplicação na engenharia de barragens está confusa. O autor comenta que devido à maior parte das análises pelo MEF serem baseadas na relação carga-deformação linear as mesmas são incapazes de avaliar os mecanismos de ruptura que são por natureza não-lineares. Neste trabalho é desenvolvido um programa implementando uma análise não-linear física, considerando elementos de concreto que não admitem tração e aplicando num modelo de barragem em arco, a partir do qual é identificado um modo de falha no corpo da barragem homogêneo, por meio do teorema da energia potencial estacionária mínima. O autor não

menciona qual tratamento é dado às subpressões, bem como uma relação para a determinação de coeficientes de segurança estrutural quanto à estabilidade.

Em Ellingwood e Tekie (2001), a avaliação da barragem de Bluestone foi feita a partir de modelos simples elástico-lineares de início e utilizados critérios de ruptura (Hoek & Brown) para a consideração da não-linearidade do material e avaliação da segurança da barragem. Em Goodman e Ahigren (2000), apresenta-se o estudo de caso de avaliação da barragem Scott Dam locada em fundação de baixa resistência, caracterizada pelo modelo Melange (*melange model*). Um estudo por meio de critérios analíticos de equilíbrio limite, segundo FERC (1991), indicara que a barragem necessitaria de reforço estrutural para atingir o fator de segurança requerido. Foi feito um estudo numérico empregando o Método das Diferenças Finitas e programa FLAC que possibilitou a consideração de juntas ao longo dos contatos concreto-rocha e outros, bem como o critério de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. Foram obtidas as curvas não-lineares de altura do reservatório x deslocamentos para diferentes parâmetros dos materiais da fundação. O trabalho detalha alguns aspectos da modelagem e indica que a barragem foi considerada estável pela metodologia computacional adotada, descartando a necessidade de intervenção na estrutura.

Para a barragem de gravidade de concreto em CCR Three Gorges, na China, em LIU et al (2003a) são apresentados estudos elaborados de projeto envolvendo modelos físicos, que forneceram subsídios para a identificação de mecanismos e parâmetros adotados nos modelos computacionais abordados em Liu et al (2003b).

Assim, uma análise mais detalhada é necessária para este e demais projetos encontrados na literatura. No entanto neste momento vale ressaltar que em cada estudo teve diferentes formas de tratar os problemas, seja pelas características especiais das condicionantes de projeto, a exemplo do modelo geomecânico Melange comentado anteriormente (GOODMAN e AHIGREN, 2000), mas também em função do tipo de análise, dos critérios de ruptura, das aproximações e parâmetros adotados.

Para finalizar, como os estudos relacionados à aplicação da Mecânica da Fratura citados têm um enfoque de avaliação das estruturas existentes considerando os problemas de modelagem que ainda existem para esse enfoque (como citado por Kumar e Nayak anteriormente), está-se mais distante ainda de que a Mecânica da Fratura forneça respostas para a solução de problemas de projeto, obviamente no atual

estado da arte. Os aspectos de projeto e a possível aplicação da Mecânica da Fratura, além de outros modelos não-lineares são discutidos neste trabalho no Cap.3.

### **3. VISÃO GERAL DO PROJETO DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO**

#### **3.1 Introdução**

A demanda crescente de energia elétrica no Brasil tem promovido cada vez mais a construção de vários empreendimentos hidrelétricos no setor, tanto de pequeno, como de grande porte.

Para as Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs), por exemplo, estima-se que o potencial de geração que pode ser desenvolvido para as próximas quatro décadas é de 25 mil megawatts. Segundo o CBDB (2010), atualmente as PCHs respondem pelo percentual equivalente a 3% da energia do país, podendo alcançar nessa estimativa a 8%. Para as Usinas Hidrelétricas (UHEs) por sua vez, o Brasil ainda tem um grande potencial a aproveitar.

Isso tem proporcionado o interesse crescente em pesquisa a fim de viabilizar a adoção de novas tecnologias, buscando métodos de análise e dimensionamento mais adequados às estruturas e materiais envolvidos, eliminando incertezas. Também pode promover a otimização estrutural que se faz cada vez mais necessária, tanto para projetistas, quanto para proprietários de empreendimentos hidrelétricos, e, finalmente para os consumidores do produto final destas obras, de forma que lhes sejam repassados menores custos de implantação, operação e manutenção, mantendo-se a segurança das estruturas projetadas.

A engenharia de barragens também tem sido influenciada pela tendência de redução de custos em projeto e na execução de seus empreendimentos. Assim, padronizações mínimas a serem atendidas em critérios de projetos, códigos e normalizações são muito importantes para a garantia da segurança estrutural do empreendimento. Os critérios de projeto devem trazer orientações sem prejudicar o desenvolvimento tecnológico. Além disso, é fundamental a realização das investigações preliminares de projeto, como as investigações geológico-geotécnicas e demais estudos que forem necessários e identificados durante as fases de projeto. Esses estudos têm como objetivo fornecer os dados necessários para as tomadas de decisões e elaboração do projeto.

Barragens de Gravidade de Concreto (BGC) são largamente difundidas no mundo, sendo reconhecidas pelo seu histórico ao longo dos anos, pela relativa simplicidade de projeto e construção, pelo alto grau de segurança para alturas significativas da barragem e condições climáticas. A utilização deste tipo de barragem tornou-se ainda mais atrativa com a introdução do sistema construtivo de concreto

compactado com rolo (CCR). Segundo Chapira Kuperman (2005) a viabilização da metodologia do CCR em barragens deve-se a uma série de vantagens, sendo as principais a rapidez construtiva e a economia obtida. Se destacam a redução do custo pela utilização de equipamentos de terraplenagem para a colocação do concreto, minimização de formas e a redução do prazo de execução. A partir de Andriolo (1998) se observa que as propriedades mecânicas do CCR endurecido, de uma forma geral, podem ser similares às do concreto convencional.

O uso de concreto compactado a rolo em barragens teve início na década de 60, sendo mais difundido mundialmente a partir da década de 80. Segundo o Boletim 117 (ICOLD, 2000), o CCR desenvolveu-se inicialmente nos países industrializados e espalhou-se rapidamente pelo mundo. No Brasil, segundo Andriolo (1998), a primeira barragem construída com o sistema CCR foi a de Saco de Nova Olinda, em 1986, tornando-se mais popular na década de 90, com a construção das barragens do Jordão e de Salto Caxias, seguidas por várias outras de Usinas Hidrelétricas (UHEs) e de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs). Atualmente já somam cerca de 60 o total de barragens em CCR no Brasil.

A segurança da barragem de gravidade de concreto de UHEs e PCHs contra galgamento<sup>10</sup> durante o período construtivo das cheias permite maior flexibilidade de construção. É uma característica que influencia na escolha da barragem a adotar nos estudos de arranjo geral onde os prazos de projeto e construção são cada vez mais restritos.

### **3.1.1 Etapas de projeto**

As etapas de projeto de empreendimentos hidrelétricos são definidas para atender aos requisitos de aprovação do empreendimento pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

A ANEEL estabelece em sua legislação resoluções que são aplicáveis conforme o tipo do empreendimento hidrelétrico e suas etapas em estudo. Essas resoluções tomam como referência as Diretrizes para Elaboração de Projeto Básico de Usinas Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 1999), Diretrizes para Estudos e Projetos para Pequenas Centrais Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 2000), Instruções para Estudos de Viabilidade de Aproveitamentos Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 1997a), Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias

---

<sup>10</sup> Galgamento (*overtopping*) é o termo empregado para o transbordamento da água armazenada no reservatório à montante da barragem sobre a crista da barragem. As barragens de gravidade de concreto não rompem com a passagem da água sobre a sua crista, como ocorre em situação análoga para as barragens de terra, de enrocamento etc.

Hidrográficas (ELETROBRÁS, 1997b), entre outros.

As etapas e os estudos de projeto para a implantação de empreendimentos hidrelétricos, de forma geral, são definidos nas Diretrizes para Elaboração de Projeto Básico de Usinas Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 1999), que são os seguintes:

a) Estimativa do potencial hidrelétrico: É a etapa dos estudos em que se procede a análise preliminar das características da bacia hidrográfica, especialmente quanto aos aspectos topográficos, hidrológicos, geológicos e ambientais, no sentido de verificar a vocação da bacia para geração de energia elétrica. Essa análise, exclusivamente pautada nos dados disponíveis, permite efetuar uma primeira avaliação do potencial, definir prioridades, prazos e os custos dos estudos da etapa seguinte.

b) Estudos de inventário hidrelétrico: É a etapa em que se determina o potencial hidrelétrico da bacia hidrográfica e se estabelece a melhor divisão de queda, mediante a identificação dos aproveitamentos que, no seu conjunto, propiciem o máximo de energia, ao menor custo e com o mínimo impacto ao meio ambiente. Essa análise é efetuada com base em dados secundários, complementados com essenciais informações de campo, e pautado em estudos básicos cartográficos, hidrometeorológicos, energéticos, geológicos e geotécnicos, ambientais e outros usos de água. Dessa análise resultará um conjunto de aproveitamentos, suas principais características, índices custo – benefício e índices ambientais.

c) Estudos de viabilidade: É a etapa em que se define a concepção global de um dado aproveitamento, da divisão de queda selecionada na etapa anterior, visando sua otimização técnico-econômica e ambiental e a obtenção de seus benefícios e custos associados. Essa concepção compreende o dimensionamento do aproveitamento, as obras de infraestrutura local e regional necessárias a sua implantação, o reservatório, a área de influência, os outros usos da água e as ações sócio-ambientais correspondentes. Os Estudos de Viabilidade se constituem em documento de suporte técnico para os processos de licitação da concessão.

d) Projeto básico: É a etapa em que o aproveitamento, concebido nos Estudos de Viabilidade, é detalhado de modo a definir, com maior precisão, a segurança das estruturas através do desenvolvimento das características técnicas do projeto, as especificações técnicas das obras civis e equipamentos eletromecânicos, bem como os projetos sócio-ambientais.

e) Projeto executivo: É a etapa em que se processa a elaboração

dos desenhos de detalhamento das obras civis e dos equipamentos eletromecânicos, necessários a execução da obra e a montagem dos equipamentos. Nesta etapa são tomadas todas as medidas pertinentes à implantação do reservatório e dos projetos sócio-ambientais.

Em suma, a seção da barragem de gravidade é definida preliminarmente nos estudos de viabilidade do empreendimento, onde são estudadas três alternativas de arranjo geral de forma a identificar a solução de investimento do empreendimento como um todo que seja mais atrativa. Estes estudos são encaminhados para a ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica), conforme suas normas e instruções (ELETROBRÁS, 1997a), contendo os orçamentos preliminares que foram elaborados para cada alternativa. No projeto básico a alternativa que foi escolhida nos estudos de viabilidade é desenvolvida e otimizada. Respeitam-se as características básicas definidas no estudo de viabilidade que foi aprovado pela ANEEL<sup>11</sup>.

As estruturas que compõem o arranjo geral do projeto básico são definidas tendo como base as condicionantes dos estudos de investigação geológico-geotécnicos, energéticos, de hidrologia, de hidráulica e eletro-mecânicos.

Os dados do projeto eletro-mecânico (geometria e ações devidas aos seus equipamentos e instalações) são considerados para o lançamento das estruturas civis e pré-dimensionamento. Mas a análise e dimensionamento das estruturas que compõem o arranjo geral são feitas posteriormente, na etapa de projeto executivo, onde estes dados são confirmados e detalhados pelos fornecedores de equipamentos. A barragem de gravidade de concreto, em geral, tem pouca interface direta com o projeto eletro-mecânico e muita interface com a geologia, geotecnia e hidráulica, que deve ser bem estudada.

Assim, são definições de projeto básico para a BGC, o projeto civil e projeto geotécnico com as suas especificações. O projeto civil é baseado em critérios de projeto e seus casos de carregamentos, e em especificações de geometria provenientes do projeto hidráulico. O projeto geotécnico é baseado na geologia e traz especificações para o sistema de drenagem e injeções, para a limpeza e tratamento de fundações e projeto de escavação.

---

<sup>11</sup> Segundo experiência da autora, qualquer empresa pode propor os estudos de viabilidade para um dado empreendimento, desde que atendam às recomendações da ANEEL. Tendo uma solução que foi aprovada pela ANEEL, a mesma é então aprimorada nos estudos de projeto básico. O projeto básico não precisa ser desenvolvido pelo mesmo empreendedor ou interessado que propôs os estudos de viabilidade do empreendimento.

No projeto executivo civil são definidos detalhes construtivos da BGC, tais como a cota da fundação, das camadas de concretagem, tipo de concreto (classes de concreto), acabamentos das superfícies, geometria das superfícies hidráulicas no caso de barragem-vertedouro, detalhes dos tratamentos e drenagem de fundações quando houver, entre outras.

### 3.1.2 Concessão de energia e contratos EPC/turnkey

As subdivisões do projeto em fases (inventário, viabilidade, básico e executivo) tem relação com a legislação brasileira para a concessão de energia elétrica segundo a ANEEL, que por sua vez influencia na forma de contratação por EPC/turnkey que vem sendo adotada no Brasil, desde as privatizações ocorridas no setor a partir da década de 90. A modalidade de contrato tipo EPC<sup>12</sup> (*Engineering, Procurement and Construction Contracts*) e gerenciamento de empreendimentos a "preço fechado" até a entrega das chaves<sup>13</sup> faz com que as definições do projeto básico sejam fundamentais para a minimização dos riscos aos empreendedores. A concessão de energia pela ANEEL ao empreendedor é feita mediante leilão, onde vence aquele que é capaz de fornecer energia pelo menor preço de energia gerada (em R\$/MWh). A receita que pode ser cobrada pelo empreendedor, proveniente da celebração de contratos de longo prazo de venda de energia, está associada à garantia física (em MW médios)<sup>14</sup> do empreendimento. A obtenção de um valor de tarifa, capaz de gerar o retorno pretendido pelo investidor, envolve uma solução prévia de engenharia, que é desenvolvida em nível de projeto básico<sup>15</sup> e de análise de risco.

---

<sup>12</sup> Termo utilizado corriqueiramente em inglês, que pode ser traduzido por "Contratos de Construção, de Comissionamento e de Engenharia".

<sup>13</sup> Gerenciamento a preço fixo até a entrega das chaves define um contrato tipo *turnkey*.

<sup>14</sup> Garantia Física, conforme a definição do Ministério das Minas e Energia (MME), corresponde às quantidades máximas de energia e potência associadas a um Empreendimento que poderão ser utilizadas para comprovação de atendimento de carga ou comercialização por meio de contratos, conforme a Portaria MME n. 91, de 29 de maio de 2007 (Diário Oficial, de 30 maio 2007, seção 1, p.103)<sup>(19)</sup>;

<sup>15</sup> Segundo experiência da autora, este detalhamento se refere ao "desejável" para as empresas que concorrem no leilão, que podem elaborar internamente um projeto mais detalhado. Mas para que a energia seja leiloada o detalhamento requerido de projeto para UHE's é a nível de viabilidade. Para as PCH's o processo é um pouco diferente e não tem leilão, os requisitos da ANEEL solicitam um projeto a nível de projeto básico. Para as PCHs também não é solicitado pela ANEEL um projeto de viabilidade. Para o caso de PCHs menores (capacidade de geração de até 1MW) a ANEEL solicita apenas um projeto muito simplificado. Observa-se na prática que, devido à falta de detalhamento necessário do projeto básico que tem ocorrido para alguns casos de PCHs, a contratação de um projeto básico "consolidado" após a licitação, tem sido necessária e adotada por algumas empresas.

Para a disputa do leilão geralmente é formado um consórcio que é composto pelas empresas do futuro proprietário (responsável pela geração e fornecimento de energia), construtor, projetista e fornecedores de equipamentos. Após o leilão, o consórcio vencedor será responsável pelo projeto e execução da obra até a entrega das chaves. A modalidade de contratação entre o proprietário e as empresas de engenharia pode variar mas, em geral, cabe ao proprietário da obra garantir que as especificações do projeto básico sejam atendidas e ao restante do consórcio, desenvolver o projeto executivo, realizando o detalhamento de projeto e as modificações que forem necessárias, para atender a todos os requisitos definidos no projeto básico.

Sendo assim, o proprietário verifica a conformidade do andamento do projeto e da obra. Este trabalho também pode ser terceirizado para outra empresa que se torna responsável pela Engenharia do Proprietário e utiliza os documentos contratuais definidos no projeto básico como referência.

Segundo Gomez et al (2006) embora nesse momento o projeto não esteja totalmente definido, o preço global e o prazo de entrega do empreendimento estão.

Desta forma, no projeto executivo de barragens de gravidade de concreto podem ser feitas otimizações da sua geometria, como por exemplo, efetuar mudanças na cota de fundação diminuindo a escavação e economizando concreto. Novos custos no projeto executivo não são desejáveis pois de uma forma geral não se pode alterar o preço global contratado. As otimizações devem ser feitas de forma que os custos sejam menores ou no máximo iguais aos estabelecidos no orçamento de contrato, exceto nos casos de riscos geológicos que não são previsíveis ou nos casos de alteração na legislação, que possam gerar novas demandas na obra. Isto é o idealizado e desejável, mas problemas devido a imprevistos de projeto básico que ocorrem muitas vezes, geram novas demandas de custos para o projeto executivo e para a execução da obra. O desafio neste caso é encontrar um consenso entre as partes envolvidas para resolver os problemas e dividir as despesas e responsabilidades provenientes da solução.

### **3.1.3 Projeto básico da Barragem de Gravidade de Concreto**

Apesar da importância levantada no item anterior, quanto as definições de projeto básico, é ainda usual o emprego de estudos pouco refinados nesta fase.

As verificações de estabilidade global de BGC definem ou corroboram a escolha da seção transversal da barragem e a própria escolha da solução em barragem de gravidade de concreto. As

verificações de estabilidade global são feitas a partir de critérios de projeto, que usualmente recomendam o emprego de métodos analíticos para a verificação de estabilidade global de BGC. Entretanto o estudo adequado das condicionantes geológico-geotécnicas podem caracterizar uma fundação com geometria e/ou materiais envolvidos mais complexos que podem comprometer a estabilidade global da barragem de gravidade de concreto se os mesmos não forem considerados. Para estes casos também se utilizam de métodos analíticos e também mais recentemente da modelagem computacional via Método de Elementos Finitos (MEF), para melhor compreensão dos problemas e balizamento dos resultados. Independentemente das condicionantes, deve ser adotada uma metodologia de projeto que seja adequada para a avaliação da segurança da estrutura por meio dos dois métodos citados. Mais ainda para o caso de situações especiais de projeto.

Atenção especial deve ser dada nesta fase, pois cada vez mais, no projeto básico, são buscadas as soluções as mais econômicas possíveis (para melhor disputar o leilão junto a ANEEL conforme explicado no item 3.1.2), sem prever uma reserva financeira a ser gasta com imprevistos nos estudos de projeto seguintes. O que se observa na prática, no entanto, é que muitas vezes a solução econômica citada não vem acompanhada de um projeto bem elaborado, com o amadurecimento de questões básicas que dependem de uma análise mais aprofundada e também de dados provenientes de investigações geológico-geotécnicas mais detalhadas.

No que diz respeito às verificações de estabilidade global, algumas orientações sobre a utilização de recursos computacionais via MEF poderiam aumentar o uso dessas ferramentas importantes nas fases de projeto. Nestes casos, deveriam ser estabelecidas diretrizes mínimas, tanto para modelagem quanto para análise e interpretação dos resultados e sua aplicação nas verificações de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto.

Do ponto de vista de vida útil destas estruturas é importante a elaboração de projeto de qualidade onde as características apresentadas neste Capítulo possam ser acompanhadas de recursos que possibilitem a rastreabilidade do projeto e também a manutenção e monitoramento das estruturas. A segurança das estruturas e da vizinhança das barragens deve ser garantida durante todas as fases que possam passar as estruturas de empreendimentos hidrelétricos (de projeto, construção, comissionamento, operação e descomissionamento).

Para isso deve ser feito um planejamento para o monitoramento e minimização dos riscos relacionados à segurança das estruturas. Este

assunto tem sido muito debatido no setor de energia hidrelétrica e de recursos hídricos brasileiros. Em 20 de Setembro de 2010 foi aprovada a Lei nº 12334<sup>16</sup> que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Tem como objetivo melhorar o controle das informações sobre as estruturas de barragens, garantindo que a manutenção seja feita adequadamente, e que os eventuais problemas possam ser identificados e sanados, prevenindo acidentes, em suma. A coordenação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens passou para a Agência Nacional de Águas (ANA), que, a partir de agora, terá a responsabilidade de promover a articulação entre as entidades fiscalizadoras dessas construções e a regulamentação para garantir que os objetivos dessa lei sejam alcançados.

Este Capítulo apresenta a visão geral do problema de projeto de BGC quanto à estabilidade global, à luz da revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 2, bem como da experiência consolidada em projetos de BGC, fazendo-se uma compilação das referências citadas ao longo do Capítulo sempre que necessário. O objetivo da elaboração deste capítulo é apresentar as teorias e critérios básicos que devem ser de conhecimento quando no projeto de BGC, que compõem o Estado da Arte dessas estruturas e que portanto são utilizados nos capítulos seguintes.

### **3.2 Conceituação e exemplos**

Barragens e demais estruturas de gravidade, segundo U.S.Army Corps of Engineers (1995) são estruturas de concreto sólidas que mantêm sua estabilidade contra cargas de projeto, por meio de sua forma geométrica, sua massa e também pela resistência do concreto. A sua estabilidade é garantida principalmente pelos esforços devidos à ação da gravidade no concreto (peso próprio), de onde vem sua denominação.

Geralmente as barragens de gravidade são construídas em perfil triangular, ou podem ser levemente curvadas, ou ainda anguladas para acomodar as condições específicas do campo. Devido ao concreto, as barragens podem constituir-se de uma seção vertente (com vertedouro) ou não vertente, dependendo de sua função dentro do projeto como um todo, definida nos estudos de projeto de arranjo geral.

Para ilustrar apresentam-se dois exemplos de BGC das usinas hidrelétricas brasileiras Dona Francisca, no rio Jacuí - Rio Grande do Sul e Cana Brava, no rio Tocantins - Goiás. A Figura 1, mostra o arranjo

---

<sup>16</sup> Fonte: Presidência da República - Casa Civil (2010)

geral das estruturas de Dona Francisca, que é composto por barragem de gravidade de concreto, sendo a seção no leito do rio em barragem-vertedouro de CCR (Figura 2), seguida no lado direito pelas adufas de desvio<sup>17</sup> e depois as estruturas do circuito de geração (Tomada d'água e Casa de força).<sup>18</sup> Na Figura 3 é mostrada uma foto da barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca. A Figura 4 mostra o arranjo geral da UHE Cana Brava, que é composta por BGC na parte central, seguida no lado direito pelas estruturas de concreto e com fechamento em barragem de aterro. No lado esquerdo a barragem de concreto é "abraçada" pela barragem de terra, que faz o fechamento da barragem na ombreira esquerda. Na Figura 5 é apresentada a seção transversal típica da barragem de gravidade de concreto de CCR da UHE Cana Brava e uma foto de jusante.

---

<sup>17</sup> Adufa de desvio é uma estrutura provisória por onde a segunda fase de desvio do rio é feita. O rio é desviado pelos vãos deixados no corpo da barragem que são transitórios. Depois do término da construção, comportas enscadeiras são fechadas para o enchimento do reservatório e tamponamento dos vãos que conferem um fechamento definitivo do desvio pelas adufas.

<sup>18</sup> A convenção adotada para os lados: esquerdo e direito da barragem é a usual estabelecida em projeto, ou seja, à direita ou à esquerda em relação ao sentido estabelecido pelo fluxo de escoamento do rio.

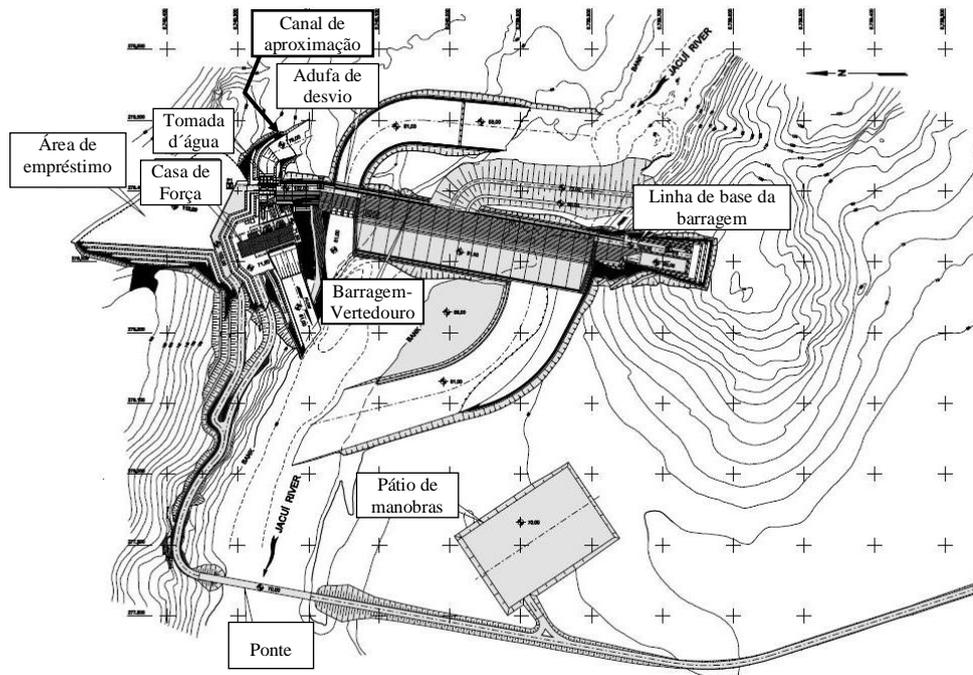


Figura 1: Arranjo Geral da UHE Dona Francisca (adaptado de Sobrinho et al, 2001).

32 Projeto de estruturas de barragens de gravidade de concreto por meio de métodos computacionais: Visão Geral e Metodologia

N.A. Máx.=100,50 m

N.A. Normal = 94,50

N.A. mín = 91,00 m

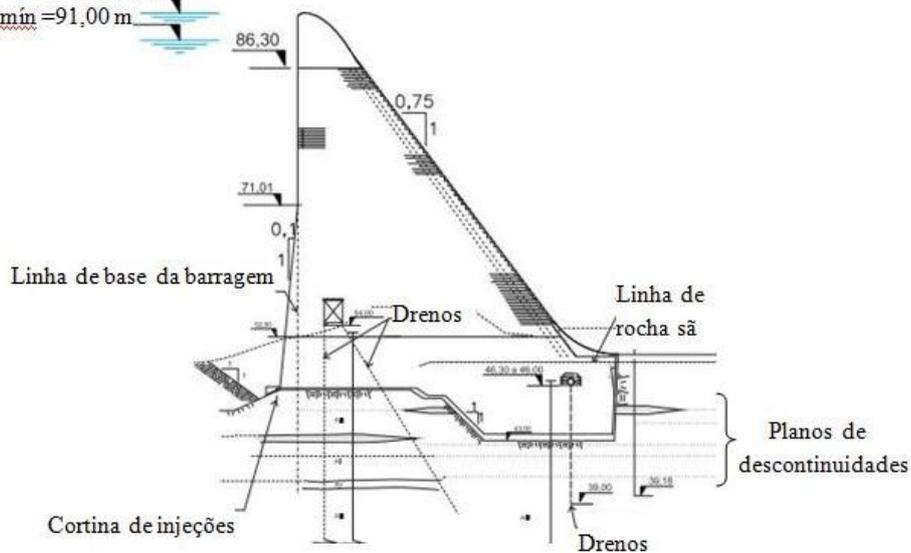


Figura 2: Seção transversal típica da barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca (adaptado de CBDB,2009)

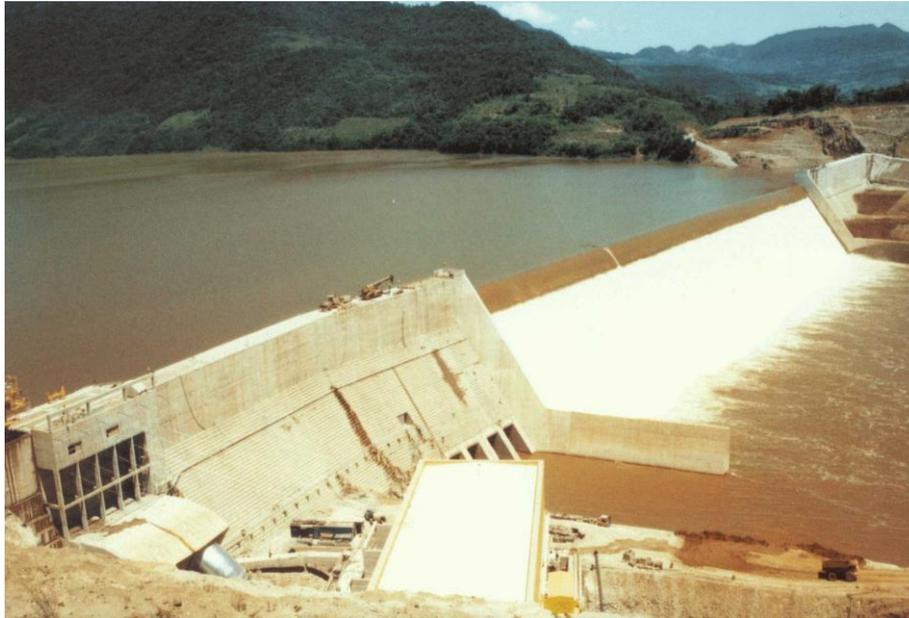


Figura 3: Barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca - Estruturas de concreto, vista da margem direita conforme arranjo geral (cedido por Engevix Engenharia).

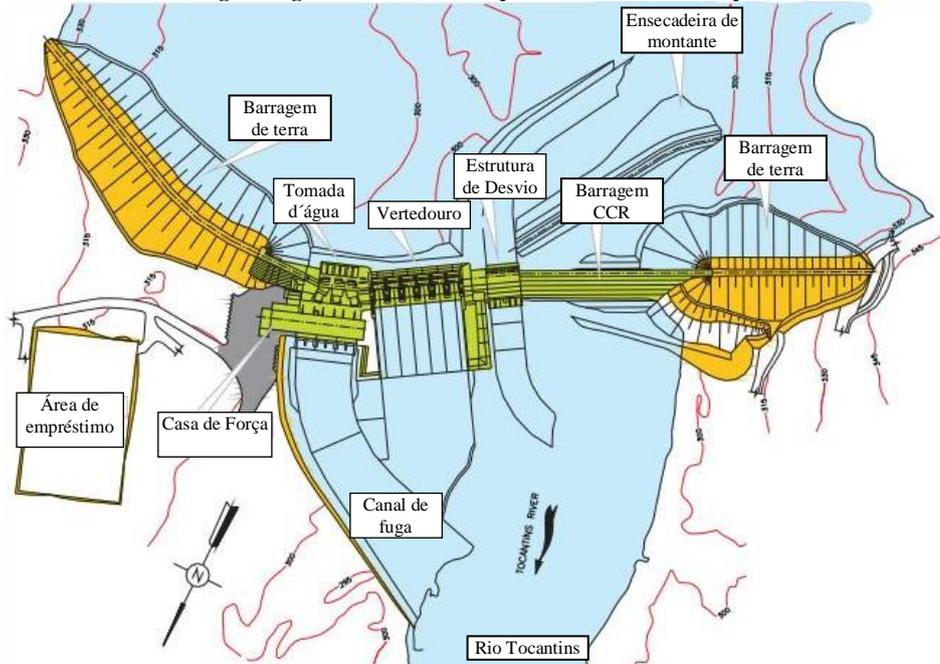


Figura 4: Arranjo Geral da UHE Cana Brava (adaptado de Pinheiro Machado, 2009)

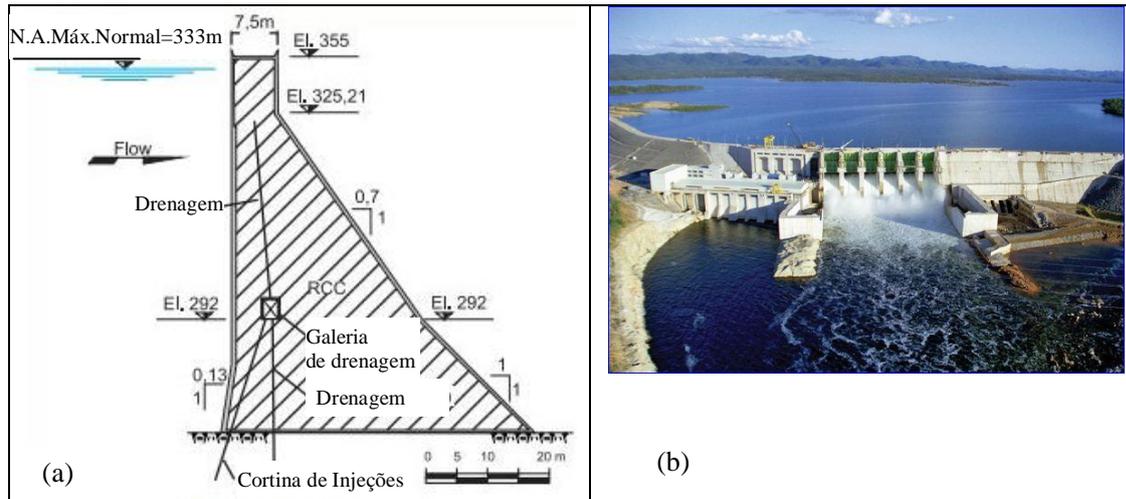


Figura 5: UHE Cana Brava, sendo: (a) seção transversal típica (adaptado de Pinheiro Machado, 2009)  
(b) vista de jusante das estruturas de concreto (Pinheiro Machado, 2009).

### 3.3 Sistemas construtivos

Os dois sistemas construtivos atualmente adotados no Brasil, na execução de barragens de gravidade de concreto, são aqueles que empregam concreto massa convencional (CCV) e concreto compactado com rolo (CCR). A construção de barragens em CCR é de aplicação relativamente recente e é bastante econômica em relação ao CCV, mesmo quando se consideram as otimizações desenvolvidas no Brasil para o concreto convencional entre as décadas de 70 e 80. O sistema em CCR utiliza-se de concreto de consistência seca<sup>19</sup>, o qual é lançado, transportado e compactado pelos mesmos equipamentos utilizados em barragens de ferro. A execução de barragem em CCR gera uma quantidade muito maior de juntas longitudinais de construção entre as camadas compactadas com rolo. A execução das juntas do CCR deve ser feita de forma cuidadosa para garantir boa aderência e resistência ao cisalhamento. Cada camada de CCR é projetada com espessura em torno de 0,30m.

As propriedades mecânicas do CCR endurecido são similares às do concreto convencional, mas as propriedades de condutividade hidráulica do concreto compactado com rolo variam um pouco em relação ao convencional, devido à maior permeabilidade do concreto final. Para proporcionar maior impermeabilidade junto às faces de montante das barragens de CCR, são utilizadas camadas superficiais de concreto convencional moldado no local ou fora do local (utilizando-se de elementos pré-fabricados). Também para as barragens construídas em CCV, utiliza-se de classe de concreto diferenciada nesta região para conferir maior impermeabilidade. Em alguns casos são utilizadas membranas de PVC em substituição ou em associação com os sistemas construtivos anteriores, em toda a extensão da face de montante da barragem.

Barragens de gravidade de concreto massa convencional (CCV) ainda são construídas no Brasil, principalmente em situações onde as dimensões e volumes das estruturas não viabilizam a aplicação de CCR. A Figura 6 apresenta uma foto da PCH Monte Serrat no Rio de Janeiro na região do muro de gravidade de concreto convencional (moldado com o uso de formas deslizantes). Este muro tem como objetivo conter o aterro de terra a ser executado junto à ombreira direita, direcionando o fluxo de água pelo canal de aproximação, para o circuito de geração (estruturas de Tomada d'água e Casa de Força).

---

<sup>19</sup> Ensaio de consistência (*slump test*) com abatimento nulo

Em ambos os processos construtivos é importante o controle de qualidade do concreto, para garantir que as especificações de projeto sejam atendidas. Cabe ao projeto estrutural especificar os parâmetros mínimos a serem atingidos (tais como de resistência à compressão do concreto, resistência a tração, módulo de deformabilidade do concreto, resistência ao cisalhamento das juntas longitudinais de CCR, coeficiente de permeabilidade do concreto<sup>20</sup>). Segundo Andriolo (1998), a parte de inspeção de estruturas é facilitada quando se tem especificações técnicas bem definidas a serem atingidas durante a obra e posterior vida útil. Um capítulo de inspeção, controle e garantia de qualidade de barragens de concreto é desenvolvido em Andriolo (1998) para os dois tipos de sistemas construtivos. Em geral a resistência característica à compressão do concreto de barragens em CCR ou CCV fica em torno de 6 a 9MPa aos 90 dias, conforme Eletrobrás (2003). Resistências elevadas em geral são desnecessárias, pois seus esforços internos não são elevados, devido ao seu comportamento de gravidade. No concreto CCR o consumo de cimento é menor do que 100kg/m<sup>3</sup> e minimizam-se assim os problemas decorrentes de retração e variação de temperatura, diminuindo a liberação do calor de hidratação do cimento. Nas superfícies hidráulicas<sup>21</sup> de estruturas sujeitas ao escoamento de água (como na face de jusante de barragem-vertedouro) adota-se uma camada de concreto superficial diferenciado para garantir a durabilidade do concreto nestas regiões.

A maioria das barragens executadas em concreto é do tipo gravidade (em CCR ou CCV). No entanto, quando as barragens forem situadas em rios com vales estreitos adotam-se também barragens em arco e em arco-gravidade que são muito empregadas em outros países. Ambas as soluções não são usuais no Brasil devido à geografia e geologia das bacias hidrográficas com rios de grande largura e à tradição da engenharia de barragens brasileiras. Mas grande parte das publicações da literatura internacional na área de análise estrutural de barragens de concreto são baseadas em barragens em arco.

---

<sup>20</sup> Este coeficiente mede a facilidade ou a dificuldade de passagem de água por meio do concreto, devido a sua permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade é de importante determinação e controle, para garantir a segurança, estanqueidade e durabilidade do concreto e da estrutura de BGC.

<sup>21</sup> São superfícies hidráulicas aquelas sujeitas a velocidades superiores a 12 m/s (para estruturas a céu aberto) ou a 7 m/s (para estruturas afogadas), podendo ser adotados conforme Eletrobrás (2003) os limites de relação a/c máximo igual a 0,45 e diâmetro máximo do agregado, 25mm, na falta de outros dados de ensaios.



Figura 6: PCH Monte Serrat - Muro de aproximação da ombreira direita, sendo (a) Vista da face do canal de aproximação, (b) Vista da face do muro da ombreira direita durante a compactação do aterro entre o muro de aproximação e a encosta natural (fotos cedidas por Engevix Engenharia).

### 3.4 Ações atuantes

Os carregamentos típicos de barragens de gravidade de concreto correspondem àqueles devidos aos empuxos hidrostáticos e à percolação de água na fundação. São listadas a seguir as principais ações que podem estar sujeitas as barragens de gravidade de concreto:

- Ações diretas: peso próprio e sobrecargas fixas, pressões hidrostáticas, subpressões, pressões intersticiais nos poros de concreto, empuxos de terras e de silte (devido ao fluxo de sedimentos), pressões de gelo (em regiões onde possam ocorrer camadas de gelo na superfície da água), devido ao sismo, ao impacto de ondas ou ação dinâmica da água.
- Ações indiretas: provenientes dos efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto; devido à deformação das fundações e das encostas; devido ao sismo induzido pela acomodação do reservatório; outros efeitos como os decorrentes da reação álcali-agregado (RAA) ou decorrentes da drenagem ácida de rocha (*Acid Rock Drainage - ARD*), que são dependentes da região de localização da obra.

Estas ações são tratadas nos critérios Eletrobrás (2003) para estruturas civis em geral. Seguem abaixo algumas explicações a respeito destas ações no contexto de barragens de gravidade de concreto, sendo que as simplificações adotadas para o cálculo de alguns efeitos (como as subpressões e sismo) são apresentadas ao longo deste Capítulo.

#### 3.4.1 Peso próprio e empuxos

O peso próprio do concreto é avaliado pelo seu peso específico que é função do tipo de agregado empregado na elaboração do concreto, dos níveis de compactação e da dosagem do concreto para o sistema de

construção em CCR.

As pressões hidrostáticas variam conforme os níveis do reservatório a montante e a jusante da estrutura, que são dados de projeto definidos no projeto hidráulico e a partir dos estudos hidrológicos. A pressão hidrostática varia linearmente com a profundidade a partir da superfície de água, resultando em geral, em distribuições triangulares ou trapezoidais conforme os níveis de água e atuam perpendicularmente às faces dos paramentos da barragem em análise (ou faces de montante e de jusante).

Os empuxos de terra podem se constituir numa importante ação sobre a estrutura. São provenientes de eventuais aterros apoiados nas faces de barragens como os provenientes do encontro da barragem de terra com a barragem de CCR da UHE Cana Brava, mostrado na Figura 4 e na Figura 5. Em muros de gravidade esta ação também pode ser importante como mostrado na Figura 6. Neste caso, o muro de gravidade em construção será submetido ao empuxo de terra que é proveniente do aterro que está em fase de compactação. O aterro compactado será apoiado no muro de gravidade e por sua vez estabilizará a encosta natural<sup>22</sup>.

O cálculo dos empuxos de terra de natureza estática ou dinâmica podem ser determinados segundo a literatura clássica de mecânica dos solos conforme encontrado em Bowles (1988). Especial atenção neste assunto deve ser tomada quando o carregamento de empuxos de terra é preponderante ao carregamento de empuxos hidrostáticos, como o caso do muro de gravidade ilustrado. O centro de gravidade da estrutura deve estar posicionado o mais próximo possível da face que é submetida ao maior carregamento (seja empuxo de terra conforme o exemplo do muro de Monte Serrat ou hidrostático que corresponde ao caso comum das barragens de gravidade).

Em bacias com grande fluxo de sedimentos, o barramento no leito do rio leva ao acúmulo desses sedimentos e à ocorrência de empuxos de silte nas estruturas. Este carregamento pode ser importante em algumas situações e deve ser quantificado cuidadosamente, principalmente em regiões de rios caudalosos. Este assunto foi tema de apresentação de trabalhos no último seminário internacional de grandes barragens conforme pode ser encontrado em ICOLD (2009).

---

<sup>22</sup> Além do aterro foi previsto para este projeto um sistema de drenagem com poços de alívio ao longo da encosta para auxiliar na estabilização da encosta natural de tálus-colúvio que estava em rastejo no período dos estudos de projeto.

### 3.4.2 Subpressões e Pressões intersticiais

As subpressões (*uplift pressure*) são de importância relevante na análise das condições de estabilidade de barragens em planos potenciais de ruptura. Diminuem o peso efetivo da estrutura sobrejacente e assim a resistência ao cisalhamento ao longo desses planos. Os planos potenciais de ruptura podem ser o plano de contato concreto-rocha e/ou planos de fraqueza do maciço rochoso de fundação, uma vez que o maciço sobre o qual a barragem se apóia é, em maior ou menor grau, permeável à água acumulada no reservatório. Segundo Mason (1988), esta permeabilidade deriva tanto da porosidade natural, embora pequena, de qualquer maciço rochoso, como de anomalias deste maciço, tais como falhas, fissuras, estratificações, incrustações ou outras irregularidades que propiciem o fluxo preferencial da água sob pressão e formam os planos potenciais de ruptura no maciço rochoso.

A permeabilidade do concreto da barragem, por sua vez, permite uma infiltração de água em seus vazios, tendo como conseqüência, a existência de pressões intersticiais. Em geral, as medidas citadas no item 3.3 para a diminuição da percolação de água no concreto minimizam os efeitos das pressões intersticiais no corpo da barragem. Adicionalmente também podem ser projetadas cortinas de drenagem e cortinas de injeções no corpo da barragem, para diminuir as pressões intersticiais, em especial em barragens de maior altura.

Também para o controle das subpressões nas fundações, podem ser adotados sistemas de injeções e de drenagem no projeto da barragem. Na seção transversal da barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca (Figura 3), pode se observar o sistema de drenagem composto por três linhas de drenos, que foram projetadas partindo da galeria de drenagem a montante (uma linha vertical e outra inclinada para jusante) e outra na chaveta de concreto de jusante, por tubulação meia cana, sem galeria de drenagem. Neste projeto, a água coletada dos drenos é direcionada por gravidade para saída na face de jusante da barragem. Os drenos a montante são inspecionáveis, podendo ser feita manutenção a partir da galeria de drenagem no caso de colmatação destes drenos e os drenos a jusante não são inspecionáveis, pois são inacessíveis. Outro exemplo de sistema de drenagem e injeções da barragem em CCR de Cana Brava é apresentado na Figura 5. Observa-se que neste projeto os dois sistemas de drenagem e de injeção partiram da galeria de montante e são portanto acessíveis para inspeção e manutenção. Drenos verticais junto a face de montante da barragem também foram previstos no corpo da estrutura em CCR.

Nestes projetos as injeções de calda de cimento promovem a

diminuição da permeabilidade das fundações na direção transversal (do fluxo) e longitudinal, pois são espaçadas longitudinalmente, ao longo da largura do leito do rio, formando uma cortina de injeções. A cortina de injeções que foi adotada para a barragem de Dona Francisca, além de aumentar o caminho de percolação na fundação vindo por montante da estrutura, também tem a função de diminuir a percolação ao longo das descontinuidades existentes na fundação desta barragem. Esta cortina foi executada a partir da laje de concreto executada a montante do pé da barragem<sup>23</sup>.

Já as galerias de drenagem, além de garantir a pressão atmosférica na saída dos drenos (cota de boca), tem a função de coletar e redirecionar as águas por eles transportadas, bem como proporcionar acesso e passagem de equipamentos para inspeção e manutenção dos drenos. Quando não é possível a drenagem natural por vasos comunicantes, podem ser utilizadas bombas de recalque a partir dos níveis da galeria. No entanto, neste caso cabe uma análise custo-benefício envolvendo as soluções com e sem drenagem, devido à adição do custo operacional na solução com bombeamento. É comum adotar-se a solução sem drenagem para o caso de estruturas de gravidade de PCHs, pois embora a seção da barragem resulte menos esbelta, minimizam-se os custos operacionais dos equipamentos de bombeamento, além da manutenção e acompanhamento do sistema de drenagem para garantia do mesmo ao longo de toda a vida útil da usina.

A determinação do cálculo das subpressões para estes sistemas de drenagem e injeções será discutida no item 3.5.

De uma maneira geral, uma vez que os parâmetros, níveis de água e de aterro são dados de projeto, a estabilidade da estrutura pode ser melhorada aumentando-se os esforços de gravidade bem como controlando-se as subpressões. Isto pode ser alcançado por meio do aumento do peso específico do concreto e\ou da escolha da seção transversal mais econômica possível que permita otimizar o peso próprio e minimizar os efeitos negativos dos níveis de água a montante e a jusante da estrutura, da percolação de água na fundação, e quando presentes, minimizar os efeitos negativos de aterros e assoreamentos.

### **3.4.3 Efeitos de variação de temperatura**

As ações indiretas provenientes dos efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto são avaliadas em projeto por

---

<sup>23</sup> Devido a diferença de rigidez entre a laje e a barragem, a ligação entre elas é feita por meio de junta flexível que permite a rotação no ponto de contato.

meio de análises específicas tais como análises térmicas, definindo-se os comprimentos dos blocos e a dosagem do concreto, entre outros. Em geral, para se evitar fissuras irregulares do concreto provocadas pelas deformações devido à retração e à variação de temperatura, a barragem é dividida ao longo de seu eixo longitudinal, por juntas verticais de dilatação que devem se estender da rocha de fundação à crista. As juntas são fechadas por meio de vedações paralelas à face de montante da barragem (juntas elásticas de borracha sintética). Este assunto é discutido por Kruger (2001) onde é feito um estudo por meio de análises numéricas transientes pelo MEF, considerando-se as etapas construtivas da estrutura da barragem de gravidade de Salto Caxias e uma análise comparativa a partir dos dados obtidos de instrumentações.

A barragem de Salto Caxias tem sido objeto também de outros estudos nesta área uma vez que foi bastante instrumentada durante a construção e possui um sistema automatizado de instrumentação operante. A mesma foi projetada em três fases construtivas, prevendo no projeto o galgamento durante a construção, que ocorreu diversas vezes durante as fases construtivas 1 e 2, conforme ilustrado na Figura 7. A modelagem para fins de análise térmica é diferente da modelagem estrutural abordada neste trabalho, pois requer uma série de dados que são específicos, como temperatura do concreto lançado, condições de temperatura ambiente, altura das camadas de compactação do CCR, intervalo entre lançamento de camadas, entre outros. Podem ser feitos modelos bidimensionais e também tridimensionais, mas os últimos requerem dados que são variáveis também na direção longitudinal da barragem, entre outros.

Estes assuntos também podem ser encontrados em Kavamura(2005), onde foi desenvolvida uma metodologia de análise paramétrica termo-estrutural, para avaliar as diversas alternativas que podem ser empregadas dentro de um processo construtivo de barragens de CCR. Neste trabalho e também em Kruger (2001) os estudos foram baseados em modelos bidimensionais pelo MEF.

#### **3.4.4 Efeitos de deformações**

Quanto às ações indiretas devido às deformações de fundações e de encostas, as mesmas devem ser avaliadas a partir do modelo geomecânico (que é explicado no item 3.6). A influência do comportamento estrutural das fundações e respectivas deformações impostas no corpo das BGCs são assumidas como sendo nulas por meio do projeto tradicional de BGC, conforme será visto mais adiante. O emprego de métodos computacionais como o MEF, envolvendo no estudo a análise estrutural do maciço de fundação, permite a

consideração da deformabilidade do maciço e sua influência no corpo da barragem, desde que se tenham os parâmetros de entrada que sejam representativos, a partir das definições modelo geomecânico. Da mesma forma, o emprego destes métodos em encostas de aterro permite quantificar as deformações que podem influenciar as estruturas vizinhas, diferente de quando se emprega o método de equilíbrio limite conforme o item 3.9. Estes efeitos são discutidos ao longo deste trabalho.

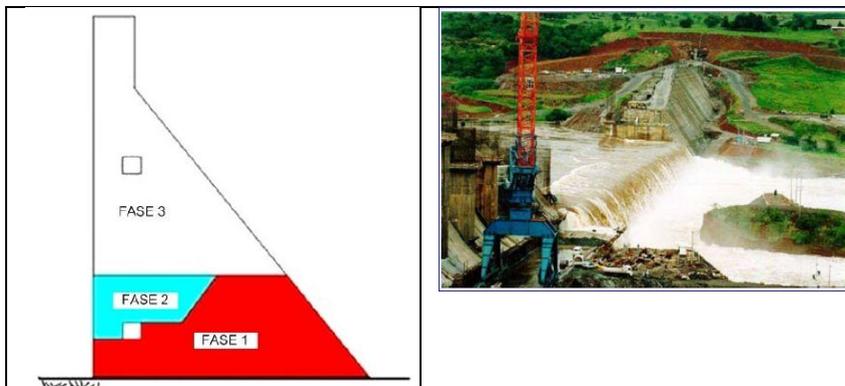


Figura 7: UHE Salto Caxias - Barragem de gravidade em CCR, sendo: (a) Fases construtivas de projeto e (b) galgamento da estrutura durante a fase construtiva. (Fonte: Kruguer et al, 2003 *apud* Kavamura, 2005 e Kruguer, 2001, em ordem)

### 3.4.5 Efeitos de reações deletérias com agregados<sup>24</sup>

Estes efeitos podem ser importantes em obras situadas em determinadas regiões cuja geologia é composta por rochas reativas aos compostos do cimento. Os agregados produzidos por essas rochas podem apresentar reações cimento-agregado. Segundo Prizskulnik (2005) a literatura especializada tem registrado casos de ocorrência de reações cimento-agregado desde os anos 30 do século passado, onde se destacam três variedades: álcali-sílica, álcali-silicato e álcali-carbonato. A reação álcali-agregado (RAA) é portanto um

<sup>24</sup> Não faz parte deste trabalho fazer uma revisão bibliográfica deste assunto e sim chamar atenção que o mesmo deve ser investigado durante as etapas iniciais de projeto, uma vez que a disponibilidade de rocha para produção de agregados que sejam de boa qualidade para uso em concreto é um fator importante a ser analisado nas fases iniciais de projeto.

processo químico em que alguns constituintes mineralógicos do agregado reagem com hidróxidos alcalinos (provenientes do cimento, água de amassamento, agregados, materiais pozolânicos, agentes externos etc). Segundo Hasparyk (1999) *apud* Silveira (2006) como resultado da reação, são formados produtos que com a presença de umidade são capazes de expandir, gerando fissurações, deslocamentos e podendo levar a um comprometimento das estruturas de concreto.

Como os equipamentos eletromecânicos das usinas requerem precisão elevada de seu posicionamento no concreto para a operação, a RAA, quando ocorrer, pode comprometer o funcionamento de uma usina e também a sua vida útil, dependendo da extensão e área de estrutura afetada, além das condições estéticas.

Em geral, faz parte das etapas de projeto de viabilidade e projeto básico a realização de ensaios de caracterização dos materiais do modelo geomecânico. Nestes ensaios as eventuais propriedades reativas devem ser investigadas para aqueles materiais que serão utilizados como agregados ou que estarão em contato com as estruturas de concreto da usina. Isto permite a identificação de materiais reativos de forma a propor soluções ou alternativas na fase inicial de projeto. Para isso a ABNT NBR 15577 (Partes 1 a 6) estabelece os requisitos para uso de agregados em concreto, tendo em vista as medidas necessárias para evitar a ocorrência de reações expansivas deletérias devidas à reação álcali-agregado, e prescreve a amostragem e os métodos de ensaios necessários à verificação desses requisitos (ABNT, 2008).

O Regulamento Argentino para Estruturas de Concreto - CIRSOC201 (2002), citado por Priszkulnik (2005), também especifica critérios para tomadas de decisões e medidas a adotar para prevenir a ocorrência da RAA. São citadas como medidas em geral a substituição total ou parcial do agregado, bem como de outras alterações na dosagem do concreto (como no cimento Portland e nas adições). Em Priszkulnik (2005) é fornecido um histórico no Brasil e no mundo sobre o assunto, bem como medidas para inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto afetadas pelas reações álcali-agregados.

Outro exemplo com relação às ações atuantes provenientes de agregados reativos é dado em Lima (2009) onde é descrita uma síntese dos estudos de investigação e soluções de engenharia adotadas para a implantação da UHE Irapé, em função da presença disseminada de sulfetos no maciço rochoso local. Neste empreendimento foram tomadas precauções quanto à drenagem ácida de rocha que corresponde ao processo decorrente da oxidação dos sulfetos devido às atividades da construção civil. A presença de rochas sulfetadas associadas à drenagem

ácida de rocha (ou Acid Drainage Rock - ADR) caracterizou neste empreendimento um cenário diferenciado de medidas para a minimização de impactos relacionados à durabilidade das estruturas, além de problemas de caráter ambiental.

### **3.4.6 Efeitos quanto ao sismo**

As verificações devidas ao sismo em barragens de gravidade de concreto no Brasil usualmente recaem nas verificações de sismo induzido pela acomodação do reservatório. No entanto, segundo a ABNT NBR15421 para algumas regiões do Brasil o projeto quanto ao sismo deve ser considerado. As considerações de projeto a serem adotadas para estes casos são tratadas no item 3.7.

### **3.4.7 Pressão do gelo e Impacto das ondas**

As ações referentes à pressão de gelo são importantes no projeto de barragens em regiões sujeitas a estes efeitos e não serão tratadas neste trabalho.

O impacto das ondas pode ser ocasionado pela ação de ventos no reservatório. Em geral pela elevada rigidez das estruturas de barragens de gravidade esta ação não tem sido considerada nas verificações de estabilidade global de BGC. No entanto, para a definição da altura livre de barramento acima do nível máximo do reservatório é importante a sua previsão correta para que não haja galgamento, caso não previsto. O acréscimo da pressão hidrostática devido a ação dos ventos (ou pressão hidrodinâmica devida ao vento) pode ser definido em estudos experimentais realizados em túneis de vento, considerando mais adequadamente as condições de entorno e da estrutura, além da norma ABNT NBR6123. As ações devidas ao vento ganham importância no dimensionamento de elementos de vedação de estruturas que localizam-se sobre as grandes estruturas da usina (como de coberturas ou edifícios sobre a casa de força e vertedouro, por exemplo).

## **3.5 Modelo Hidrogeológico**

Basicamente, em projetos de barragens de gravidade podem ser adotados dois caminhos para a determinação das subpressões. Podem ser obtidas por meio de cálculos simplificados segundo critérios de projeto internacionalmente reconhecidos (como exemplo do U.S. Bureau of Reclamation, 1976 e do U.S. Army Corps of Engineers, 1995 já citados). Ou podem ser obtidas por meio de modelos numéricos de percolação de água no conjunto barragem-fundação. Nos dois casos é necessária a caracterização dos parâmetros de permeabilidade e/ou de condutividade hidráulica definidos no modelo hidrogeológico. Nos cálculos simplificados, segundo os critérios acima, não se adotam diretamente estes parâmetros de permeabilidade ou de condutividade

hidráulica, mas em alguns métodos analíticos podem ser adotados (como os propostos por Andrade, 1982 a ser discutido mais adiante).

"A "permeabilidade" de um meio poroso pode ser interpretada como a facilidade (ou a dificuldade) que o meio oferece à passagem de um fluido pelos seus poros ou vazios" (Cruz, 1996). Uma permeabilidade muito elevada ofereceria ao fluxo maior facilidade de movimento. "A "condutividade" é o termo adotado para descrever a facilidade que um meio confinado oferece ao fluxo, como é o caso de fissuras ou fraturas rochosas, "tubulações" e "caminhos confinados" em descontinuidades rochosas, por exemplo" (Cruz, 1996). Este autor comenta ainda que a diferença mais importante entre as definições anteriores é que a permeabilidade ocorre num meio poroso e a condutividade hidráulica, num meio confinado, sem preenchimento ou com preenchimento apenas parcial.

A condutividade hidráulica é determinada em ensaios de campo de perda d'água sob pressão. O Quadro 1 relaciona algumas grandezas para a análise de fluxo da água em rochas e fraturas rochosas, que são apenas indicativos de grandezas de interesse para este trabalho.

Quadro 1: Valores de grandezas de condutividade hidráulica/permeabilidade (k) (Fonte: Cruz, 1996)

Grandeza	K (cm/s)
rochas maciças	$10^{-9} - 10^{-10}$
concreto	$10^{-9}$
arenitos silificados	$10^{-8} - 10^{-9}$
siltitos	$10^{-6} - 10^{-7}$
rochas alteradas	$10^{-6}$
arenitos	$10^{-4}$
fratura em rocha – 0,5mm	$10^1$
"tubos" em descontinuidades rochosas	$2 \times 10^1$
fratura rugosa – 0,75mm	$5 \times 10^1$
fraturas rochosas – 1,0mm	$7 \times 10^1$

Segundo Cruz (1996), o estudo da permeabilidade e condutividade hidráulica em formações rochosas é complexo, sendo que o fluxo é condicionado pela natureza da rocha e pelo seu estado de fraturamento e alteração. Para o basalto, o autor comenta também sobre as dificuldades de se definir permeabilidades ou condutividades para essas feições descontínuas. Pode-se observar no Quadro 2 a variabilidade destes dados conforme os tipos de basaltos (compactado, vesicular e brecha basáltica) e obras ou horizontes de derrames basálticos.

Quadro 2: Valores de condutividade hidráulica em basalto de estruturas de concreto (Fonte: Cruz,1996)

Barragem	Valores mais frequentes de k equivalente (cm/s)			Observações
	Basalto compactado	Basalto vesicular	Brecha basáltica	
Jupia <sup>(1)</sup>				3,3x10 <sup>-4</sup> cm/s a 1,6x10 <sup>-3</sup> cm/s (não discriminadas as litologias ou estruturas)
Ilha Solteira <sup>(2)</sup>	5x10 <sup>-4</sup>		5x10 <sup>-4</sup>	Com zonas de média (5,4x10 <sup>-3</sup> a 5x10 <sup>-4</sup> ) a alta permeabilidade (5x10 <sup>-3</sup> cm/s)
Ibitinga <sup>(3)</sup>	10 <sup>-6</sup>			
Promissão <sup>(4)</sup>	10 <sup>-4</sup>			
Água Vermelha <sup>(5)</sup>	10 <sup>-5</sup>			
Nova Anhandava <sup>(6)</sup>	1,1x10 <sup>-3</sup> 8,8x10 <sup>-3</sup> (derrames II e III)	6,3x10 <sup>-3</sup> (derrame II)	2,9x10 <sup>-3</sup> (derrame I)	Ensaio em furos da cortina de injeção
Nova Aricanduva <sup>(7)</sup>	10 <sup>-6</sup> (todos os derrames)	10 <sup>-6</sup>		

Legenda:

- |                                              |                              |
|----------------------------------------------|------------------------------|
| (1) Guidicini e Ussami (1969)*               | (5) Araújo e outros (1977)*  |
| (2) Camargo (1969)*                          | (6) Marrano e outros (1984)* |
| (3) Guidicini e outros (1970)*               | (7) Mano (1987)*             |
| (4) Oliveira e Correa F <sup>o</sup> (1976)* | (* citados por Cruz,1996)    |

A seguir são apresentados os critérios para a determinação das subpressões ao longo de planos potenciais de ruptura na barragem ou no conjunto barragem fundação.

### 3.5.1 Traçado de redes de fluxo

Guimarães (1988) apresenta uma vasta análise dos métodos de avaliação de subpressão em estruturas do tipo gravidade, com compilação dos diversos métodos de avaliação de subpressão bem como análise crítica. Segundo essa autora, a previsão de valores de subpressão, utilizados como dados de entrada para modelos tensão-deformação e para cálculos de estabilidade de estruturas de concreto tem sido feita com maior confiabilidade a partir do desenvolvimento de

métodos numéricos de análise de percolação de água pelas fundações.

Entretanto, convém salientar que o termo confiabilidade utilizado por Guimarães está relacionado a uma metodologia mais rigorosa e não ao aspecto probabilístico. Além disso, depois de diversos estudos de modelagens que foram publicados e empregados para análise de percolação em fundações de barragens nos últimos anos, pode-se afirmar que a adoção destes métodos torna-se possível uma vez que se tenha a caracterização adequada do modelo hidrogeológico do maciço de fundação. Embora a determinação de subpressões por redes de fluxo e o emprego de métodos numéricos como o MEF permita a consideração de diversas características particulares do modelo hidrogeológico, os mesmos não podem ser bem empregados para a determinação de subpressões quando não se tem confiança nos dados de entrada e no modelo hidrogeológico como um todo. Observando-se o Quadro 2, nota-se que é comum a variação dos parâmetros de permeabilidade na ordem de 100 vezes numa mesma obra, ou de um trecho a outro do modelo geomecânico formado por basalto, sem mencionar alterações com relações a fraturas de rocha. Estes tipos de parâmetros no entanto não são considerados de forma direta num modelo simplificado e devem ser utilizados com ainda mais cuidado quando forem base para a determinação de subpressões.

Os resultados obtidos usando métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhores e mais numerosas forem estas informações, sendo necessária uma campanha adequada de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto à permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência etc.

Sendo assim, observa-se que em muitos projetos não é possível fazer uma análise de fluxo no conjunto barragem-fundação por meio do MEF por falta de dados, ou essa análise pode ser feita de forma paramétrica, com o objetivo de fornecer indicações da ordem de grandeza das subpressões e das vazões para o projeto de drenagem. Mas para fins de projeto final, quando não se tem certeza quanto aos parâmetros de entrada, utilizam-se critérios simplificados a serem explicados mais adiante que não dependem diretamente dos parâmetros hidrogeológicos da fundação.

Outro problema da análise de fluxo por modelagem pelo Método dos Elementos Finitos decorre que o uso de modelos bidimensionais para este caso requer algumas simplificações, uma vez que a existência da cortina de drenagem ao longo do eixo longitudinal da barragem recai num problema tridimensional de fluxo. O problema de fluxo tridimensional é abordado por Silva Filho (2002) a partir do

desenvolvimento de um programa para análise tridimensional da percolação de água por meio das fundações de barragens de gravidade de concreto de rochas contínuas permeáveis. Considera-se a influência do fluxo não-linear nos drenos, na distribuição de pressões, gradientes e vazões nas fundações. No entanto, a condução de análises de fluxo tridimensionais exige uma quantidade de parâmetros ainda maiores (GUTSTEIN, 2003) daqueles exigidos para modelos bidimensionais.

Apesar de algumas críticas na literatura a respeito da determinação da subpressão por análise de percolação bidimensional (constatado por Silva Filho, 2002), observa-se na prática que este tipo de modelo é o mais empregado. Isto ocorre devido a simplicidade de utilizar programas comerciais, como o *SEEP/W-Groundwater Seepage Analysis* (GEO-SLOPE, 2007), entre outros, que empregam modelos bidimensionais e também devido à dificuldade de caracterização dos parâmetros hidrogeológicos do maciço rochoso, que é tanto maior quanto mais complexo for o modelo adotado.

A hipótese de modelagem bidimensional requer algumas simplificações para a consideração neste tipo de modelo, dos efeitos da cortina de drenagem e de injeções na direção longitudinal. Em alguns projetos se adota um coeficiente de permeabilidade equivalente na linha de drenos, para representar o espaçamento dos drenos na direção longitudinal da estrutura. O coeficiente de permeabilidade equivalente é então aplicado na região dos drenos do modelo numérico.

Para o cálculo do coeficiente de permeabilidade equivalente pode ser utilizada a formulação de Andrade (1982), que prevê o cálculo da subpressão média na boca dos drenos, considerando a posição do sistema de drenagem na seção transversal da barragem, o diâmetro e espaçamento dos drenos na direção longitudinal, a carga hidráulica de montante e de jusante, a carga hidráulica na boca dos drenos (pressão atmosférica) e a largura da base da barragem, conforme a expressão a seguir:

$$S_d = \frac{b \cdot d \cdot \lambda \cdot \overline{CD} + H_m \cdot b + H_j \cdot d}{b \cdot d \cdot \lambda + c} \quad (1)$$

sendo:

$b$  = distância do dreno à face de jusante da barragem (ver representações na Figura 8),

$d$  = distância do dreno à face de montante da barragem,

$CD$  = carga hidráulica na boca do dreno,

$H_m$  = carga hidráulica de montante,

$H_j$  = carga hidráulica de jusante,  
 $c$  = largura da base da barragem,

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \cdot \ln\left(\frac{a}{\pi \cdot \phi}\right)} \quad (2)$$

onde:  
 $a$  = espaçamento entre drenos,  
 $\phi$  = diâmetro do dreno.

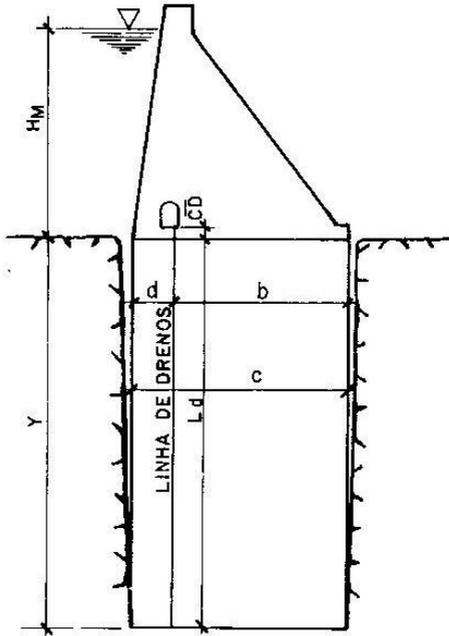


Figura 8: Modelo utilizado por Andrade (1982) para cálculo de  $S_d$  e comprovação pelo MEF.

A partir da lei de Darcy para o regime de escoamento, a velocidade de descarga de água dentro de um regime de escoamento laminar<sup>25</sup> é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico, sendo:

<sup>25</sup> No regime laminar o fluido se move em camadas sem que haja mistura de camadas e variação de velocidade. As partículas movem-se de forma ordenada, mantendo sempre a mesma posição relativa (www.wikipedia.com.br).

$$V = K \cdot i \quad (3)$$

onde:

$V$  = Velocidade de descarga em (cm/s ou m/s)

$K$  = Constante de permeabilidade (cm/s ou m/s)

$i$  = Gradiente hidráulico -  $i = h/L$ ,

sendo:

$L$  = Altura da amostra (cm)

$h$  = Carga hidráulica (cm)

Assim para um caso de barragens com uma linha de drenos, considerando a subpressão média na boca dos drenos ( $S_d$ ) como sendo a carga hidráulica neste local, o gradiente hidráulico ( $i$ ) em relação as cargas hidráulicas de montante e de jusante no sistema de drenagem é obtido por:

$$i = \left( \frac{H_m - S_d}{d} \right) - \left( \frac{S_d - H_j}{b} \right) \quad (4)$$

A área de influência ( $A$ ) dos drenos, em relação ao seu espaçamento ( $a$ ) pela expressão:

$$A = H_{dr} \cdot a \quad (5)$$

onde  $H_{dr}$  é a profundidade dos drenos.

Aplicando-se na equação de Darcy a permeabilidade do maciço, denominada por  $k_x$ , e substituindo-se a velocidade pela relação da equação (6); a vazão no maciço devido a área de influência dos drenos é dada pela equação (7):

$$V = Q/A \quad (6)$$

$$Q = k_x \cdot i \cdot A \quad (7)$$

Assumindo que esta vazão passará integralmente pelos drenos ( $Q = Q_d$ ), pode-se dizer que a permeabilidade a ser considerada na modelagem para a região dos drenos ( $k_d$ ) é dada por:

$$k_d = \frac{Q_d}{i \cdot A_d} \quad (8)$$

onde a área do dreno ( $A_d$ ) que é obtida pelo produto do perímetro de sua

circunferência ( $L$ ) pela sua profundidade ( $H_{dr}$ ):

$$A_d = L \cdot H_{dr} \quad (9)$$

Os estudos desenvolvidos em Andrade pelo MEF foram baseados no modelo da Figura 8, para comprovação de seus critérios de determinação da subpressão, tais como aqueles adotados para as formulações apresentadas acima. Observa-se que foram adotadas hipóteses de aberturas de fendas verticais a montante e a jusante da estrutura a partir da qual nestas regiões se admite a carga hidráulica do reservatório a montante e a jusante, em qualquer profundidade do maciço de fundação. Neste estudo o MEF foi empregado para a resolução dos problemas de fluxo na fundação, simulando o diagrama de subpressões segundo U.S. Bureau of Reclamation (1976) junto ao modelo numérico (conforme item 3.5.2).

Além dessa simulação do sistema de drenagem na direção longitudinal da barragem observa-se também que alguns modelos bidimensionais, para fins de projeto, também utilizam da hipótese de "trincheira contínua". Esse caso equivale a assumir que a drenagem é contínua na direção longitudinal e considera-se a pressão atmosférica na boca dos drenos no modelo, quando o escoamento da água proveniente dos drenos nas galerias de drenagem é garantido (por bombeamento, por exemplo).

Desta forma, a situação mais aproximada da condição real deve se situar entre os dois extremos, conforme melhor for a representação dos parâmetros dos materiais e demais condições de contorno. Em se tratando de modelagem bidimensional do fluxo nas fundações, a hipótese da consideração dos drenos como sendo uma "trincheira contínua" pode ser adotada para a modelagem para fins de cálculo das vazões nos drenos, que pode ser utilizada para o dimensionamento do sistema de drenagem da barragem (drenos, galerias e bombeamento). A modelagem do sistema de drenagem considerando uma permeabilidade equivalente (a partir das expressões de Andrade anteriores) pode ser utilizada para determinação das subpressões ou para complementar o cálculo das subpressões, sempre que não for possível uma representação hidrogeológica do maciço mais apurada, conforme já comentado.

Como exemplo de aplicações de modelos bidimensionais, pode citar-se os estudos de Sobrinho et al (2002) onde são apresentados os estudos de percolação conduzidos para a barragem da Usina Hidrelétrica Dona Francisca. A Figura 9 mostra o modelo hidrogeológico adotado pelas análises feitas no programa Seep/W (GEO-SLOPE,2007) e a

Figura 10, os resultados obtidos de subpressões no maciço de fundação e de vazões nas linhas de drenos a montante e a jusante da estrutura. O modelo hidrogeológico da fundação desta barragem apresentou características especiais devido aos planos de descontinuidades na fundação de argilito/siltito, intercalando as camadas de arenito AI/AIII, Arenito e Arenito AV (conforme localizações indicadas na seção típica da Figura 3). Neste projeto foram adotadas duas linhas de drenos modeladas no estudo de fluxo pelo MEF. O modelo bidimensional elaborado pelo MEF foi feito para fins de estudo das subpressões para as análises da estabilidade da estrutura e do sistema de drenagem. As subpressões obtidas por modelos de fluxo foram comparadas com as subpressões obtidas por meio de critérios simplificados. Os fatores de segurança ao deslizamento da barragem foram determinados tendo como base os critérios simplificados, mas a análise de fluxo forneceu dados importantes para a determinações das vazões nos drenos e observação do comportamento frente às características especiais do modelo hidrogeológico<sup>26</sup>. O acompanhamento da obra após o enchimento do reservatório permite inferir sobre os valores de subpressões calculados pelos dois modelos, o que é importante para a formação de um banco de dados de subpressões<sup>27</sup>, além da avaliação da segurança da estrutura.

---

<sup>26</sup> Segundo vivência da autora que participou deste projeto de 1997 a 2001 e também segundo Sobrinho et al (2002).

<sup>27</sup> Num contexto geral dentro do plano nacional de segurança de barragens, este tipo de análise é extremamente importante para compilar dados observacionais que podem ser utilizados para aprimoramento dos critérios de projeto (e dos futuros modelos numéricos), a exemplo do que já foi feito em estudos anteriores no Brasil e no exterior conforme apresentado no item seguinte.

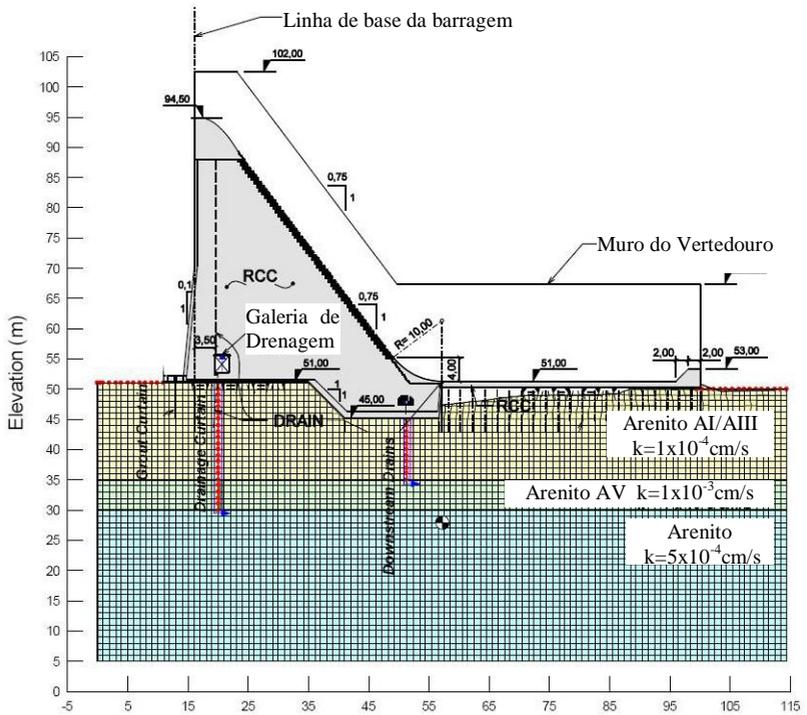


Figura 9: Modelo hidrogeológico da Barragem-Vertedouro da Usina Hidrelétrica Dona Francisca, para análises de percolação via MEF pelo programa Seep/W (Adaptado de Sobrinho et al, 2002).

O manual de U.S. Army Corps of Engineers (1993) apresenta mais detalhadamente os fundamentos e prescrições básicas de projetos para a análise e controle de percolação em barragens (também aplicável para barragens em aterro), que podem ser adotadas tanto no projeto de novas barragens, quanto na avaliação de barragens existentes.

Devido aos aspectos discutidos neste item que remetem às dúvidas quanto a modelagem pelo MEF para a determinação das subpressões por redes de fluxo nas fundações, apresentam-se a seguir, os critérios simplificados para a determinação das subpressões. Estes critérios são ainda empregados na maioria dos projetos para a análise de estabilidade global das estruturas ou pelo menos usualmente aplicados nas análises preliminares. Os métodos numéricos como o MEF são empregados atualmente também, mas com cuidados especiais para a caracterização e modelagem das condições de campo, conforme

discutido anteriormente.

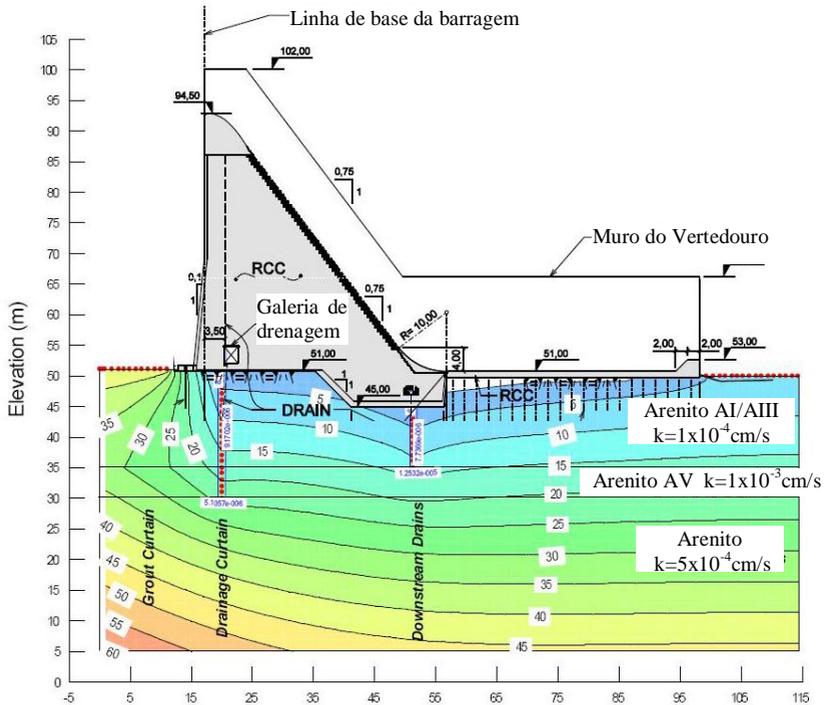


Figura 10: Distribuição de subpressões e vazões na linha dos drenos obtidos por análise de fluxo via MEF – Seep/W (Adaptado de Sobrinho et al, 2003).

### 3.5.2 Critérios simplificados para a determinação das subpressões

Devido às incertezas discutidas no item anterior quanto à adoção da análise de percolação na fundação por métodos bidimensionais, bem como, às dificuldades encontradas em se realizar a análise tridimensional, ainda hoje, na maioria dos projetos de barragens de gravidade utilizam-se os critérios de projeto propostos por órgãos internacionalmente conhecidos, tal como o U.S. Bureau of Reclamation (1976). Na maior parte das vezes, este tipo de consideração da subpressão conduz a valores a favor da segurança, embora, não econômicos. Apresenta-se a seguir um resumo dos critérios simplificados para o cálculo das subpressões.

#### 3.5.2.1 Caso do contato concreto-rocha sem drenagem

A distribuição da subpressão, em uma seção transversal de uma barragem de gravidade sem cortina de drenagem, é assumida com

variação linear entre a coluna de água a montante ( $H_m$ ) e a coluna de água a jusante ( $H_j$ ), zerando neste ponto, quando não existe nível de água a jusante (conforme estabelecido em U.S. Bureau of Reclamation (1976) e adotado por Eletrobrás, 2003). Deve-se admitir a subpressão como atuando sobre toda a área da base. A Figura 11 ilustra esta configuração de diagrama de subpressão para o contato concreto-rocha, caso sem drenagem e com reservatórios de água a montante e a jusante de uma barragem de gravidade.

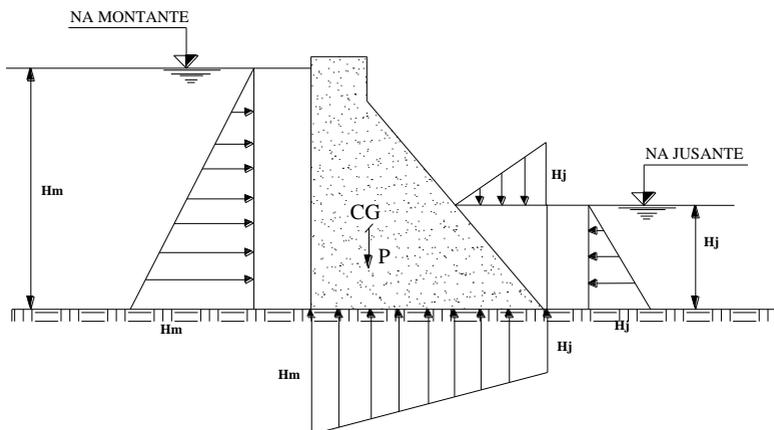


Figura 11: Distribuição das pressões hidrostáticas e subpressão no contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade de concreto para o caso sem drenagem (extraído de Gap et al, 2007 e adaptado de Eletrobrás, 2003).

### 3.5.2.2 Caso do contato concreto-rocha com drenagem

Na existência de cortina de drenagem, segundo U.S. Bureau of Reclamation (1976) as pressões internas podem ser calculadas de acordo com o tamanho, a localização e o espaçamento dos drenos, assim como a distribuição de pressões neutras internas na fundação, onde se deve considerar também a porosidade da rocha, presença de juntas, falhas e extensão da cortina de injeção. Esta determinação pode ser feita pelo traçado de redes de fluxo a partir de modelos físicos e/ou modelos numéricos como o MEF, empregando em ambos os casos modelos bidimensionais ou tridimensionais. Neste caso vale o exposto no item 3.5.1. Entende-se que uma simplificação que considere alguns destes itens pode ser adotada conforme o modelo de Andrade (1982) discutido resumidamente no item anterior. Este critério foi feito a partir de estudos baseados na eficiência de drenagem de 67%, adotada por U.S. Bureau of Reclamation (1976). Também podem ser adotados os critérios baseados

em U.S.Bureau of Reclamation (1976) e suas adaptações conforme seguem.

### **3.5.2.3 Casos de planos de contato ou planos na fundação com drenagem**

Cruz e Barbosa (1981) por meio da observação de leituras em obras no Brasil e no exterior, bem como da experiência dos autores, propõem um critério adaptado de U.S. Bureau of Reclamation (1976) para a determinação de subpressões em barragens de gravidade de concreto para vários sistemas de drenagem, planos de fraqueza estrutural ao longo da rocha de fundação, bem como também para o plano de contato concreto-rocha.

A análise de dados de subpressão em casos típicos de estruturas de concreto no contato e em planos de fraqueza estrutural pela fundação feita pelos autores demonstra um fluxo preferencial entre a face de montante da estrutura em análise e a linha de drenos a montante e um fluxo entre a face de jusante e a linha de drenos de jusante e ainda um fluxo pouco significativo entre as duas linhas de drenos. Uma vez que as galerias de drenagem estão quase sempre associadas a um sistema de bombeamento, neste caso, no interior das mesmas a pressão é necessariamente atmosférica. O fluxo d'água dessa forma é controlado pelas diferenças entre as cotas do nível d'água do reservatório a montante e do piso da galeria a montante e entre o nível d'água de jusante e o piso da galeria de jusante (Cruz e Barbosa, 1981).

Segundo os autores, para análise de estabilidade de barragens de gravidade, duas condições de operação da drenagem devem ser consideradas: operação normal e operação excepcional com bombeamento inoperante<sup>28</sup>, que devem ser adaptadas aos casos de carregamento da estrutura como sendo ações de caráter normal e excepcional, conforme as definições do item 3.8. Estas condições são apresentadas a seguir.

- ***Subpressões na linha de drenos em operação normal***

Para esta condição se considera no pé de montante e de jusante da barragem as subpressões dadas pelas colunas d'água relativas aos níveis d'água de montante e de jusante, respectivamente. Em qualquer ponto situado numa vertical que passe pelo pé de montante e de jusante, as

---

<sup>28</sup> A condição de bombeamento inoperante é diferente de uma suposta condição de drenagem inoperante, que recairia no diagrama de subpressões sem drenagem conforme o item 3.5.2.1. A possibilidade desta condição acarreta em não considerar o sistema de drenagem, conforme será comentado no item 3.8

subpressões correspondem à coluna d'água que vai do ponto considerado até o nível d'água correspondente. Na linha de drenos, a subpressão  $H_p$  é dada pela expressão:

$$H_p = H_d + \frac{1}{3} \Delta H \quad (10)$$

onde:

$H_d$ : diferença de nível entre a boca do dreno e o ponto de intersecção do plano de análise com a linha de drenagem (na existência de drenos a montante e a jusante, calcula-se  $H_{dm}$  para os drenos de montante e  $H_{dj}$  para os drenos de jusante);

$\Delta H$ : diferença entre o nível d'água do reservatório e o nível das galerias ( $\Delta H_m$  para os drenos de montante e  $\Delta H_j$  para os drenos de jusante).

Este critério admite a hipótese da fenda de tração aberta a montante implícita, pelo menos até o plano de análise e uma desconsideração do fluxo que ocorre entre a superfície de rocha a jusante e um plano vertical que passe pelo pé da estrutura a jusante, uma vez que tanto a superfície de rocha a jusante como o plano vertical, são equipotenciais de mesmo valor. Além disso, para casos com mais do que uma linha de drenos, embora os drenos sejam operantes, por este critério, pode resultar numa subpressão entre os drenos. A eficiência do sistema de drenagem considerada é de 67%.

- ***Subpressões na linha de drenos em operação excepcional***

Neste caso, considerando um bombeamento inoperante, os diagramas de subpressão são considerados na condição limite, ou seja, as subpressões nas galerias alcançariam o equilíbrio imposto pela cota de saída do sistema de drenagem a jusante, a qual depende de cada projeto. No pé de montante e de jusante permanece a mesma consideração anterior. Esta condição equivale a uma condição excepcional de carregamento da barragem de gravidade.

Considerando que a cota de saída no sistema de drenagem a jusante seja o nível de água do reservatório a jusante ( $H_j$ ), a subpressão na linha dos drenos, considerando o nível de água a montante ( $H_m$ ) neste caso é dada por:

$$H_p = H_j + \frac{1}{3} (H_m - H_j) \quad (11)$$

No entanto, os critérios Eletrobrás (2003) adotam a formulação mais crítica dentre as duas expressões (10) e (11), para a determinação

das subpressões como carregamento normal de operação, valendo a determinação da subpressão na linha de drenos ( $H_p$ ) a partir do valor mais crítico dentre as equações (12) e (13), conforme ilustrado na Figura 12.

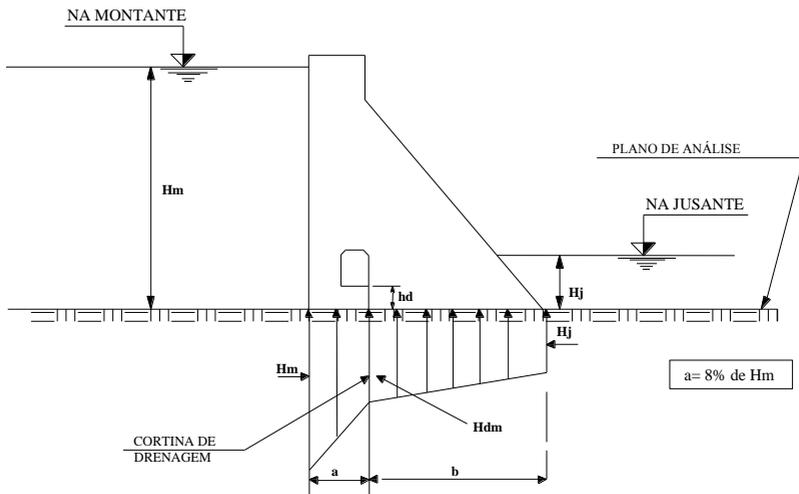


Figura 12: Distribuição da subpressão no contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade de concreto, com uma linha de drenos operantes a montante (extraído de Gap et al, 2007 - adaptado de Eletrobrás, 2003).

$$H_p = H_j + \frac{1}{3}(H_m - H_j) \quad \text{para } H_j \geq h_d \quad (12)$$

$$H_p = h_d + \frac{1}{3}(H_m - h_d) \quad \text{para } H_j < h_d \quad (13)$$

onde:

$H_p$  é o valor da subpressão na linha de drenos em relação ao plano de análise;

$a$  é a distância da extremidade de montante da estrutura até a linha de drenos que não deverá ser considerada menor do que 8% da altura hidrostática máxima de montante.

É usual nos projetos brasileiros e também nos trabalhos encontrados na literatura a adoção dos critérios de U.S.Bureau of Reclamation (1976), que consideram uma eficiência de drenagem equivalente a 67% (redução de 2/3 do gradiente hidráulico), a exemplo dos critérios da Eletrobrás (2003) e dos estudos de Cruz e Barbosa (1981) aqui discutidos. No entanto, outros níveis de eficiência são

considerados nos critérios de subpressões segundo U.S.Army Corps of Engineers (1995), que também prevê variações das subpressões com relação a variação da distância "a" entre a linha de drenos e a face de montante. Esses critérios não foram mostrados neste trabalho devido a sua menor aplicação, mas podem ser consultados quando for de interesse considerar uma variação da eficiência do sistema de drenagem, ou quando forem consideradas as demais prescrições deste critério, como as combinações de carregamento, por exemplo.

Convém ressaltar também que a utilização das expressões (10) a (13) em planos potenciais de ruptura na fundação equivalem a admitir a perda de carga como sendo nula para a determinação das subpressões na intersecção desses planos com o alinhamento das faces de montante e de jusante da estrutura. Esta hipótese tem sido freqüentemente adotada em critérios de projetos de barragens, onde para a região de montante, a perda de carga nula é adotada tendo como base a hipótese de abertura de fenda vertical a montante conforme U.S. Bureau of Reclamation (1976), entre outros. Esta hipótese foi adotada também nos estudos de Andrade (1982) conforme representado na Figura 8.

Em Cruz e Silva (1978) foi publicado um critério alternativo menos conservador para a determinação dos empuxos hidrostáticos e subpressões em regiões localizadas em fundações de barragens, como planos potenciais de ruptura definidos por descontinuidades e falhas. Segundo este critério, adota-se a consideração de empuxo hidrostático de montante com variação linear até a base da barragem, onde a carga hidráulica atinge o valor  $\gamma h$  e a partir daí permanece constante até o plano de contato a ser analisado (ver Figura 13, sendo  $h$  a altura da coluna de água acima da base da barragem). Com isto as cargas hidráulicas de montante ( $H_m$ ) e de jusante ( $H_j$ ) nesses planos seriam modificadas para os respectivos valores  $\gamma h_m$  e  $\gamma h_j$ , constantes. Esta consideração foi adotada na Usina Hidrelétrica de Itaipu, segundo Cruz (1976) e corresponde a uma simplificação baseada em medições de instrumentação de diversas barragens de concreto fundadas em formações basálticas, as quais indicam que em geral a carga hidráulica no maciço fica dentro deste limite. Entretanto não é uma consideração de cálculo comum em projetos, mesmo para os casos correspondentes (fundações em maciços basálticos), sendo as hipóteses baseadas na perda de carga nula as mais utilizadas dentre as hipóteses simplificadoras.

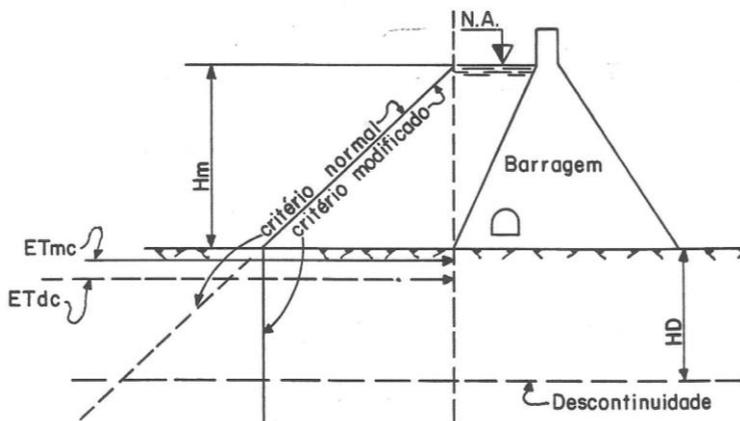


Figura 13: Critério simplificado proposto por Cruz e Fernandes (1978) para barragens de concreto fundadas em formações basálticas.

### 3.5.3 Resumo dos aspectos importantes quanto às subpressões

Dentre o exposto nos itens anteriores se observa que a determinação das subpressões faz parte de um problema complexo, que envolve a determinação de uma série de parâmetros hidrogeológicos, além das características de projeto consideradas para cada caso. Embora não tenham sido discutidos neste trabalho os tipos de ensaios ou modelos físicos que podem ser adotados para a determinação destes parâmetros, o importante é salientar do ponto de vista de projeto, o que está faltando para tornar estas análises, como sendo parte da metodologia de projeto usual.

Com as inovações na área de modelagem computacional, existe uma tendência cada vez maior de serem utilizados os modelos numéricos pelo MEF para a determinação das ações provenientes das subpressões. No entanto, segundo vivência da autora, quando nas mãos de uma equipe consciente dos aspectos que estão envolvidos na análise e na falta de parâmetros, freqüentemente as subpressões obtidas a partir de análises computacionais são substituídas pelas subpressões obtidas a partir de critérios simplificados para serem utilizadas nas análises das estruturas. Existem incertezas inerentes da modelagem computacional, que são melhores discutidas no 3.10, mas na maioria das vezes estão relacionadas com as dificuldades de se obterem parâmetros e condições de contorno do problema, de forma que sejam representativos. Nesses casos se recomenda que sejam elaborados os modelos numéricos pelo

MEF tendo como objetivo a análise complementar para a determinação das subpressões e vazões. Posteriormente estes modelos podem ser utilizados para auxiliar a análise e acompanhamento da estrutura durante as fases construtivas e vida útil. Os resultados obtidos a partir deste tipo de análise podem fornecer dados interessantes que podem vir a aprimorar análises de projetos futuros, se estiverem num contexto considerando outros casos que sejam representativos (para uma análise estatística).

Embora o trabalho discutido de Cruz e Fernandes (1978) seja de 30 anos atrás, o mesmo ainda tem sido referenciado pela sua importância para a definição de critérios de projeto no Brasil. Existem diversas publicações na área envolvendo estudos complexos de percolação (empregando modelos tridimensionais e bidimensionais), mas que nem sempre envolvem os aspectos de projeto. Como a determinação dos parâmetros nem sempre é possível para os níveis requeridos de precisão de modelos computacionais, um estudo das obras já executadas, em execução e em operação pode vir a aprimorar os modelos numéricos adotados em projetos, a partir de uma análise comparativa obtida da compilação de dados de instrumentação de diversas obras, por exemplo. Sabe-se que atualmente existem diversas empresas fazendo estes estudos de forma relativamente isolada, tendo como objetivo a avaliação estrutural, acompanhamento das fases da obra e/ou monitoramento da estrutura. Seria necessário um estudo desses dados e sua divulgação para o desenvolvimento da área, a exemplo do que foi feito para o caso publicado em Cruz e Fernandes (1978), dentre outros. A partir da análise dos resultados, com boa amostragem, talvez fosse possível aprimorar os modelos numéricos e/ou os critérios simplificados de forma a encontrar soluções mais econômicas, abrangendo os níveis de segurança requeridos nos critérios de projeto e as condições específicas das barragens e fundações brasileiras.

Como os empreendimentos hidrelétricos brasileiros não estão mais sob a responsabilidade de um ou de poucos donos atrelados ao governo federal e sim estão pulverizados pelo Brasil<sup>29</sup>, este tipo de estudo só seria possível a partir da organização/coordenação do setor por meio de associações como o CBDB, talvez sob a coordenação da Agência Nacional de Águas (ANA), devido às suas novas atribuições na

---

<sup>29</sup> Por isto se considerou importante colocar os aspectos atuais de comercialização de energia de empreendimentos hidrelétricos brasileiros no item 3.1, que interferem indiretamente na elaboração dos projetos brasileiros.

coordenação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (conforme explicado no item 3.1) e outras, para a realização de estudos como os publicados/recomendados pelo U.S. Bureau of Reclamation. Os critérios simplificados de subpressões que são adotados por este órgão até hoje, foram estabelecidos nestes estudos tendo como base os dados observacionais obtidos pela instrumentação de barragens ao longo dos anos. O objetivo seria a busca do aprimoramento desses critérios para fins de projeto (critérios simplificados ou para a modelagem computacional), a serem adotados na determinação de subpressões.

### **3.6 Modelo geomecânico**

O modelo geomecânico constitui um dado de entrada decisivo para a análise de estabilidade de barragens. É elaborado por geólogos e geotécnicos e é desenvolvido a partir da interpretação das investigações hidrogeológico-geotécnicas, de mapeamento geológico, dos ensaios de caracterização dos materiais e de correlações feitas a partir da literatura, dentre outros. As investigações de campo são muito importantes neste processo. O planejamento de investigações geológicas a serem realizadas para cada estrutura (como a escolha do tipo de sondagem, localização, profundidade e quantidade de furos e demais ensaios), deve ser feito por profissional experiente na área, que por sua vez se baseia nos demais itens citados acima, analisando o conjunto de informações.

As informações provenientes das investigações de campo junto à análise do conjunto permite a elaboração do modelo geomecânico para a fundação de cada estrutura. Deste modelo são obtidos os parâmetros de resistência, de condutividade hidráulica, níveis freáticos, inclinações de falhas, estratificações e outros, que são por sua vez os dados de entrada para a análise de estabilidade das estruturas. O modelo geomecânico também fornece as indicações dos mecanismos potenciais de ruptura para cada estrutura.

Se a instabilidade ocorrer, provavelmente será ao longo de planos potenciais de ruptura, que formam os mecanismos de ruptura geral do conjunto barragem-fundação. O mecanismo de ruptura geral mais crítico para a estrutura de uma barragem pode ser formado por planos potenciais de ruptura no corpo da barragem, na massa de rocha ou pela associação de heterogeneidades ou planos cruzando o corpo da barragem e a massa de rocha.

Os planos potenciais de ruptura na massa de rocha, podem ser planos de fraqueza estrutural ou descontinuidades. Segundo Rocha (1981) estas podem ser fraturas, superfícies de xistosidade, superfícies contínuas, tais como estratificações, contato entre derrames,

falhas, zonas de cisalhamento, entre outras, com resistência muito menor do que a da rocha encaixante e dimensões à escala do volume do maciço de fundação que influencia o comportamento da estrutura. Desta forma é usual que o mecanismo geral mais crítico seja formado pelo deslizamento ao longo dos planos de descontinuidades na fundação quando houver. Daí a importância de sua identificação. Segundo Rocha (1977), "...Os escorregamentos ao longo de tais superfícies são responsáveis pela maior parte dos acidentes imputáveis aos maciços rochosos, quer em fundações, em especial de barragens, quer em taludes e obras subterrâneas."

É função do modelo geomecânico mostrar e caracterizar possíveis planos de fraqueza estrutural do maciço de fundação, enquanto é função do projeto estrutural avaliar a estabilidade das estruturas para cada plano identificado, sendo importante então que os profissionais envolvidos trabalhem em conjunto para a identificação das características do modelo geomecânico, que são as mais críticas possíveis para fins de estabilidade.

A Figura 14 mostra os mecanismos potenciais de ruptura ao deslizamento que podem ocorrer conforme a classificação feita em U.S.Army Corps of Engineers (1994). São denominados de (a) ruptura ao longo de descontinuidades, (b) ruptura combinada, (c) ruptura no contato concreto-rocha, (d) ruptura generalizada da massa de rocha e (e) ruptura iniciada por instabilidade do equilíbrio. Estes mecanismos devem ser identificados no modelo geomecânico em função das falhas, descontinuidades e propriedades dos materiais existentes na fundação, entre outros.

Esta abordagem tem sido adotada de uma maneira geral nos projetos de barragens de gravidade. No entanto há condições onde o modelo geomecânico mais crítico, para a análise das estruturas quanto à estabilidade global, não é facilmente identificado. A modelagem numérica pode auxiliar na identificação do mecanismo de ruína e assim na avaliação da estabilidade global nestes casos; este assunto será discutido mais adiante. Enquanto no caso de maciços contínuos (homogêneos e heterogêneos) a identificação é algumas vezes difícil, no caso de maciços com descontinuidades, a identificação da forma e localização das superfícies de ruptura mais críticas pode ser bem mais fácil, apesar da gravidade do problema. No entanto, mesmo para o caso de planos de descontinuidades na fundação por exemplo, há que se "completar" estes planos de forma a compor um mecanismo de ruptura (como o mecanismo (b) representado na Figura 14), que seja crítico e de interesse para a análise das estruturas.

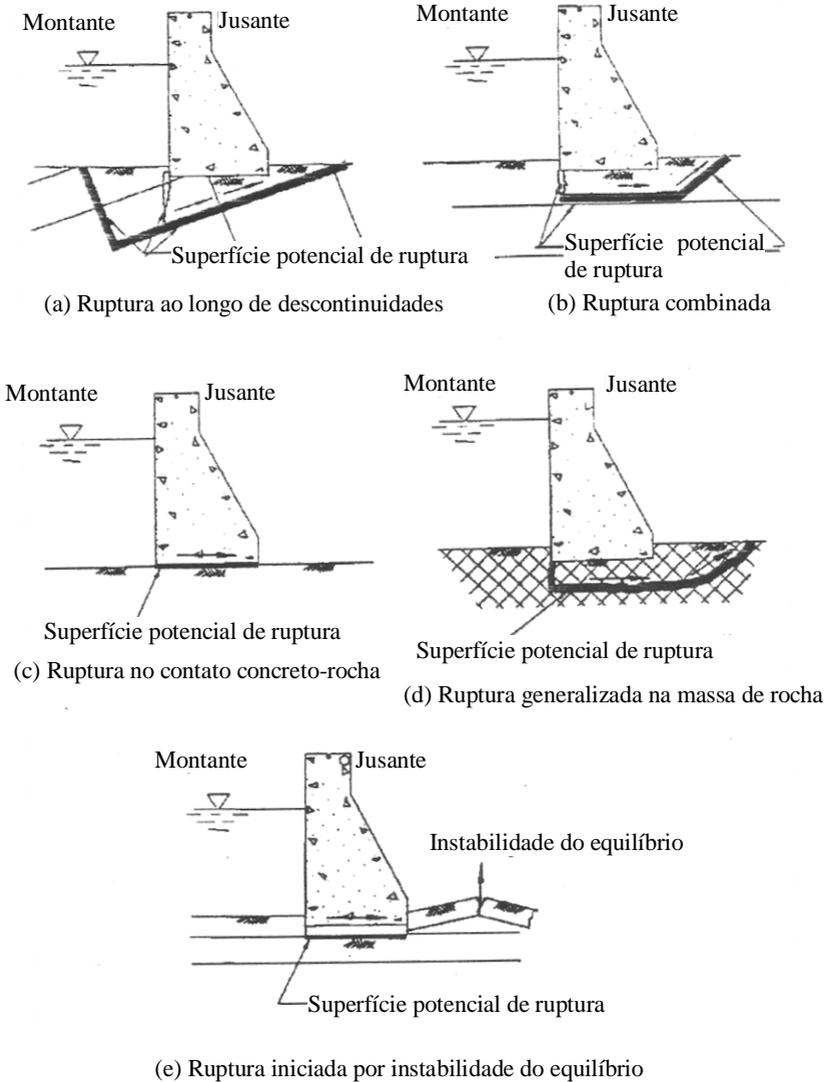


Figura 14: Mecanismos potenciais de ruptura a serem identificados no modelo geomecânico (adaptado de U.S. Army Corps of Engineers, 1994).

A maioria dos estudos geológicos e geotécnicos, feitos para a implantação de usinas hidrelétricas brasileiras, baseia-se em maciços de rochas ígneas e metamórficas (de rochas ígneas). Como exemplo, pode-se citar os inúmeros ensaios realizados em campo e em laboratório para

determinação das propriedades mecânicas de rochas basálticas na Bacia do Paraná. Nessa bacia hidrográfica, se encontram as usinas de Itaipu, Água Vermelha, Ilha Solteira, Jupiá, Promissão e outras. Segundo Gutstein (2003), os resultados destes ensaios têm sido utilizados até hoje, seja por meio de correlações, ou em complementação aos ensaios existentes de projeto de barragens locadas em regiões com mesma configuração geológico-geotécnica.

As descontinuidades encontradas no modelo geomecânico da UHE de Itaipu no Rio Iguazú, no Paraná e as características geotécnicas da brecha com baixa deformabilidade (em torno de  $7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ) foram objeto de estudos durante as verificações de estabilidade da barragem e de outras estruturas da usina. A barragem de Itaipu foi intensamente estudada quanto à estabilidade global, onde também foram feitos os primeiros estudos em barragens por modelos matemáticos pelo Método dos Elementos Finitos.

Por outro lado, atualmente, já é grande a quantidade de obras brasileiras em fundações de rochas sedimentares, tal como a UHE Dona Francisca, já citada nos exemplos anteriores. Sendo assim, para exemplificar as variações existentes, são expostas a seguir algumas características dos modelos geomecânicos da UHE de Itaipu, em fundação basáltica e da UHE Dona Francisca, em fundação formada por rochas sedimentares.

As fundações das estruturas e o reservatório da UHE Itaipu são compostas por grandes derrames basálticos, que fazem parte da formação Serra Geral, da bacia do Alto Paraná. As principais características geológicas do modelo geomecânico do projeto da UHE Itaipu no Rio Iguazú podem ser obtidas em Itaipu Binacional (1994), onde se destaca a presença de:

- Derrames basálticos, essencialmente horizontais, com 20 a 60 m de espessura;
- Camadas de brecha entre os derrames basálticos, de 1 a 30 m de espessura sempre heterogêneas, usualmente mais fracas e deformáveis do que o basalto;
- Descontinuidades em planos paralelos aos derrames de basalto, usualmente localizados no contato entre derrames ou na base da zona de transição;
- Permeabilidade horizontal muitas vezes mais alta do que a vertical.

A espessura, litologia e porosidade das camadas de brecha são

altamente variáveis, devido ao seu processo de formação. Podem-se diferenciar os derrames em três diferentes tipos de basalto:

- Basalto denso: alta densidade ( $29,5 \text{ kN/m}^3$ ) e alta deformabilidade (módulo de deformabilidade  $> 20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$  ou  $20.000 \text{ MPa}$ ). Este basalto, devido à sua rigidez intrínseca, é altamente fraturado.
- Basalto vesicular amigdaloidal: densidade é de  $26$  a  $27 \text{ kN/m}^3$  e tem módulo de deformabilidade entre  $10 \times 10^6$  e  $15 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , muito menos fraturado que o anterior;
- Brecha e escoriácea lava: densidade de  $24$  a  $21 \text{ kN/m}^3$  e eventualmente um pouco menor do que  $20 \text{ kN/m}^3$  e deformabilidade em torno de  $7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , alta porosidade e permeabilidade.

O modelo geomecânico da barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca no Rio Jacuí, estado do Rio Grande do Sul, conforme relatado em Sobrinho et al (2003), teve por sua vez a identificação de camadas de descontinuidades de argilitos e siltitos na fundação rochosa de arenito caturrita, entre outros tipos (ver indicações destas camadas na seção transversal típica na Figura 2). A presença das descontinuidades de argilito, consideradas no modelo geomecânico como sendo contínuas ao longo da área de projeção da barragem condicionou as verificações de estabilidade da barragem-vertedouro em algumas regiões, sendo necessária a inclusão de chaveta na seção transversal da barragem a jusante, para cortar o plano preferencial de ruptura menos profundo formado pela descontinuidade. Os demais planos de descontinuidades foram extensivamente analisados quanto à estabilidade e também foram estabelecidas algumas condições especiais para o sistema de drenagem e consolidação para garantir a estabilidade da estrutura. O relatório do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1999) apresenta as regressões e parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto *in situ* realizados em 11 blocos cúbicos ( $50 \times 50 \times 50$ )  $\text{cm}^3$  de arenito da formação Caturrita.

Outros exemplos de modelos geomecânicos de fundações de barragens com descontinuidades também podem ser encontrados em Cruz e Fernandes (1978), para formações em basalto, em Camargo et al (1978) para as usinas de Itaipu, Tucuruí e Salto da Divisa, em Cruz (1996) para outros tipos de fundações, entre outros.

Em Rocha (1977) são apresentados alguns parâmetros típicos de módulo de elasticidade de rochas e de seus parâmetros de resistência. Estes valores estão reproduzidos no Quadro 3 e indicam a variabilidade

dos parâmetros de deformabilidade, resistência à compressão e ao cisalhamento conforme diferentes tipos de rocha na fundação.

Quadro 3: Parâmetros típicos de deformabilidade e de resistência de rochas (Adaptado de Rocha, 1977).

Tipo de rocha	Módulo de deformabilidade E (MPa)	Resistência ao cisalhamento		Resistência à compressão uniaxial (MPa)
		Coesão (MPa)	Âng. atrito $\phi$ (graus)	
<b>Argilitos e Siltitos</b>				
Resistência baixa	0,4 - 3	0,5 - 3	30 - 35	2,0 - 12
Resistência média	3 - 8	3 - 6	35 - 40	12 - 25
Resistência elevada	8 - 30	6 - 12	40 - 55	25 - 80
<b>Grês e conglomerados</b>				
Resistência baixa	0,5 - 4	0,5 - 3	30 - 40	2 - 12
Resistência média	4 - 10	3 - 8	40 - 50	12 - 40
Resistência elevada	10 - 60	8 - 16	50 - 65	40 - 150
<b>Calcários</b>				
Argilosos	0,5 - 5	0,5 - 4	30 - 40	2 - 20
Margosos	1 - 10	1 - 6	30 - 40	4 - 30
Puros	20 - 100	10 - 40	40 - 50	40 - 250
Quartzitos 200 - 1000	20 - 100	15 - 30	45 - 65	70 - 300
<b>Granitos e gnaisses</b>				
Decompostos	0,4 - 3	0,4 - 2	35 - 45	1,5 - 10
Alterados	3 - 20	2 - 10	45 - 55	10 - 70
Sãos	20 - 100	10 - 25	55 - 65	70 - 250
<b>Xistos*</b>				
Decompostos	0,4 - 2	0,4 - 2	30 - 35	1,5 - 8
Alterados	2 - 15	2 - 10	35 - 40	8 - 40
sãos	15 - 80	10 - 20	40 - 65	40 - 200

\*características muito variáveis devido à anisotropia

### 3.7 Projeto quanto ao Sismo

Em regiões sujeitas a sismos, a maior parte das ações anteriormente comentadas e o processo de verificação quanto à estabilidade global sofrem modificações, o que requer um cálculo cuidadoso. Para sismos de grande magnitude, como nas regiões andinas da Figura 15, as forças sísmicas podem passar a ser ações

condicionantes de projeto, tendo como agravante que o aumento de peso próprio da estrutura, de onde provém os esforços estabilizantes das BGC e muros de gravidade, também aumenta as parcelas de forças inerciais devidas ao sismo (que são desestabilizantes).

Segundo Santos e Souza Lima (2006) um estudo completo da sismicidade no Brasil não foi ainda concluído. Mas, a nível mundial um estudo de risco sísmico foi realizado, onde o mapa de riscos quanto ao sismo global foi elaborado por GFZ-POTSDAM (1999) *apud* Santos e Souza Lima (2006). Este estudo foi considerado pelo U.S. Geological Survey (2006) para a elaboração do mapa de riscos quanto ao sismo da América Latina (*Seismic Hazard Map of South America*), que por sua vez também foi tomado como referência nos estudos de Santos e Souza Lima (2004), considerando a continuidade geográfica dos países vizinhos. Estes autores consolidaram um mapa de sismicidade da América do Sul conforme está reproduzido na Figura 15.

No Brasil, a norma de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos (ABNT NBR15421:2006) estabelece um mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica para terremotos da Classe B, ou seja, para classe do terreno como sendo rocha (conforme Figura 16 e Quadro 4). Esta aceleração característica é tomada como base para a determinação das acelerações espectrais a serem consideradas no projeto, considerando-se o efeito da amplificação sísmica no solo, que é obtido em função da aceleração característica e da classe do terreno.

A classificação de terreno, por sua vez, é determinada em função da velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento ou quando as mesmas não forem conhecidas, por meio do número médio de golpes no ensaio SPT, que corresponde a um ensaio realizado conforme a ABNT NBR6122:2010. A norma brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos também estabelece que um estudo sismológico e geológico específico para a definição da aceleração sísmica horizontal pode ser opcionalmente efetuado para o projeto de qualquer estrutura. E ainda em seus objetivos iniciais que esta norma não se aplica a estruturas especiais, dentre elas, obras hidráulicas, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais (como por formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado), casos que devem ser definidos em normas brasileiras específicas. No entanto, na Tabela 4 desta norma, onde se trata da definição das categorias de utilização e dos fatores de importância, estão incluídas as

instalações de geração de energia<sup>30</sup>.

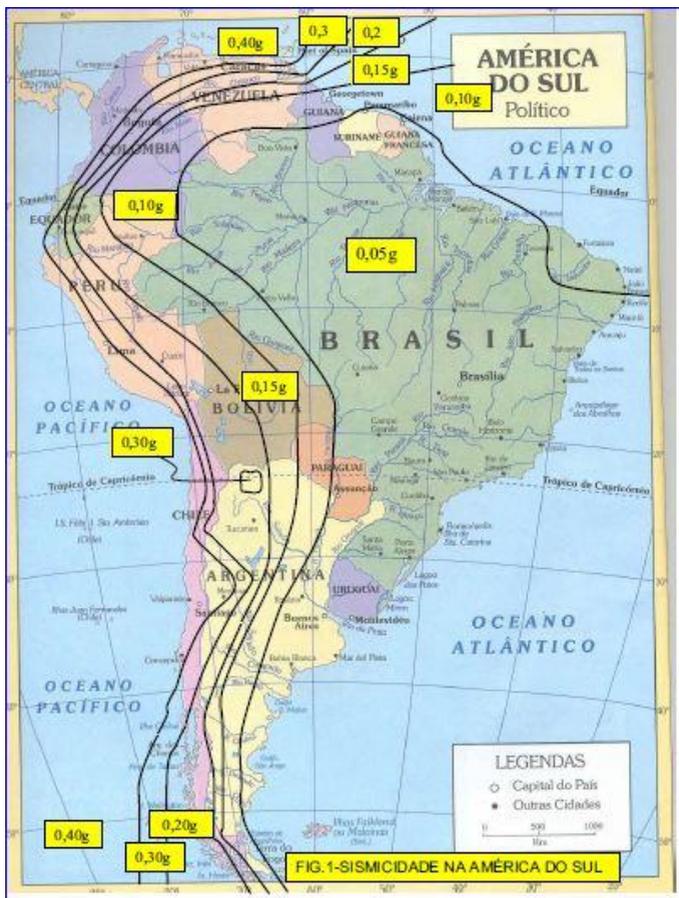


Figura 15: Sismicidade na América do Sul (extraído de Santos e Souza Lima, 2004)

<sup>30</sup> Existe uma variedade grande de obras para geração de energia e não necessariamente de PCHs e UHEs. Nos projetos de usinas nucleares, por exemplo, o sismo vem sendo considerado muito antes da publicação desta norma e foi objeto de referência e discussão, conforme algumas publicações encontradas na área.

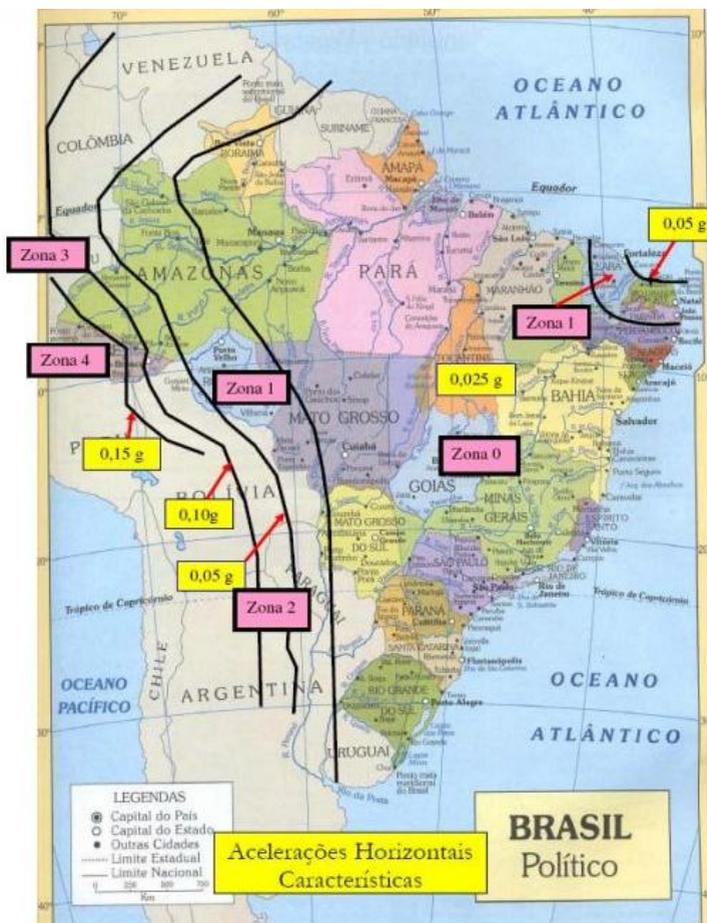


Figura 16: Zoneamento Sísmico para o Brasil  
 (extraído de Santos e Souza Lima,2006)

Quadro 4: Zoneamento Sísmico (Extraído de ABNT NBR15421:2006)

Zona Sísmica	Valores de $a_g$
Zona 0	$a_g=0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Enfim, considera-se neste trabalho que de uma forma geral podem-se adotar os dados de zoneamento sísmico e diretrizes apresentados na ABNT NBR15421:2006 para uma avaliação dos esforços de origem sísmica, quando na falta de uma avaliação mais precisa. No Brasil, a sismicidade assume papel importante no território do Acre, por se tratar de zona subandina de intensa sismicidade e ainda na região amazônica e do estado do Rio Grande do Norte, formadas por sedimentos não consolidados. Também se destacam os reflexos de terremotos ocorridos com epicentro nos Andes, os quais são observados com intensidade razoável na região do centro-oeste brasileiro, em Goiânia e em Brasília. Se tratam de regiões pouco populosas e em geral pouco afetadas, mas no caso de abrigarem grandes obras, como dos recentes empreendimentos de usinas hidrelétricas, a sismicidade destas regiões deve ser considerada e pode desempenhar um papel importante.

Em Santos e Souza Lima (2004) dados sismológicos e diretrizes da ABNT NBR15421:2006 foram utilizados por meio de uma análise de risco na Região Sudeste brasileira para a determinação de coeficientes de segurança a serem considerados quanto ao sismo. Este estudo considerou a análise de estruturas de edifícios e o exemplo particular de análise de confiabilidade de vigas de concreto. Nesse trabalho foi feito um estudo de confiabilidade estrutural, obtendo-se as funções de distribuições probabilísticas das magnitudes sísmicas, as funções de distribuições probabilística das acelerações horizontais de projeto e em seguida, as acelerações características a serem consideradas no projeto dos diversos tipos de estruturas, em função de sua importância e do grau de segurança exigido em cada uma delas. Em seguida foram discutidos os valores numéricos dos coeficientes de segurança a serem considerados, que correspondem a um valor pré-definido para os índices de confiabilidade das estruturas. Segundo a ABNT NBR15421:2006 os valores a serem definidos como característicos nominais para as ações sísmicas são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

Para o caso das barragens brasileiras e projeto quanto ao sismo devido ao terremoto, um estudo similar empregando métodos probabilísticos ainda não foi feito, até mesmo porque o enfoque atual dos critérios de projeto é a consideração de métodos determinísticos para a verificação da segurança (em âmbito nacional e internacional). Outro motivo se deve ao fato que o sismo tem sido pouco considerado em verificações estruturais no Brasil, incluindo as barragens.

Para o caso de barragens em regiões sísmicas fora do Brasil,

segundo a literatura internacional de referência (U.S.Army Corps of Engineers, 1995 e U.S.Bureau of Reclamation, 1976), bem como vivência da autora, de uma forma geral, os sismos de projeto são determinados para cada projeto, no momento da elaboração dos critérios de projeto. Para estes casos um estudo do zoneamento sísmico de cada região permite calcular dois tipos de sismo de projeto<sup>31</sup> em função da magnitude de terremoto considerada, que são:

- Sismo básico de operação (*Operating basis earthquake – OBE*)
- Sismo máximo possível (*Maximum credible earthquake – MCE*).

Esta abordagem também pode ser adotada para o caso de barragens localizadas em regiões sísmicas brasileiras, a partir de um estudo do zoneamento sísmico na região, que vem de encontro com as recomendações da ABNT NBR 15421:2006. Estes sismos de projeto podem ser incluídos nas condições de carregamentos de projeto, conforme discutido no item 3.8.5.

Para a análise a estabilidade global de estruturas submetidas ao sismo, é usual o emprego de métodos simplificados como a análise pseudo-estática, como alternativa para análises dinâmicas. Para realizar este tipo de análise é necessário, inicialmente, estabelecer os esforços estáticos capazes de simular os efeitos causados pelos movimentos sísmicos, que são os esforços hidrodinâmicos, os empuxos de terra com os efeitos do sismo quando houver e esforços inerciais, determinados a partir do peso próprio da estrutura. Na análise pseudo-estática<sup>32</sup> se adota uma aceleração sísmica característica multiplicadora da aceleração da gravidade ( $g$ ), incorporando à estrutura ações características devido ao terremoto. A análise de BGC quanto ao sismo, na prática, é feita da mesma forma que a adotada para a análise quanto ao sismo induzido pela ação do reservatório, considerando-se as acelerações definidas nos sismos de projeto (como o sismo básico de operação e sismo máximo possível citados anteriormente). A seguir, as considerações para a análise do sismo induzido pela acomodação do reservatório é discutida, bem como a determinação dos demais efeitos quanto ao sismo.

### 3.7.1 Sismo induzido

O efeito sísmico que é sempre considerado nos projetos de

---

<sup>31</sup> Estes sismos de projeto foram citados de forma indicativa, baseando-se na literatura internacional citada e também conforme Casos de Carregamento (item 3.8). Outras situações podem ser analisadas em função do estudo sísmico da região.

<sup>32</sup> Uma revisão do método pseudo-estático é encontrada em Santos e Souza Lima (2006), onde embora seja exemplificada para a análise de estruturas de edifícios, a referência citada apresenta os conceitos básicos que são aqui discutidos rapidamente.

barragens brasileiras e suas verificações de estabilidade global, corresponde ao sismo induzido pela acomodação do reservatório. Segundo Eletrobrás (2003), este efeito é considerado como carregamento excepcional, para estruturas de concreto assentes sobre fundações rochosas, a partir de uma análise pseudo-estática considerando as acelerações mínimas de  $0.03g$  e  $0.05g$ , na direção vertical e horizontal, respectivamente. Considerando-se análise pseudo-estática, estes valores são utilizados para a determinação dos esforços inerciais verticais ( $F_y$ ) e esforços inerciais horizontais ( $F_h$ ), aplicados no centro de gravidade da respectiva estrutura, sendo  $g$  o valor da aceleração da gravidade em  $m/s^2$ . Na Figura 17 estão representados os esforços inerciais, que estão aplicados nos sentidos considerados como sendo desestabilizantes para a estrutura, uma vez que a ação sísmica pode atuar em qualquer sentido para cada direção. Este sentido pode variar então conforme as ações atuantes e condições de carregamento (ver item 3.8) para estruturas de gravidade de concreto. A variável  $P$  da Figura 17 corresponde ao peso próprio da estrutura. Demais ações devidas a peso próprio sob o plano de análise, também devem ser consideradas, aplicando-se os respectivos esforços inerciais no seu centro de gravidade. É o caso de um eventual peso de água a jusante, que deve ser calculado e aplicado  $F_y$  e  $F_h$  no centro de gravidade da figura geométrica que representa a água na região, e assim por diante, considerando a aceleração do projeto em análise.

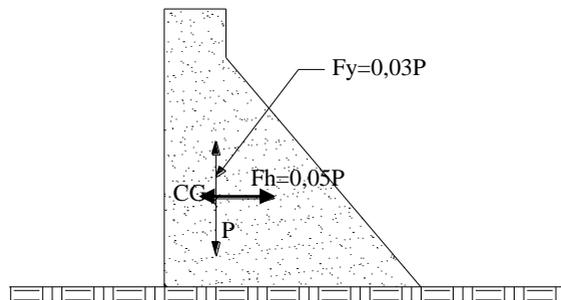


Figura 17: Esforços inerciais devido ao sismo induzido pela acomodação do reservatório (adaptado de Gap et al,2007)

Torna-se, portanto necessário esclarecer que no caso de análise de estabilidade global para sismicidade devido a terremoto, o problema pode ser tratado de forma similar ao apresentado neste item,

substituindo-se os valores de acelerações características pelas acelerações de projeto definidas pelo zoneamento sísmico da região e estudo das acelerações características (conforme discutido no item anterior e casos de carregamentos estabelecidos em 3.8).

Para esses casos, dependendo da magnitude das acelerações devidas ao sismo, uma análise pseudo-estática pode ser muito conservadora e uma análise dinâmica pode representar melhor o comportamento da estrutura. De qualquer forma, uma definição adequada do caso de carregamento a ser considerado é necessária, onde se consideram os respectivos esforços inerciais e o efeito das pressões hidrodinâmicas conforme apresentado no item 3.7.2.

### **3.7.2 Pressões hidrodinâmicas devido às ações sísmicas**

Além dos esforços inerciais, as forças devidas ao sismo também são produzidas pelo aumento momentâneo da pressão de água na estrutura quando a fundação se movimenta horizontalmente, durante um evento sísmico. A este aumento momentâneo denomina-se a pressão hidrodinâmica e pode ser determinado por meio de formulações consagradas. Pode ser calculada pela expressão de Zanger (1953) *apud* Davis e Sorensen (1969) e U.S.Bureau of Reclamation (1987) ou de Westergaard citada em U.S.Army Corps of Engineers (1995).

A expressão de Zanger, permite o cálculo das pressões hidrodinâmicas atuantes em faces verticais ou inclinadas considerando-se ação sísmica horizontal. Esta formulação pode ser utilizada para o caso de pequenas barragens de gravidade de concreto perfeitamente rígidas, segundo U.S.Bureau of Reclamation (1987) e baseia-se na hipótese de que a água é incompressível. Segundo este manual, para barragens baixas o erro envolvido no cálculo das forças devidas ao terremoto na água por esta formulação é muito baixo, provavelmente menor do que 1%. Para grandes barragens o U.S.Bureau of Reclamation utiliza correntemente um método empregado pelo programa EAGD-84 para considerar os efeitos da interação hidrodinâmica e fundação. No entanto, a expressão de Zanger também é recomendada em Eletrobrás (2003), para o caso das barragens e estruturas de gravidade em geral e sua verificação por análise pseudo-estática e quanto ao sismo induzido pela acomodação do reservatório.

Sendo assim, para barragens e outras estruturas, o aumento da pressão hidrostática devido à ação sísmica nas faces vertical ou inclinada, é dado pelas expressões:

$$P_e = C \gamma w h \quad (14)$$

onde:

$P_e$ : Pressão atuante<sup>33</sup>;

$\gamma$ : intensidade do terremoto - relação entre aceleração do sismo e a aceleração gravitacional<sup>34</sup>;

$w$ : peso específico da água;

$h$ : profundidade do reservatório na seção estudada;

$C$ : é um coeficiente adimensional que fornece a distribuição e magnitude das pressões, conforme a expressão:

$$C = \frac{Cm}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (15)$$

sendo:

$Cm$ : Máximo valor de  $C$  para uma dada inclinação da face da estrutura; corresponde a coeficientes de pressão obtidos experimentalmente, em função do ângulo de inclinação da face de atuação da pressão hidrodinâmica e em função da distância de aplicação da pressão em relação à superfície e em relação à altura total. Os valores de  $C$  para vários ângulos de inclinação e relações  $y/h$  podem ser obtidos a partir da Figura 18;

$y$ : distância vertical a partir da superfície do reservatório até a elevação em questão.

Assim, a força horizontal total ( $V_e$ ) acima de qualquer elevação  $y$  conforme a Figura 18 e Figura 19 é obtida pela expressão:

$$V_e = 0,726 \times P_e \times x \times y \quad (16)$$

O momento resultante ( $M_e$ ) e a excentricidade ( $e$ ) em relação à base são obtidos, respectivamente pelas expressões abaixo:

$$M_e = 0,299 \times P_e \times x \times y^2 \quad (17)$$

$$e = M/F \quad (18)$$

A força e momento calculados acima devido a pressão hidrodinâmica são acrescentados aos demais carregamentos para a verificação de estabilidade global.

Para aquelas faces da estrutura onde se deseja calcular  $V_e$  e  $M_e$ , onde uma parte é vertical em altura maior ou igual a metade da altura da barragem, as mesmas podem ser consideradas como sendo vertical para

<sup>33</sup> As unidades desta formulação original é "pound/foot<sup>2</sup>"

<sup>34</sup> igual a 0,05, para o caso da verificação usual de sismo induzido pela ação do reservatório, conforme Eletrobrás (2003).

efeito de cálculo (onde  $\theta=0^\circ$  na Figura 18 e  $C=C_m=0,75$ ).

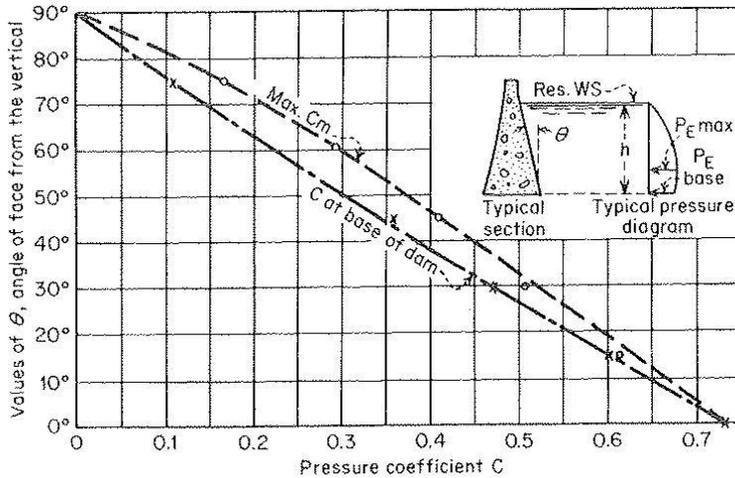


Figura 18: Coeficientes de pressão hidrodinâmica - Valores de  $\theta$  x coeficientes de pressão C, para faces com inclinação constante (extraído de Zanger, 1953 *apud* Davis e Sorensen, 1969).

Os esforços sísmicos (esforços inerciais e pressões hidrodinâmicas devidas à ação induzida pela acomodação do reservatório) devem ser levados em conta apenas nos estudos de estabilidade global das estruturas. Os efeitos sísmicos também devem ser considerados no cálculo de empuxos de terra quando atuantes na estrutura, para fins de estabilidade global. O cálculo dos coeficientes de empuxos de terra quanto ao sismo podem ser determinados segundo Bowles (1988). Não será considerada a influência do sismo no valor da subpressão por se tratar de carregamento instantâneo (de curtíssima duração).

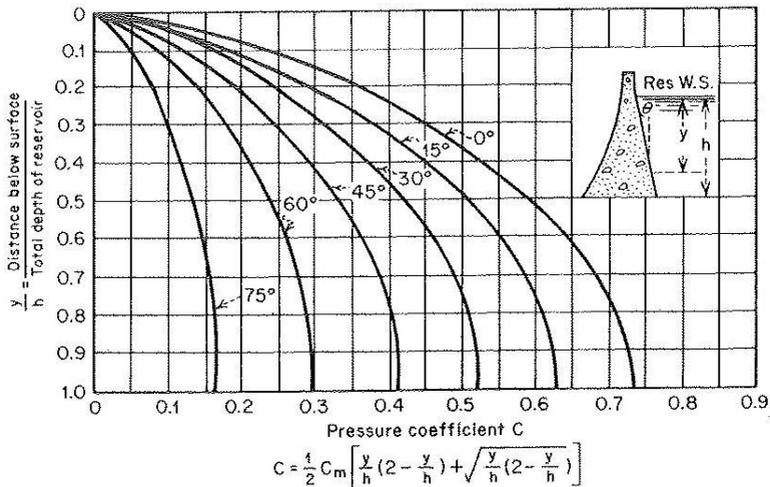


Figura 19: Distribuição dos coeficientes de pressão hidrodinâmica  $C$  ao longo da altura da barragem (extraído de Zanger, 1953 *apud* Davis e Sorensen, 1969).

### 3.8 Casos de Carregamento<sup>35</sup>

A verificação da estabilidade global deve ser feita para todas as estruturas que possam sofrer movimentação como um todo (hipótese de corpo rígido).<sup>36</sup> Para isso, devem ser identificados os mecanismos de ruptura a serem analisados, quanto aos critérios de segurança à estabilidade global para todos os casos de carregamento.

Os casos de carregamento a considerar podem ser obtidos empregando os Critérios Eletrobrás (2003), U. S. Bureau of

<sup>35</sup> Este item foi elaborado a partir de uma releitura do que fez parte dos estudos do projeto de pesquisa feitos pela autora em GAP et al (2007), sob o título “Desenvolvimento de Critérios de Auscultação, Instrumentação e de Projeto Civil visando a Segurança de Barragens”. Esse projeto de P&D foi elaborado pelo Grupo de Análise e Projeto de Estruturas (GAP) da UFSC para a Tractebel Energia.

<sup>36</sup> Também outras estruturas tais como de barragem-vertedouro, vertedouro, tomada d’água, casa de força etc, devem ser verificadas quanto à estabilidade, pois além das verificações dos esforços internos para fins de dimensionamento em concreto armado, as mesmas estão submetidas a ações que podem provocar movimentações de corpo rígido. Esta é uma característica importante do projeto das estruturas de empreendimentos hidrelétricos devido à magnitude dos empuxos e subpressões. Assim, se aplicam também para estas estruturas os mesmos critérios apresentados nessa seção. A verificação de estabilidade global corresponde a uma verificação externa dessas estruturas e que deve ser feita antes do dimensionamento, a partir de um arranjo preliminar para a definição das dimensões e geometria mais importantes destas estruturas a partir dos dados de hidráulica e do modelo geomecânico, em suma.

Reclamation (1976) e U.S.Army Corps of Engineers (1995). Para aquelas obras localizadas em regiões sujeitas a sismos, os critérios internacionais, em especial do U.S.Army Corps of Engineers, apresentam casos de carregamentos específicos mais detalhados.

Apresentam-se a seguir os casos de carregamento a serem adotados, que podem ser utilizados para a análise das estruturas de empreendimentos hidrelétricos de uma forma geral. Foram escritos tendo como base as prescrições dos critérios Eletrobrás incluindo alguns aspectos particulares da verificação de estabilidade global ao longo do texto. Os casos de carregamentos devem ser considerados nas verificações de segurança à estabilidade global ao longo de planos potenciais de ruptura ou modos de falha, que são identificados pelo modelo geomecânico e estrutural.

Em geral, segundo os critérios Eletrobrás se consideram as combinações devido aos casos de carregamento normal, excepcional, limite e construção. Os casos de carregamentos a seguir podem gerar mais de uma combinação das ações, pois nem todas as ações são concomitantes e nem sempre se conhece a situação mais desfavorável. O objetivo é encontrar a combinação de carregamento mais crítica, a exemplo das normas de ações e de segurança.

A abordagem da verificação da segurança a estabilidade global de estruturas de gravidade como a BGC é feita com a determinação de um coeficiente externo que quantifica se a estrutura possui segurança adequada. Nos critérios de projeto de cada empreendimento são estabelecidos, para cada caso de carregamento, os fatores de segurança mínimos a serem atendidos pela estrutura, utilizando-se as publicações de referência. Exemplos de fatores de segurança a serem atendidos segundo os critérios Eletrobrás, para cada caso de carregamento, são mostrados mais adiante no item 3.9.

A aplicação das ações citadas para cada caso de carregamento nas verificações de estabilidade global, que são de interesse para este trabalho, é discutida ao longo do texto (comentários em itálico).

### **3.8.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)**

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais (ELETROBRÁS, 2003). Devem ser incluídas para esse caso de carregamento as seguintes ações:

- Peso-próprio da estrutura e dos equipamentos.

*Conforme item 3.4.1. No que diz respeito às ações das verificações de estabilidade global, em geral, os pesos de equipamentos*

*não são considerados para fins de simplificação, pois se entende que se forem considerados, situações de carregamentos transitórias devido à retirada de equipamentos para manutenção ou eventual substituição devem também ser verificadas adicionando-se mais uma combinação de carregamento normal (níveis normais com peso próprio diminuído do peso dos equipamentos).*

- Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da usina.

*Dentro das atividades rotineiras de operação e de manutenção da usina pode-se exemplificar a variação dos empuxos hidrostáticos conforme a abertura ou fechamento de comportas, o que pode requerer a verificação de mais de um caso de carregamento normal. Isto é válido em especial para o caso de verificação da estabilidade de vertedouros com comportas e de casas de força, por exemplo, onde as hipóteses de operação devem ser analisadas conforme o caso. Nesses casos a análise para comportas abertas e fechadas é também importante na verificação dos esforços internos da estrutura devido à condições de carregamentos sem simetria.*

- Empuxos hidrostáticos com o nível de água (N.A.) do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura.

*Tanto os níveis de água a montante quanto a jusante da estrutura apresentam variações em seus níveis de água de projeto (níveis máximo normal e mínimo normal a montante e a jusante da estrutura), devendo ser encontrada a condição mais severa para estas hipóteses.*

- Subpressão com drenagem operante.

*Conforme item 3.4.2. A drenagem operante deve ser garantida durante a operação em condições normais da usina. Para isto, além do sistema de drenagem ser inspecionável e acessível para manutenção, conforme explicado em 3.5.2, devem ser previstos nos planos de operação da usina: o monitoramento do sistema de drenagem, a análise e interpretação dos dados periodicamente e a intervenção para manutenção quando necessário. Estas considerações também se aplicam ao bombeamento quando houver. Na falta ou no caso de dúvida quanto ao sistema de drenagem monitorado, o mesmo não deve ser considerado como sendo operante.*

- Empuxos de terra e de assoreamento.

*Conforme item 3.4.1.*

- Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos.

- Pressão Intersticial.

*Nos poros do concreto, no caso de verificação de planos potenciais de ruptura que passem pelo corpo da barragem.*

- Esforços devido ao vento.
- Variação de temperatura e retração do concreto.
- Ancoragens ativas.

*Quando houverem. Ancoragens ativas (protensão a montante da estrutura) podem ser adotadas para fins de reforço ou recuperação estrutural quando não for possível atender à estabilidade da estrutura somente pelos seus esforços de gravidade. Deve ser analisada a possibilidade de cuidados especiais para manutenção quando na sua especificação.*

• Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio, em casos onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente, com a usina em operação.

Pode haver mais de uma condição de carregamento normal a ser verificada tendo como objetivo encontrar a condição norma mais crítica. Variam-se as diferentes ações que podem atuar não concomitantemente, para os casos normais em análise, mantendo-se os níveis na faixa de operação normal.

As ações devidas ao vento, variação de temperatura e retração do concreto são consideradas em verificações estruturais específicas e em geral, não influenciam a estabilidade global das estruturas de BGC, conforme abordado nos itens 3.4.3 e 3.4.7.

### **3.8.2 Caso de Carregamento Excepcional (CCE)**

Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as demais ações correspondentes à condição de carregamento normal. As ações excepcionais que podem ser consideradas nas combinações do caso de carregamento excepcional são:

- Empuxos hidrostáticos e respectivas subpressões associadas aos níveis de água do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo maximorum e mínimo minimorum, de forma a abranger a situação mais crítica.
- Subpressão correspondente à drenagem inoperante ou falhas no sistema de drenagem para os mesmos níveis de água considerados no

caso de carregamento normal. Quando na ocorrência de drenagem a jusante e a montante da estrutura, cada falha na drenagem (a montante ou a jusante) é considerada como sendo uma ação excepcional, caso sejam independentes.

- Ações provenientes de sismo induzido pela ação do reservatório e efeitos hidrodinâmicos e demais empuxos correspondentes, como por exemplo, empuxos de terra se houverem, conforme item 3.4.1.

- Ações provenientes do efeito de onda

- *Se houverem.*

- Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio. As estruturas ou elementos de segundo estágio os quais serão construídos após a operação da usina, deverão ser considerados quando forem críticos para a segurança da estrutura, o que pode acontecer conforme a verificação que esteja sendo realizada.

### 3.8.3 Caso de Carregamento Limite (CCL)

Corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as demais correspondentes na condição de carregamento normal (ELETROBRÁS, 2003).

Sendo assim, para a verificação de estabilidade global e dimensionamento estrutural pela condição de carregamento limite, deve-se adicionar à condição de carregamento normal pelo menos duas das seguintes ações excepcionais.

- Empuxos hidrostáticos e respectivas subpressões associadas aos níveis de água do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo *maximorum* e mínimo *minimorum*, de forma a abranger a situação mais crítica.

- Subpressão correspondente a drenagem inoperante ou falhas no sistema de drenagem para os mesmos níveis de água considerados no caso de carregamento normal. Quando na ocorrência de drenagem a jusante e a montante da estrutura, cada falha na drenagem (a montante ou a jusante) é considerada como sendo uma ação excepcional.

- Ações provenientes de sismo induzido pela ação do reservatório e efeitos hidrodinâmicos e demais empuxos correspondentes, como por exemplo, empuxos de terra se houverem, conforme item 3.4.1.

- Ações provenientes do efeito de onda.

- *Se houverem.*

- Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio. As estruturas ou elementos de segundo estágio os quais serão construídos após a operação da usina, deverão ser considerados quando forem críticos para a segurança da estrutura, o que pode acontecer conforme a verificação que esteja sendo realizada.

### **3.8.4 Caso de Carregamento de Construção (CCC)**

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Esta condição compreende as possíveis combinações de ações atuantes durante as fases de construção, considerando-se equipamentos de construção, cargas temporárias para instalação e montagem de equipamentos definitivos, cimbramentos e quaisquer outras condições semelhantes, as quais ocorram durante períodos curtos em relação à sua vida útil (ELETROBRÁS, 2003).

Para a composição de casos de carregamento de construção pode-se considerar as ações listadas abaixo que tem caráter genérico, devendo ser analisadas e modificadas em função de cada caso específico.

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular. Podem-se citar, como exemplo, os esforços sobre estruturas em 1<sup>o</sup> estágio, provenientes da estrutura de 2<sup>o</sup> estágio quando a mesma deva ser executada posteriormente; adufas vazias para o vertedouro; ou ainda condições de cheias para a fase construtiva, no caso de verificação da segurança contra galgamento, entre outras.

- Cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários.

- Cargas de equipamentos de construção e montagem.

- Cargas devidas às ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares.

- Cargas de compactação de aterros e reaterros.

- Cargas móveis devidas à movimentação e montagem de equipamentos.

- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes.

- Esforços devidos a injeções.

*Dentre estas ações, em geral, as duas primeiras citadas quando ocorrem, são usualmente adotadas para as verificações de estabilidade global. Na análise e dimensionamento estrutural incluem-se as demais. As pressões induzidas pela compactação, segundo U.S. Army Corps of Engineers (1989), devem somente ser consideradas para projeto estrutural, uma vez que para as verificações de tombamento, de tensões*

e de deslizamento qualquer movimento da parede ou da estrutura de gravidade em análise devido às pressões induzidas por compactação, será acompanhado por um deslocamento ou rotação e respectiva redução no empuxo correspondente. Assim, segundo este manual e também conforme discutido em Bowles (1988), os empuxos de terra considerados inicialmente como sendo em repouso passariam para valores menores, com a mudança do comportamento de estrutura com o efeito da compactação. O cálculo das pressões induzidas por compactação, bem como devidas aos empuxos de terra são encontrados nesses autores e literatura consagrada em Mecânica dos Solos.

### 3.8.5 Casos de Carregamentos com Sismos

No caso de barragens localizadas em regiões sísmicas fora do Brasil e também em regiões brasileiras onde a verificação quanto ao sismo é importante (conforme discutido no item 3.7), pode ser feita uma abordagem similar às adotadas em critérios internacionais onde os efeitos sísmicos fazem parte das verificações usuais de projeto.

Considerando o critério de U.S. Army Corps of Engineers (1995) nas condições de carregamento básicas de projeto são incluídas aquelas que consideram os efeitos sísmicos, que dependem da magnitude do terremoto e o momento no qual o mesmo é aplicado na estrutura. Este critério apresenta, para o projeto de barragem de gravidade de concreto, as condições de carregamento para a consideração de terremoto, que são:

- Condição limite (*Extreme load condition - N<sup>o</sup>4*) – caso de construção com a consideração do sismo básico de operação (*operation basic earthquake - OBE*);
- Condição excepcional (*unusual loading condition - N<sup>o</sup>5*) – níveis de água normal de operação com o sismo básico de operação (OBE);
- Condição limite (*Extreme loading condition - N<sup>o</sup>6*) - níveis de água normal de operação com o sismo máximo possível (*maximum credible earthquake - MCE*)<sup>37</sup>.

O U.S. Bureau of Reclamation (1976), por sua vez, adota os casos de carregamento: caso normal (usual), caso excepcional (*unusual*) e limite (*extreme*), onde no primeiro analisam-se as condições equivalentes ao caso de carregamento normal exposto neste capítulo, no

---

<sup>37</sup> As demais situações de carregamento segundo este critério norte-americano podem ser encontradas em U.S.Army Corps of Engineers (1995) e não foram aqui reproduzidas por apresentarem condições parecidas às apresentadas anteriormente.

segundo são analisados os níveis d'água máximos *maximum* de projeto e demais ações conjuntas e no terceiro a combinação de uma cheia normal de projeto e demais ações correspondentes, com os efeitos do sismo máximo possível (*maximum credible earthquake* - MCE). Também outros estudos são sugeridos como a consideração de drenos inoperantes, peso próprio e outras combinações que forem julgadas necessárias, para cada caso em particular.

No manual de projeto de pequenas barragens (*Design of Small Dams*) de U.S. Bureau of Reclamation (1987)<sup>38</sup> e também no manual de barragens em arco de concreto (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1977) valem os mesmos critérios para a definição das combinações de carga que as estabelecidas na publicação de 1976 (normal, excepcional e limite) para barragens em geral<sup>39</sup>.

No entanto, o manual de pequenas barragens - U.S. Bureau of Reclamation (1987) traz um detalhamento maior para as considerações básicas e critérios de projetos quando na análise de terremotos. Segundo o mesmo três níveis de carregamentos devidos a terremotos devem ser considerados: sismo básico de operação (*OBE - operating basis earthquake*), sismo de projeto básico (*DBE - design basis earthquake*) e sismo máximo possível (*MCE - maximum credible earthquake*). Em suma, no sismo básico de operação a estrutura suporta o evento e permanece operando; no sismo de projeto básico, o projeto deve considerar um dimensionamento da estrutura para suportar o terremoto com danos que sejam reparáveis, exceto para aquelas estruturas, sistemas e componentes que são importantes para a segurança, que devem permanecer operáveis. O nível de danos aceitáveis deve ser estabelecido em função da análise de uma estimativa de custo de reparo com relação ao custo inicial para o controle do dano devido ao terremoto DBE. As estruturas que são vitais para garantir a retenção ou liberação do reservatório devem ser dimensionadas para o carregamento devido ao sismo máximo possível (MCE). Neste caso as estruturas devem funcionar sem permitir uma liberação repentina e descontrolada do reservatório ou prever uma evacuação controlada do reservatório.

Quanto ao tempo de recorrência adotados para estes terremotos segundo U.S. Bureau of Reclamation (1987), o OBE tem uma expectativa de ocorrer uma vez a cada 25 anos durante a operação da

---

<sup>38</sup> No item 8.15 (b).

<sup>39</sup> Por situações similares a esta, o manual de 1976 tem sido citado sempre neste trabalho quando se discutem as recomendações de U.S. Bureau of Reclamation, para barragens de gravidade de concreto de uma forma geral.

usina, o DBE, uma vez em 200 anos e para o MCE não há uma preocupação com a probabilidade de ocorrência e somente com relação a sua possibilidade de ocorrer devido às análises geológicas e sismológicas.

Do exposto se conclui que os casos de carregamentos são de certa forma similares aos casos de carregamentos definidos anteriormente neste capítulo, exceto quanto ao sismo que requer um detalhamento maior quando na sua ocorrência. As combinações de carregamento quanto ao sismo podem então ser consideradas adotando-se uma dos manuais internacionais de referência citados anteriormente. Também podem ser adotados a partir de uma adaptação dos casos de carregamentos anteriores incluindo os efeitos sísmicos como sendo ações excepcionais. A consideração do tipo de combinação (caso de carregamento limite ou excepcional) deve ser analisada em conjunto com os estudos de sismo, considerando a sua forma de ocorrência.

Cada projeto pode ter uma situação de carregamento que seja específica em função de sua localização, de características especiais, entre outras. Sendo assim, os casos de carregamentos citados devem ser tomados como base para a definição dos carregamentos que são importantes para a estrutura, podendo ser consideradas outras ações ou combinações não previstas anteriormente. O importante é que estas definições e a escolha dentre as alternativas sugeridas devem ser feitas quando na elaboração dos critérios de projeto da estrutura, onde há tempo para discutir as premissas de projeto e de dimensionar as estruturas para tais situação. É comum observar, na prática, que devido a critérios de projeto simplificados, se adotem ao longo do projeto outras situações de carregamento não previstas em etapas posteriores<sup>40</sup>. É indesejável que isto ocorra pois nestas situações, uma estrutura inicialmente estável pode passar a condições de instabilidade em fases de projeto já adiantadas, onde alterações geram problemas para o andamento do projeto e da obra (devido aos motivos explicados no item 3.1).

### **3.9 Verificações tradicionais de estabilidade global**

As verificações tradicionais são aquelas preconizadas nos critérios de projeto usuais e utilizam formulações para a verificação da segurança que consideram a estrutura em análise como sendo um corpo rígido.

---

<sup>40</sup> Como as formulações para verificações a estabilidade global a serem discutidas logo a frente, entre outros exemplos.

Este item foi escrito tendo como base as verificações e os respectivos fatores de segurança admissíveis segundo os critérios Eletrobrás (2003). Os fatores de segurança estabelecidos neste item correspondem a combinações de cálculo determinísticas<sup>41</sup>. Algumas considerações adicionais são discutidas no final deste item.

As verificações de segurança tradicionais à flutuação, ao tombamento, ao deslizamento e a análise de tensões discutidas a seguir são sempre realizadas considerando um plano potencial de ruptura de análise. A verificação da segurança tem como objetivo obter os menores coeficientes de segurança da estrutura, o que depende da escolha do plano potencial de ruptura. Este plano pode ser o contato concreto-rocha, planos potenciais de ruptura situados no corpo da barragem, da fundação ou no conjunto barragem-fundação, que devem ser identificados por meio dos modelos geomecânico e hidrogeológico (conforme os itens 3.5 e 3.6).

As forças que servem de dados de entrada para as verificações a seguir, tais como, devidas ao peso próprio, subpressões, empuxos hidrostáticos, de aterro, pressões intersticiais<sup>42</sup> e devidas ao sismo, devem ser consideradas conforme discutido nos respectivos itens anteriores (3.3, 3.4, 3.5 e 3.7). As mesmas são calculadas com relação ao plano de análise considerado.

### 3.9.1 Segurança à flutuação

Para o plano potencial de ruptura em análise, o fator de segurança à flutuação da estrutura é obtido a partir da relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão, sendo dado pela expressão:

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (19)$$

onde:

$FSF$ : Fator de segurança à flutuação;

$\sum N$ : Somatório das forças gravitacionais (estabilizantes);

$\sum U$ : Somatório das forças de subpressão (desestabilizantes).

---

<sup>41</sup> As funções determinísticas sempre retornam o mesmo resultado quando são chamadas e não consideram a variabilidade dos parâmetros de entrada (como das ações e propriedades dos materiais) ao contrário das funções probabilísticas.

<sup>42</sup> As pressões intersticiais devem ser consideradas nas verificações de segurança feitas em planos potenciais de ruptura situados no corpo da barragem, no lugar das subpressões nas expressões que seguem (mesmo fenômeno das subpressões).

Para este cálculo considera-se a região de corpo rígido da estrutura compreendida entre juntas de construção ou de variação de temperatura e de retração, desprezando-se, em geral, o efeito do atrito nas faces laterais do bloco e também no plano de análise. O *FSF* também pode ser obtido por meio de verificação bidimensional, considerando um metro de comprimento ao longo do eixo da barragem, sempre que não houverem variações das forças gravitacionais e das subpressões nesta direção. Os fatores de segurança à flutuação (*FSF*) devem atender aos mínimos previstos para cada caso de carregamento, conforme mostrado no Quadro 5. Neste quadro, os casos de carregamentos CCN, CCE, CCL e CCC correspondem aos casos de carregamento normal, excepcional, limite e de construção, respectivamente, conforme item 3.8.

Quadro 5: Coeficientes de segurança mínimos para análises de estabilidade, segundo Eletrobrás (2003)

Casos de Carregamento	CCN	CCE	CCL	CCC
<b>FSF</b>	1,3	1,1	1,1	1,2
<b>FST</b>	1,5	1,2	1,1	1,3
<b>fsdc</b>	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
<b>fsdφ</b>	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

### 3.9.2 Segurança ao tombamento

O Fator de Segurança ao Tombamento consiste na relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, sendo dado pela expressão:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (20)$$

onde:

*FST*: Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\sum M_e$ : Somatório dos momentos estabilizantes;

$\sum M_t$ : Somatório dos momentos de tombamento.

Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies do plano de análise e também das

superfícies de contato entre blocos adjacentes (no caso da análise tridimensional, onde se considera o bloco da estrutura localizado entre juntas de construção ou juntas térmicas). O *FST* também pode ser obtido por meio de verificação bidimensional, por metro de comprimento na direção longitudinal da barragem, sempre que não houverem variações destas forças nesta direção. Na estrutura cuja base tem dimensão igual ou superior à sua altura, dispensa-se a análise de estabilidade ao tombamento. Os fatores de segurança ao tombamento (*FST*) que forem obtidos para cada caso de carregamento, conforme o item 3.8, devem ser superiores aos fornecidos pelo Quadro 5.

### **3.9.3 Segurança ao deslizamento**

#### **3.9.3.1 Critério de Mohr-Coulomb**

A análise de segurança ao deslizamento é baseada na verificação entre as tensões cisalhantes resistentes e tensões cisalhantes atuantes, para o plano potencial de ruptura em análise. Da mesma forma que nas verificações anteriores, pode ser feita uma análise para um trecho da estrutura considerando 1m de comprimento (análise bidimensional) ou para um bloco da estrutura (análise tridimensional), se houverem variações das forças atuantes e resistentes na direção longitudinal do bloco de análise.

As tensões cisalhantes atuantes são determinadas a partir das forças gravitacionais, subpressões e de empuxos atuantes.

As tensões resistentes são determinadas a partir do critério de ruptura de Mohr-Coulomb que é um modelo matemático que descreve, de forma simplificada, a resposta às solicitações de materiais de ruptura frágil como o concreto, solos e rochas, que possuem uma resistência à compressão muito superior à sua resistência à tração. A teoria de Mohr-Coulomb compreende a combinação da teoria de ruptura de Coulomb com a do círculo de Mohr e permite determinar uma envoltória de resistências para um material que é baseada nos parâmetros de atrito e de coesão para diferentes níveis de pares de tensão normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) de ruptura (Figura 20). Nessa figura é mostrado como se obtém os parâmetros de coesão e de atrito para um dado nível de tensões normais (de  $\sigma_1$  a  $\sigma_2$ ) que seja de interesse para o material em análise, considerando-se que a curva  $\tau$  x  $\sigma$  corresponde a envoltória de resistências para um dado material. Essa envoltória é obtida a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo, obtendo-se a tensões cisalhantes de ruptura para diferentes níveis de tensões normais. A equação de Coulomb é obtida a partir da envoltória de ruptura de  $\tau$  x  $\sigma$ , para a reta pontilhada da Figura 20, em função do atrito ( $\phi$ ) e da coesão ( $c$ ), sendo

dada por:

$$\tau = c + \sigma.t \operatorname{tg} \phi \quad (21)$$

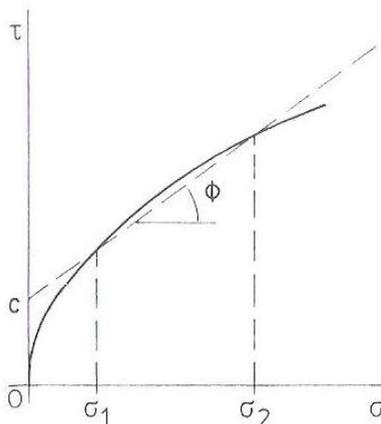


Figura 20: Exemplo de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Fonte: Rocha,1981).

O critério de Mohr-Coulomb pode ser empregado para o cálculo de forças resistentes num determinado plano de análise submetido a ações horizontais (de deslizamento) e a esforços normais. A força resistente ao cisalhamento ( $R$ ) é obtida pela soma da integral da coesão ao longo da área do plano de análise ( $c.A$ ) com a integral das tensões normais ao longo da área do plano de análise (dada por  $\Sigma N$ ) multiplicada pela tangente do ângulo de atrito, conforme a expressão:

$$R = \sum N.tan\phi + c.A \quad (22)$$

### 3.9.3.2 Verificação da segurança ao deslizamento

Segundo os critérios Eletrobrás (2003) considera-se que a segurança ao deslizamento em planos de contato concreto-rocha está verificada se:

$$FSD_{,tot} = \frac{R}{\Sigma E} = \frac{\left( \frac{\sum N_{,efet.tan\phi}}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E} \geq 1,0 \quad (23)$$

onde:

$R$ : Somatório de forças horizontais resistentes;

$\Sigma E$ : Somatório de forças horizontais atuantes;

$\Sigma N_{efet}$ : Somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise<sup>43</sup>;

$\phi$ : Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$c$ : Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

$A$ : Área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise;

$fsd\phi$  e  $fsdc$ : Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente;

$FSD_{tot}$ : Fator de segurança ao deslizamento total (considera as parcelas de resistência de atrito e de coesão).

Os valores característicos dos parâmetros do material (coesão e ângulo atrito) são definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura sob análise, conforme modelo geomecânico discutido no item 3.6 e critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Os valores dos fatores de segurança parciais a adotar estão apresentados no Quadro 5, para cada combinação de carregamento. Nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou de parâmetros muito variáveis, o critério Eletrobrás (2003) recomenda adotar os valores entre parênteses. O coeficiente de segurança total ( $FSD_{tot}$ ) deve ser maior do que 1, uma vez que considera a existência dos coeficientes de minoração da resistência parciais: para o atrito ( $fsd\phi$ ) e para a coesão ( $fsdc$ ).

Para a análise ao deslizamento em planos potenciais de ruptura situados na fundação, como aqueles caracterizados por falhas ou descontinuidades, o empuxo passivo devido a presença da rocha a jusante da barragem pode ser considerado. No entanto esta consideração não é consensualmente adotada, sendo algumas vezes adotada na prática<sup>44</sup>. Este empuxo pode ser considerado como redutor das forças horizontais atuantes conforme (24), ou ainda como força resistente conforme (25):

---

<sup>43</sup> Sendo descontadas as subpressões no cálculo de  $N$ , a exemplo dos critérios de tensões efetivas da Mecânica dos Solos, conforme explicado no Anexo 2.

<sup>44</sup> Segundo vivência profissional da autora.

$$FSD_{,tot} = \frac{R}{\sum E - E_p} = \frac{\left( \frac{\sum N, efet. \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E - E_p} \geq 1,0 \quad (24)$$

$$FSD_{,tot} = \frac{R + E_p}{\sum E} = \frac{\left( \frac{\sum N, efet. \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right) + E_p}{\sum E} \geq 1,0 \quad (25)$$

onde  $E_p$  corresponde ao empuxo passivo da rocha a jusante.

A formulação para o cálculo de  $FSD_{,tot}$  é similar à expressão adotada pelos critérios de verificação ao deslizamento de U.S.Bureau of Reclamation, onde se busca que um fator de segurança global ao deslizamento (*shear-friction safety factor - SFF*) seja atendido, para cada caso de carregamento. No entanto o SFF é calculado sem a consideração dos coeficientes de segurança parciais dos materiais (o que equivale a adotar nas expressões (23), (24) e (25) os valores  $fsd\phi=fsdc=1$  e comparar com os fatores admissíveis para cada caso de carregamento estabelecidos por este critério).

- **Método de equilíbrio limite**

Os critérios de U.S.Army Corps of Engineers baseiam-se também no critério de Mohr-Coulomb, onde a metodologia de análise ao deslizamento é feita pelo método de equilíbrio limite.

Segundo Chen (1975) o método de equilíbrio limite é uma metodologia baseada no teorema de Limite Superior de Análise Limite onde a solução encontrada atende às condições de equilíbrio (num sentido limitado) e de escoamento, atingindo a máxima capacidade resistente da superfície de ruptura por escorregamento. Por este método se desconhece a cinemática do solo, não sendo possível se determinar as distribuições de tensões. Como não é uma solução de Análise Limite<sup>45</sup> o método de equilíbrio limite fornece o coeficiente de segurança mínimo que é relacionado com a superfície de ruptura crítica (de colapso). Por isto, o sucesso do emprego deste método corresponde à escolha da superfície de ruptura como sendo a crítica. Se essa superfície não for a crítica, então o fator de segurança não é o mínimo possível para a

---

<sup>45</sup> Para ser uma solução de Análise Limite precisaria atender os dois teoremas: de Limite Superior e de Limite Inferior, segundo Chen (1975). Os teoremas e métodos de Análise Limite estão resumidos no item 4.3.7 .

estrutura em análise e não é a solução por equilíbrio limite. A solução por equilíbrio limite é encontrada quando a superfície potencial de ruptura crítica foi encontrada e assim o menor fator de segurança ao deslizamento foi obtido. O item 4.3 traz outras explicações sobre a análise limite.

Segundo Jansen (1988), o método do equilíbrio limite passou a ser adotado pelo U.S.Army Corps of Engineers a partir de 1981; em termos de tensões este método permite o cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento (CSD) pela expressão:

$$CSD = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{c + (\sigma_z - U) \cdot \tan \phi}{\tau} \quad (26)$$

onde:

$\tau, \tau_r$  : Tensão de cisalhamento atuante e resistente, respectivamente, na superfície de escorregamento;

$\sigma_z - U$  : Tensão normal (vertical para planos horizontais) efetiva atuante na superfície de escorregamento (de compressão apenas);

$\phi$  : Ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise;

$c$ : Coesão ao longo da superfície de escorregamento.

Sendo que CSD deve ser no mínimo igual a 2 para combinação de carregamento normal e 1,3 para combinação de carregamento excepcional, segundo U.S. Corps of Engineers (1995). Jansen apresenta também comparações entre os métodos de equilíbrio limite e *shear-friction* para planos inclinados, bem como para planos múltiplos de ruptura.

Para o caso de fundação rígida e superfície de escorregamento horizontal, o uso da expressão (26) seria equivalente ao da (23), usando-se um coeficiente global CSD. Neste caso a solução calculada pela expressão (23) corresponde a uma solução de equilíbrio limite sempre que a superfície potencial de ruptura adotada for a crítica para o caso em análise. Entretanto, mesmo para superfície horizontal as expressões (26) e (23) fornecem resultados diferentes para casos de maciços deformáveis, quando o cálculo das tensões considerar a deformabilidade da fundação. A deformabilidade da fundação pode ser considerada por meio de modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos, conforme é discutido no item 3.10.

- ***Método de Shear Friction Safety Factor - Bureau of Reclamation***

O U.S. Bureau of Reclamation (1976) define um critério de verificação ao deslizamento um pouco diferente do abordado acima,

mas que equivale a adotar a expressão (23), que deve ser atendida, onde  $FSC_{tot}$  passa a ser um coeficiente de segurança global, ou seja, sem a redução parcial da resistência ao atrito e coesão ( $f_{sdc} = f_{sd}\phi = 1$ ). Assim o fator de segurança ao deslizamento (*shear friction safety factor - SFF*) passa a ser igual a  $FSD_{tot}$  na expressão (23), para estas condições. Este critério define os fatores de segurança globais (*SFF*) mínimos a serem atendidos como sendo igual a 3 para carregamento normal, 2 para carregamento excepcional e 1 para carregamento limite, para os planos de contato concreto-rocha, sendo indicados outros valores quando se trata da análise de planos de fraqueza na fundação, conforme representado no Quadro 6.

Quadro 6: Fatores de segurança ao deslizamento (*SFF*) segundo U.S.Bureau of Reclamation.

<i>SFF</i>	CCN	CCE	CCL
<b>Contato</b>	3,0	2,0	1,0
<b>Fundação</b>	4,0	2,7	1,3

- **Método das cunhas múltiplas - Equilíbrio limite**

Quando a análise é feita no corpo da barragem, a superfície de ruptura crítica é sem dúvida localizada ao longo dos planos de contato concreto-rocha (salvo condições particulares no corpo da barragem). No entanto, o conhecimento da superfície de ruptura crítica para a análise do conjunto barragem-fundação já é mais difícil, situação na qual o método de Equilíbrio Limite pode ser aplicado.

De acordo com o U.S. Army Corps of Engineers (1995), a análise de estabilidade da fundação ou do conjunto barragem-fundação pode ser feita de acordo com o método das cunhas múltiplas. Este tipo de análise calcula o fator de segurança ao deslizamento considerando a contribuição de três cunhas: uma cunha estrutural, uma cunha atuante situada a montante da barragem e uma cunha resistente, situada a jusante da barragem, podendo haver uma subdivisão destas cunhas para diferentes inclinações do plano de ruptura assumido, conforme representado na Figura 21. Sendo assim, quando não se conhece o mecanismo crítico de ruptura, a análise de estabilidade ao deslizamento por equilíbrio limite é feita de forma iterativa até que o menor coeficiente de segurança ao deslizamento seja encontrado (para a superfície potencial de ruptura analisada mais crítica), conforme estabelecido em U.S.Army Corps of Engineers (1995). Por este método, a força devido a cunha resistente pode ser considerada análoga a força

devida ao empuxo passivo de rocha a jusante ( $E_p$ ) considerado na expressão (25). No entanto a inclinação das cunhas resistentes pode variar (com relação a cunha resistente assumida no cálculo de empuxo passivo) e a solução encontrada será de acordo com a superfície potencial de ruptura que for mais crítica.

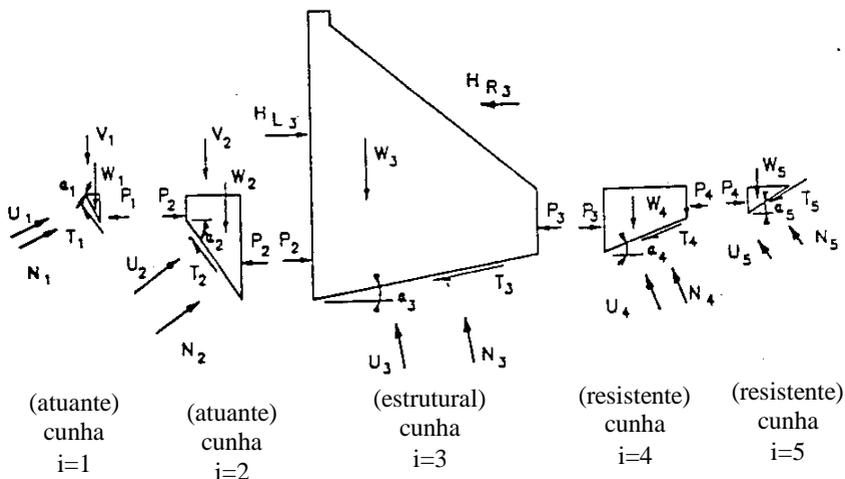


Figura 21: Análise de estabilidade ao deslizamento pelo método de cunhas múltiplas, mostrando as cunhas resistentes, atuantes e estrutural (Traduzido e extraído de U.S. Army Corps of Engineers, 1995).

Apesar de ser um método não consolidado, a inclusão de uma força resistente devido ao empuxo passivo de jusante nessas expressões (24 e 25), corresponde fisicamente a um mecanismo, no qual para mobilizar o empuxo passivo, precisa haver um pequeno deslocamento ao longo da superfície de ruptura assumida. Como a superfície de ruptura assumida corresponde a uma superfície de equilíbrio limite onde o colapso é iminente, devido à sua plastificação, qualquer deslocamento no instante de colapso da estrutura mobilizaria a capacidade portante da cunha resistente (ou o empuxo passivo do maciço a jusante). No entanto, como as estruturas devem ser dimensionadas considerando-se uma distância desta condição caracterizada como de Estado Limite Último (pois mobiliza toda a capacidade portante da estrutura), os fatores de segurança são calculados para garantir esta "distância" da condição iminente de ruptura (e da força devida a cunha resistente) e como isso a segurança da estrutura.

Segundo U.S. Army Corps of Engineers (1994) quando o empuxo passivo é utilizado algumas considerações especiais devem ser feitas.

Deve ser prevista se haverá possibilidade de remoção da cunha passiva; rochas que estarão sujeitas a altas velocidades de água não devem ser utilizadas, exceto se estiverem amplamente protegidas; a resistência a compressão das camadas de rocha deve ser suficiente para desenvolver uma cunha resistente e em alguns casos este manual estabelece que a cunha resistente não deverá ser assumida sem um tratamento especial da rocha a ser solicitada por meio de ancoragens. Este manual traz maior detalhamento para o cálculo do empuxo passivo, bem como sobre o método das cunhas múltiplas. No entanto, o a consideração de empuxo passivo de rocha a jusante num mecanismo de ruptura não é consensualmente adotado em verificações de estabilidade ao deslizamento de barragens. Estudos envolvendo a plastificação dos materiais com relação aos esforços atuantes nas verificações de deslizamento podem vir a esclarecer estas questões. De qualquer forma um estudo adequado dos parâmetros dos materiais a serem adotados nas análises deve ser feito, de forma que atenda as hipóteses adotadas na análise.

Neste sentido os critérios Eletrobrás (2003) detalham que sempre que uma superfície de deslizamento interceptar áreas com parâmetros geomecânicos (atrito e coesão) diferentes, o *FSD* deve ser calculado para cada material ou contato diferente. Deve admitir-se ruptura de cisalhamento para as partes da superfície potencial de deslizamento onde o coeficiente de segurança necessário não é alcançado. O *FSD* total de uma superfície ao deslizamento será determinado admitindo-se que tal parte rompida não tenha resistência residual de coesão e que seu ângulo de atrito seja ajustado para as condições após a ruptura. O ângulo de atrito para esta condição pós-ruptura será definido segundo este critério como ângulo de atrito residual, conforme determinado pelos ensaios de campo e de laboratório em corpos de prova submetidos à ruptura de cisalhamento. Este critério considera que quando o empuxo passivo de rocha a jusante for considerado na verificação ao deslizamento, o mesmo seja calculado adotando-se os parâmetros de resistência pós-ruptura (ângulo de atrito residual e coesão nula).

#### **3.9.4 Avaliação das tensões**

Em barragens baixas ou de média altura, sobre maciços rígidos, as tensões normais verticais podem ser calculadas pelo método de gravidade (JANSEN,1988 e GRISHIN,1982) que adota a teoria clássica de flexão composta da Resistência dos Materiais, admitindo uma distribuição linear de tensões normais na seção transversal da barragem. As tensões máximas na base ou ao longo de juntas de concretagem do concreto da barragem, são obtidas junto às faces:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{lb} \pm \frac{6M}{lb^2} \quad (27)$$

onde:

$N$  : Soma das forças verticais normais à base da fundação;

$A$  e  $W$  : Área e Módulo de rigidez, respectivamente, da seção na base da fundação, onde  $W=I/y$ , sendo  $I$  o momento de inércia e  $y$  a distância em relação ao ponto onde se deseja calcular as tensões. Para seção simétrica retangular, onde  $y=b/2$  e  $I=bl^3/12 \rightarrow W=lb^2/6$ ;

$M$  : Momento fletor das forças atuantes em relação ao centróide da área;

$b$  e  $l$  : Dimensões da seção na base,  $b$  no sentido transversal, sendo  $l$  (sentido longitudinal) usualmente igual a 1m.

Os valores máximos de tensões nas juntas da barragem devem ser comparados com as tensões admissíveis do concreto à tração e à compressão, assim como nos planos de contato concreto-rocha ou de descontinuidades na fundação, comparando-se às resistências dos respectivos materiais. Quando no projeto for encontrada tração no concreto, deve-se desprezar o trecho tracionado na verificação da estabilidade da barragem. Também deve ser verificada a tensão admissível à compressão no maciço de fundação, sendo admitida tração apenas para caso de carregamento excepcional, de maneira a se evitar a abertura de fraturas e aumento de percolação de água.

### 3.9.5 Avaliação complementar das tensões e tombamento

A segurança ao tombamento, bem como de tensões no plano potencial de ruptura em análise, podem também ser verificadas complementarmente pelo critério proposto por U.S.Army Corps of Engineers (1995). A estabilidade ao tombamento é assegurada conforme o posicionamento da força resultante na base ( $e_b$ ) no plano potencial de ruptura, para cada caso de carregamento, por meio da expressão:

$$e_b = \frac{M_T}{\Sigma N_i} \quad (28)$$

onde  $e_b$  corresponde à distância da força resultante na base até o ponto de tombamento  $T$ ,  $M_T$  e  $\Sigma N_i$  o somatório de momentos fletores das forças normais atuantes em relação ao ponto de tombamento  $T$  e o somatório de forças normais efetivas ao plano, respectivamente.

Assim, para o caso normal, a posição da resultante deve estar no núcleo central de inércia ou no terço médio, para o caso excepcional, ao longo da metade média da base e para o caso limite a resultante deve

estar posicionada dentro da base.

O percentual de base comprimida pode ser calculado a partir do comprimento  $e_b$ . Quando a base não se apresenta totalmente comprimida, mas atende aos critérios citados, recalcula-se a tensão máxima de compressão a jusante admitindo o diagrama de tensões como sendo triangular, de comprimento igual a  $3e_b$ , conforme Figura 22.

As tensões obtidas devem atender aos limites de tensões admissíveis. No contato concreto-rocha as tensões admissíveis do concreto podem ser consideradas como as pré-estabelecidas nos critérios Eletrobrás (2003). As tensões admissíveis na rocha de fundação devem ser avaliadas junto ao modelo geomecânico da fundação.

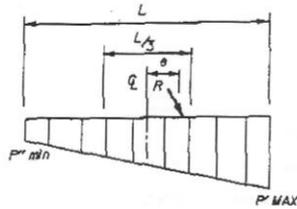
### **3.9.6 Comentários a respeito dos critérios de tensões**

Tensões de compressão em barragens de gravidade usualmente não são fatores críticos no seu projeto, sendo maiores em valores nas barragens em arco ou de contraforte.

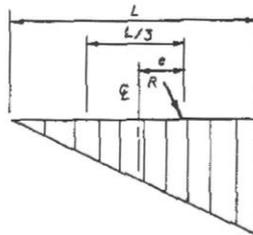
Segundo o critério de U.S.Bureau of Reclamation (1976), o fator de segurança a ser adotado para o cálculo das tensões admissíveis (relação entre as tensões admissíveis e atuantes) deve ser igual a 3, para condições de carregamento normal; igual a 2, para condições de carregamento excepcionais e igual a 1, para condição limite (com sismo).

Segundo o Bureau, para condições de carregamento normal não são admitidas tensões de tração. Para casos de carregamento excepcional e limite, em que as tensões de tração obtidas são menores do que as tensões mínimas admissíveis na face da barragem, deve-se admitir abertura de fissura. Se após a abertura da fissura as tensões na estrutura não excederem as resistências especificadas e a estabilidade for mantida, considera-se a estrutura estável. U.S. Bureau of Reclamation (1976) apresenta a formulação para a consideração da propagação da fratura de forma analítica, a partir do cálculo do comprimento da fratura e do trecho comprimido de aplicação da subpressão, obtendo-se diagramas de tensões normais lineares e de tensões cisalhantes com variação parabólica. Também em FERC (1991) é apresentado um cálculo de base fraturada (*cracked base analysis*). Um exemplo de cálculo empregando a formulação de base fraturada segundo Bureau será elaborado mais adiante, onde são mostradas as expressões de cálculo.

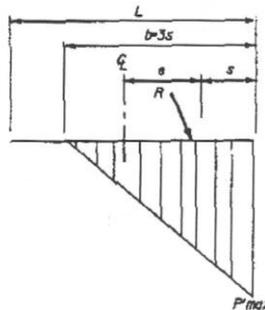
Em U.S.Army Corps of Engineers (1995) indica-se a determinação da base fraturada a partir da determinação de  $e_b$ , conforme item anterior e a verificação do percentual de base comprimida calculada conforme indicado na Figura 22.



100% da base comprimida  
(Resultante dentro do núcleo central de inércia)



100% da base comprimida (Resultante na posição mais afastada do núcleo central de inércia)



Base não totalmente comprimida.  
(Resultante fora do núcleo central de inércia)

#### LEGENDA

$P'$  = tensão na base da fundação  
 $L$  = largura da base  
 $e$  = excentricidade da resultante  $R$  na base  
 $R$  = resultante de todas as forças atuantes acima do plano de análise

Figura 22: Critério de verificação de tensões segundo U.S.Army Corps of Engineers (1995).

O U.S. Army Corps of Engineers (1995) especifica que as tensões admissíveis do concreto e da fundação não devem ser ultrapassadas. Estabelece que para condição de carregamento normal, a resultante das forças verticais deve estar no núcleo central de inércia da seção (100% da base comprimida), admitindo tração (resultante fora do núcleo central de inércia da base) para condições excepcional e limite. Esta verificação substitui a verificação ao tombamento citada anteriormente, assim como as verificações de tensões definidas pelo Bureau acima. O Corps of

Engineers acrescenta ainda que as tensões em barragens de gravidade são analisadas tanto por métodos aproximados quanto pelo Método dos Elementos Finitos, conforme o refinamento do projeto e a configuração da barragem, ressaltando que a rigidez relativa de diferentes materiais na fundação e no concreto pode influenciar os resultados de análise de estabilidade. O Método dos Elementos Finitos, de acordo com U.S. Army Corps of Engineers (1995) é utilizado em modelos de análises estáticas lineares, em análises dinâmicas e em análises não-lineares considerando-se a interação entre a barragem e a fundação, ressaltando que a vantagem importante deste método consiste na possibilidade real de modelar fundações complicadas, envolvendo vários materiais, juntas e fraturas.

Jansen (1988), também afirma que a validade do método de gravidade é questionável perto da base da barragem, onde concentrações de tensões aumentam nos cantos reentrantes formados pelas faces da barragem e a superfície da fundação. Em barragens altas, estas concentrações de tensões são significativas, mas são frequentemente reduzidas pelo escoamento plástico. Estas tensões nos cantos, ao redor de aberturas e em zonas de tração, podem ser aproximadas com um modelo pelo Método dos Elementos Finitos, segundo este autor. Aborda também que para grandes barragens de gravidade e de contraforte, o projeto final deve ser estudado por uma análise de tensões mais abrangente pelo Método dos Elementos Finitos.

### **3.10 Análise Computacional de BGC**

#### **3.10.1 Introdução**

O emprego de procedimentos computacionais no projeto de barragens ainda é razoavelmente recente. Existe, atualmente, uma corrente de pensamento que diz que o projeto de barragens ainda deve ser feito usando processos analíticos clássicos e baseado na experiência de consultores e empresas projetistas com grande experiência na área. Segundo outra linha de pensamento, as ferramentas computacionais devem ser introduzidas neste tipo de projeto, assim como são utilizadas em praticamente todas as áreas da engenharia. Percebe-se que, apesar do enorme potencial das ferramentas computacionais atuais, ainda é necessário um esforço considerável para que os modelos a serem usados em projeto sejam devidamente aperfeiçoados, validados e divulgados dentro do meio técnico.

O entendimento das teorias das estruturas que estão sendo projetadas e também as teorias relacionadas aos métodos numéricos e tradicionais é extremamente importante para a utilização adequada de procedimentos computacionais. Essas teorias nem sempre fazem parte

da formação tradicional dos engenheiros e são assunto de cursos de pós-graduação. Muitos tópicos estão na interface entre as áreas de geotecnia e estruturas e são, portanto, extremamente especializados.

Dentre as metodologias que podem ser empregadas no estudo de BGC, destacam-se os métodos de análise numérica (empregando análise linear e não-linear) e os métodos tradicionais empregando equilíbrio limite. Ressalta-se no caso dos métodos numéricos, que além dos tipos de análise, o modelo estrutural é composto pela discretização adequada da geometria, pelas representação das condições de vinculação, do comportamento do material (elástico ou elasto-plástico, por exemplo) e das ações (empuxos e subpressões), que podem sofrer variações conforme o programa utilizado e dados de entrada disponíveis.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos mais utilizados na análise numérica de estruturas, incluindo as estruturas de BGC, sendo também utilizado na análise de fluxo devido à percolação de água no conjunto barragem-fundação. Sempre que o problema puder ser representado por ações e propriedades dos materiais no plano de uma seção transversal são usados modelos bidimensionais.

Nos casos usuais de projeto é comum o emprego de Análises Elástico-Lineares, que pressupõem comportamento elástico linear para os materiais. Esse tipo de análise não é capaz de representar todos os fenômenos de interesse e nem pode ser comparada diretamente com outros tipos de análise.

As análises tradicionais de estabilidade de uma barragem utilizam a teoria de equilíbrio limite para estimar o comportamento estrutural. O método de equilíbrio limite corresponde a um caso particular da Análise Limite, onde a superfície de ruptura é assumida e o menor fator de segurança é procurado. O fator de segurança mínimo é encontrado quando se tem certeza de estar se adotando a superfície de ruptura potencial mais crítica e assim mobilizando toda a capacidade portante da estrutura. Para que isso ocorra é necessário que grandes trechos da estrutura apresentem comportamento plástico, com redistribuições de esforços.

Uma vez que o colapso das estruturas não coincide, em geral, com o aparecimento da primeira fissura ou de uma zona localizada de ruptura à compressão, para situações mais complexas o emprego da análise elástico-linear pode conduzir a resultados pouco conclusivos. Para que os resultados das análises computacionais de estabilidade se aproximem das análises tradicionais, torna-se necessário a utilização de análises não-lineares com a progressiva mobilização de capacidade resistente ao longo da estrutura.

Teoricamente, segundo Lourenço (1999) a realização de uma análise não-linear completa inclui as etapas sucessivas, desde a ausência de carga, o comportamento em serviço, o comportamento não-linear, até ao colapso da estrutura. Em análises lineares a solução do problema é sempre única, independente do histórico de carregamentos, já na análise não-linear isto poderá não se verificar. A solução encontrada poderá não ser a solução procurada devido a problemas da própria teoria não-linear.

No entanto é muito difícil a realização de uma análise não-linear por insuficiência de recursos, quais sejam computacionais, de tempo ou de conhecimento. Em âmbito de projeto pode ser ainda mais complicado. Podem tanto faltar dados dos materiais ou pelo menos aqueles que são importantes como dados de entrada nos modelos de comportamento do material, conforme o programa utilizado.

Assim, se conclui que os modelos numéricos usuais são elaborados por meio de análises elástico-lineares. Já alguns modelos analíticos são baseados em comportamento limite, onde existe a utilização de toda a capacidade portante da estrutura ou do material de fundação. A conciliação dessas duas linhas de trabalho não é muito fácil, conforme já foi observado em outras áreas de projeto como no caso de estruturas de concreto armado.

Existe, portanto, a necessidade de pesquisa para facilitar a comparação entre os diversos enfoques, de modo que as respostas das análises computacionais sejam consistentes com “o comportamento tradicionalmente aceito dentro dos procedimentos de análise e de projeto desenvolvidos em décadas de aplicação prática.” (diretrizes do CIGB/ICOLD a ser discutido no item 3.10.3).

### **3.10.2 Modelo de BGC pelo Método dos Elementos Finitos**

Não faz parte do objetivo deste trabalho explicar toda a formulação do MEF, uma vez que pode ser encontrada detalhadamente na literatura em publicações de autores consagrados. No entanto, entende-se que alguns aspectos devem ser sempre lembrados na elaboração dos modelos numéricos para as aplicações práticas dos projetos, conforme segue.

#### **3.10.2.1 Histórico do MEF**

O Método dos Elementos Finitos (MEF) teve sua origem em processos de análise de estruturas que foram desenvolvidos entre os séculos XVIII e XIX a partir da convergência dos desenvolvimentos nas áreas de mecânica, matemática, análise numérica e computação. Mas foi a partir da década de 60 que o mesmo teve uma evolução

exponencial de aplicação em estruturas e a partir da década de 70 no Brasil foi aplicado em estruturas de barragens.<sup>46</sup> O MEF é o mais difundido na área de modelagem computacional de estruturas e de fundações.<sup>47</sup>

### 3.10.2.2 Considerações sobre emprego do MEF

Obter a solução de um problema de engenharia utilizando a modelagem computacional de um corpo contínuo pelo MEF significa, essencialmente, construir e resolver um sistema de equações algébricas. O MEF contribui nessa modelagem justamente na resolução, pois é uma alternativa à resolução das equações algébricas. A partir do MEF é possível converter um modelo matemático contínuo num modelo discreto com um número limitado de graus de liberdade. O modelo discreto é composto de regiões pequenas, de dimensões finitas denominadas por elementos finitos, cujo conjunto destes elementos forma a malha do modelo de elementos finitos. Consideram-se assim cada região ou elemento isoladamente, ao invés de tratar o problema globalmente. A resposta global é obtida a partir da compatibilização das

---

<sup>46</sup> Três grupos de investigação desenvolveram o MEF: Courant (1952,1953), Syngé (1957) e Argyris e Kelsey (1954, 1955) apud Cismasiu (2009). Outros autores trouxeram contribuições muito significativas na área de engenharia, como S. Kelsey, M. J. Turner, R. W. Clough, H. C. Martin, L. J. Topp, O. C. Zienkiewicz e Y. K. Cheung segundo Cismasiu (2009). Segundo Las Cascas, em 1956, Turner, Clough, Martin e Topp, trabalhando no projeto de aeronaves para a empresa Boeing, propuseram, com base em um método já consolidado de análise estrutural conhecido como análise matricial, que se modelassem painéis de aeronaves, a partir de pequenos triângulos capazes de cobrir toda a superfície de cada peça. O comportamento em cada elemento triangular seria descrito matematicamente, aproximado localmente, e o comportamento global obtido a partir da compatibilização dos diversos elementos. A partir do estudo do que ocorre no nível local, consegue-se descrever aproximadamente o comportamento global, tomando-se um raciocínio básico a partir da Mecânica. Em 1960, Turner, Clough, Martin e Topp utilizaram pela primeira vez o nome de método dos elementos finitos, e a partir desta década o seu desenvolvimento foi exponencial. A análise do MEF do ponto de vista matemático possibilitou um maior rigor no estudo de suas potencialidades, e a extensão dos procedimentos propostos para análise de estruturas para áreas como eletromagnetismo, engenharia biomédica, transmissão de calor, mecânica dos fluidos, geotecnia, meteorologia, econometria, engenharia química, engenharia de alimentos, entre outras.

<sup>47</sup> Existem outros métodos que podem ser utilizados para a resolução de modelos matemáticos que não são abordados na metodologia deste trabalho. Eles também tem como objetivo a resolução de modelos matemáticos, convertendo os mesmos em modelos discretos com um número limitado de graus de liberdade. Segundo Cismasiu (2009) são eles: Método dos Elementos de Fronteira (*Boundary Element Method*), Método das Diferenças Finitas (*Finite Difference Method*), Método dos Volumes Finitos (*Finite Volume Method*), Método Espectral (*Spectral Method*) e Método sem malha (*Mesh-Free Method*). O Método das Diferenças Finitas em especial é bastante empregado em alguns programas comerciais para modelagem aplicadas a rochas, solos e estruturas.

incógnitas obtidas pelos diversos elementos, em suma.

Os elementos finitos podem ter as mais diversas formas geométricas, o que permite uma melhor representação do problema. Podem ser: elementos unidimensionais, bidimensionais, tridimensionais, laminares e axi-simétricos. Os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós. As incógnitas do problema são expressas em função de valores nodais que são relacionadas por funções de interpolação (polinômios no caso do MEF) válidas para cada região ou elemento. Estes polinômios podem ser do 1<sup>o</sup> grau ou de ordem superior (quadráticos, cúbicos) o que fornece maior flexibilidade ao método. As incógnitas nos modelos de EF de estruturas são deslocamentos ou tensões, a partir das quais podem ser determinados os esforços conforme o caso.

A Figura 23 mostra um fluxograma com as etapas para a análise de um problema físico dado por um corpo contínuo, a partir de modelos computacionais empregando o MEF. O problema físico é transformado no modelo matemático onde a resolução do sistema de equações diferenciais pelo MEF tende para a solução teórica. O fluxograma mostra que a precisão da solução pelo MEF é influenciada pelo refinamento da malha, parâmetros adotados no modelo, entre outros.

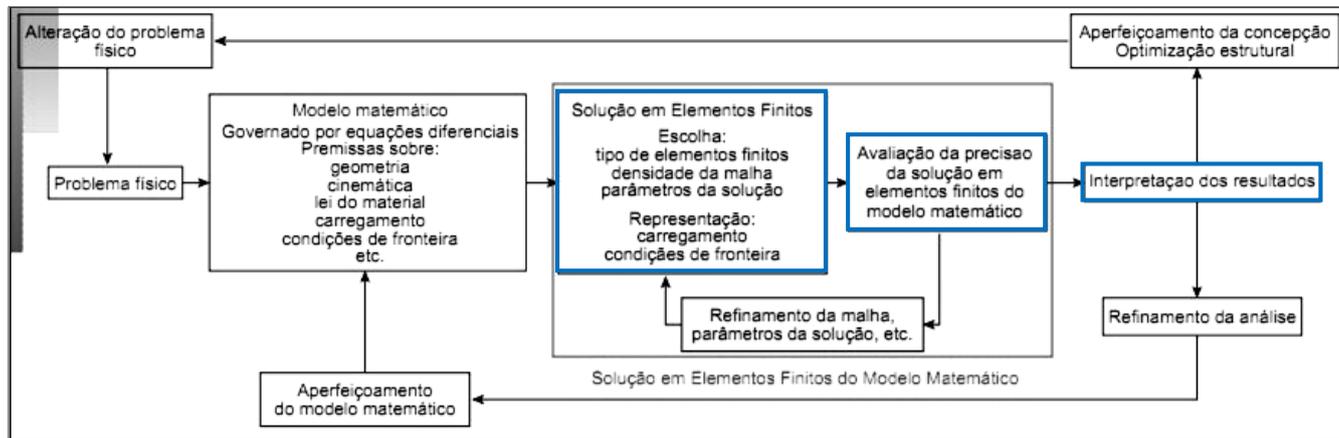


Figura 23: Fluxograma da análise pelo MEF de modelos matemáticos (adaptado de Cismasiu,2009)

Por isto o MEF é considerado um método aproximado, mas a solução também pode ser encontrada diretamente sem a necessidade de alterações no modelo, quando se adotam modelos já consolidados por estudos de modelagens, por exemplo (que é o caso das etapas contornadas em azul na Figura 23).

Para os demais casos onde é necessário um refinamento da malha ou da análise, a solução deve ser avaliada quanto à sua precisão a partir das alterações na malha e no modelo que forem necessárias e de verificações da convergência dos resultados. A verificação da convergência dos resultados pode ser feita por etapas. O refinamento da análise corresponde a etapas sucessivas onde são modificadas uma ou mais hipóteses iniciais adotadas no modelo matemático, como o refinamento da malha do modelo de elementos finitos e das premissas para a representação do modelo físico. A aproximação do MEF pode ser subdividida em dois tipos: aproximação numérica e aproximação física.

A aproximação numérica do MEF para a resolução das equações diferenciais, é influenciada especificamente pela forma como é discretizada a estrutura, ou seja pelo refinamento da malha que é dado pelo tipo e número de elementos adotados, de forma que representem bem o meio contínuo. A convergência para a solução teórica é encontrada quando entre uma iteração e a seguinte ocorrem pouca ou nenhuma modificação nos resultados do modelo de EF.

A aproximação física do MEF é influenciada pelas demais características que representam o modelo fisicamente, tais como as dimensões do modelo, as propriedades dos materiais envolvidos (seus parâmetros, relações constitutivas / comportamento elástico ou elasto-plástico por exemplo), do tipo de análise (linear, não-linear, estática, dinâmica), de carregamentos, das condições de fronteira (vinculações do modelo como apoios fixos e elásticos), entre outros. Quanto aos carregamentos, deve-se lembrar que os mesmos por si só são também modelos das ações atuantes nas estruturas. Sendo assim, todo o processo de modelagem física é uma aproximação que será tanto mais acurada, quanto melhor forem representados estes elementos. A convergência para a solução física no entanto é mais difícil de ser obtida. A solução para o problema deve ser comparada com uma solução real já comprovada, seja por outras teorias clássicas já consolidadas ou soluções obtidas por experimentação física.

Fazendo-se uma analogia aos modelos de lajes, vigas, pilares e pórticos que são usualmente adotados na concepção estrutural de análise e dimensionamento de estruturas reticuladas, os mesmos também tem aproximações física e numérica em suas soluções. No entanto, como já

foram tão estudados e aplicados em engenharia não se discute mais para os casos usuais na prática a precisão da solução (não há necessidade de verificar a convergência dos resultados pois já se admite como solução clássica adequada). Isto porque as aproximações desses modelos ou já foram minimizadas ou já foram desenvolvidos modelos específicos que se conhece bem onde podem ser empregados com boa aproximação (ao escolher um modelo de viga ou de viga-parede ou membrana, de laje ou de casca e assim por diante). No entanto, para outros tipos de estruturas, como de barragens de gravidade de concreto e outras estruturas contínuas, a modelagem precisa ser estudada ainda para cada caso seguindo recomendações de modelagem, conforme se discute a seguir.

### 3.10.2.3 Modelo matemático de Barragens pelo MEF

As barragens e também outras estruturas do tipo gravidade são modeladas geralmente com elementos finitos planos isoparamétricos, equivalentes ao estado plano de deformação (*plane strain*). A hipótese de estado plano de deformação é válida para barragens, pois se constituem sólidos prismáticos alongados sujeitos a cargas paralelas ao plano  $xy$  e independentes de  $z$  (Figura 24). Na região central, pode-se então admitir com boa aproximação, que as seções se deformam igualmente e que  $w=0$  (deslocamento paralelo ao eixo  $z$  é nulo), isto é, as seções permanecem sobre o seu plano original, configurando-se nesta região, um Estado Plano de Deformação (EPD). É como se as seções estivessem coladas entre si impedindo as deformações em  $z$ , porém esse impedimento às deformações em  $z$  gera tensões nesta direção ( $\sigma_z$ ).

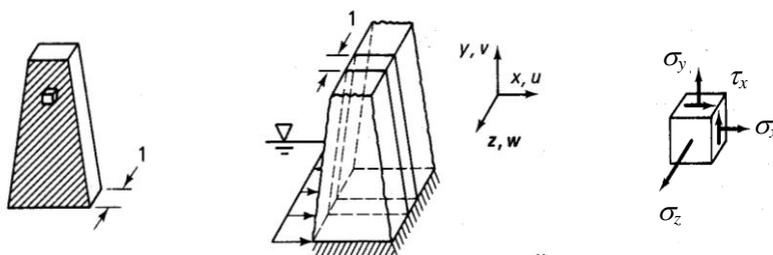


Figura 24: Problema bidimensional – EPD (COOK et al, 1989)

Para a formulação das equações que regem o problema de estado plano de deformação, observa-se que somente três das componentes de deformação e três das componentes de tensão (aquelas associadas às direções  $x$  e  $y$ ) são incógnitas do problema.  $\sigma_z$  é dependente de  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ , conforme a equação:

$$\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y) \quad (29)$$

As demais componentes de tensão e deformação são nulas. Assim, a relação tensão-deformação para material isotrópico sob condição de EPD é dada pela equação:

$$\begin{matrix} \sigma \\ \sim \\ \sim \\ \sim \end{matrix} = \begin{matrix} D \\ \sim \\ \sim \\ \sim \end{matrix} \begin{matrix} \varepsilon \\ \sim \\ \sim \\ \sim \end{matrix} \rightarrow$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \frac{E(I-\nu)}{(I+\nu)(I-2\nu)} \cdot \begin{pmatrix} I & \frac{\nu}{I-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{I-\nu} & I & 0 \\ 0 & 0 & \frac{I-2\nu}{2(I-\nu)} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (30)$$

onde:

$\sigma$ : Vetor de tensões para o EPD no plano XY;

$D$ : Matriz constitutiva para EPD;

$\varepsilon$ : Vetor de deformações específicas para o EPD (plano XY);

$E$  e  $\nu$ : módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material.

A rigor, apesar de se tratar da discretização de um problema de estado triaxial de tensões em um sólido, o elemento tem natureza bidimensional.

A resolução do sistema de equações é feita pelo Método dos Elementos Finitos. Como não faz parte deste trabalho detalhar o MEF, em suma, o processo passa pela montagem da matriz de rigidez nos elementos e depois na estrutura, aplicando-se as condições de contorno, restringindo-se a estrutura, para a resolução do sistema de equações resultante. Obtém-se os deslocamentos nodais e depois as deformações específicas em cada nó do elemento.

A análise bidimensional em EPD não se faz adequada quando se tratar de vales estreitos onde o comportamento global dependa significativamente da direção longitudinal (ao longo do eixo  $z$  na Figura 24). Assim, no caso de análises térmicas ou análise estrutural considerando a retração e variação de temperatura, um modelo tridimensional pode ser elaborado para a estrutura da barragem situada

entre juntas de retração, considerando o efeito na direção longitudinal da temperatura<sup>48</sup>.

Também para a análise das seções transversais (plano *XY* - Figura 24) próximas às ombreiras de barragens de gravidade de concreto, a aproximação por elementos planos bidimensionais pode não ser adequada se os efeitos na direção longitudinal forem importantes. Nesses casos deve-se considerar as verificações da estabilidade ao deslizamento nas direções transversal e longitudinal para cada bloco do corpo da barragem na região da ombreira, o que pode ser melhor representado por uma modelagem tridimensional da estrutura, em se tratando de modelo computacional pelo MEF.

Na Figura 25 apresentam-se exemplos de modelos tridimensionais analisados pelo MEF. A Figura 25(a) corresponde ao modelo do conjunto barragem-fundação (barragem em arco ou arco-gravidade), a Figura 25(b) e Figura 25(d), um exemplo de modelagem tridimensional que foi feita para o encontro de dois trechos de muros de gravidade de concreto, que está mostrado na Figura 25(c). Estes muros tem características de corpo rígido como uma BGC, mas receberam armadura de retração e variação de temperatura (e concreto armado na parede central). Esta estrutura de gravidade situa-se próxima à ombreira direita e serve de contenção para o aterro e barramento do reservatório, direcionando o fluxo do canal de adução para o circuito de geração. O empuxo de aterro compactado corresponde à principal ação atuante, com relação aos demais carregamentos de empuxos hidrostáticos e subpressões<sup>49</sup>. Desta forma a sua seção transversal está posicionada com o centro de gravidade mais próximo das faces submetidas aos empuxos de terra<sup>50</sup>. Observa-se que os dois exemplos apresentados não podem ser caracterizados por meio de seções transversais típicas, uma vez que a geometria e os carregamentos, variam no sentido longitudinal, além da rigidez da estrutura.

### 3.10.3 Modelagem segundo as diretrizes de boletins CIBG/ICOLD

Para o caso das barragens e de outras estruturas de gravidade de

---

<sup>48</sup> A modelagem tridimensional estrutural e análise térmica de não fazem parte do escopo deste trabalho, devido às suas características particulares; algumas discussões estão apresentadas no item 3.4.

<sup>49</sup> Segundo experiência da autora que elaborou os modelos e os estudos de estabilidade do muro de gravidade citado (Figura 25-b,c e d) durante o período em que trabalhou no projeto da PCH Monte Serrat, para a Engevix Engenharia.

<sup>50</sup> A diferença entre muro e barragem neste caso se dá somente à magnitude das ações, onde em BGC as principais ações atuantes são os empuxos hidrostáticos e subpressões.

concreto, as especificações dos critérios de projeto de órgãos internacionais frequentemente adotados como referências, tais como U.S.Bureau of Reclamation (1976) e U.S. Army Corps of Engineers (1995), indicam apenas superficialmente como projetar estas estruturas usando métodos computacionais.

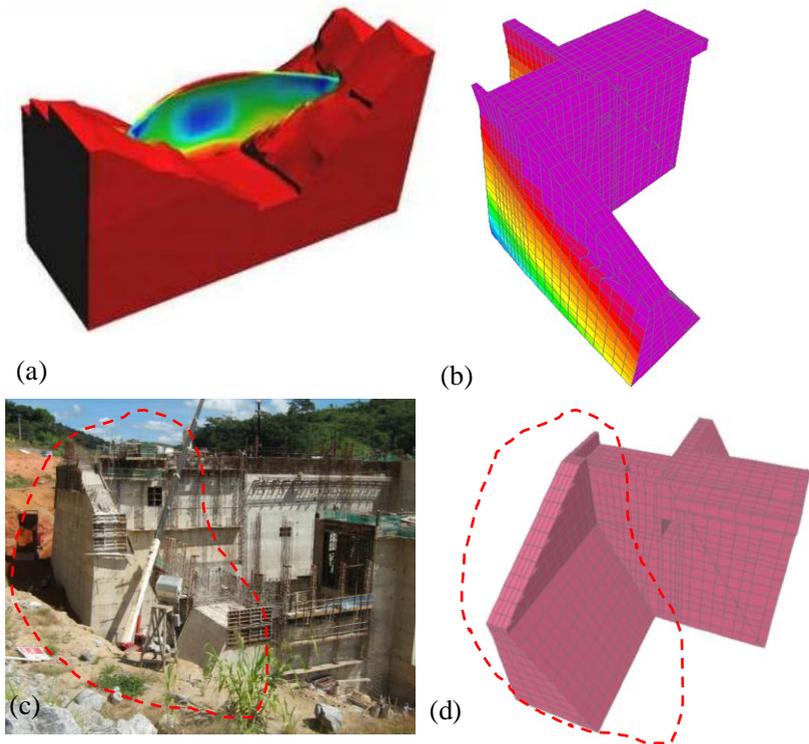


Figura 25: Exemplos de modelagem, sendo: (a) barragem em arco (extraído de Cismasiu,2009); Muro de gravidade de concreto- PCH Monte Serrat, sendo (b) Modelo em 3D - vista da ombreira, (c) foto da execução com indicação da região modelada e (d) Modelo em 3D - vista de jusante da estrutura (ilustrações cedidas por Engevix Engenharia).

Recentemente publicações do Comitê Ad Hoc Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens do CIGB/ICOLD tem discutido o tema para barragens em geral. Pode-se citar o Boletim 122 (ICOLD, 2001) que trata o assunto para todos os tipos de barragens, registrando uma série de ações e requerimentos com o objetivo de estudar o comportamento destas estruturas. Este Comitê vem

tomando um caminho no qual se prefere validar os procedimentos por meio da realização de testes computacionais para casos específicos, sem o objetivo de discussão ou a elaboração de procedimentos de projetos. Vem buscando assim a indicação precisa de áreas de conhecimento insuficiente, ou de deficiência de modelagem matemática, a partir da qual se pode orientar e facilitar os avanços no campo de relevância.

Dentre as atividades recentes do Comitê Ad Hoc Sobre Aspectos Computacionais de Análise e Projeto de Barragens pode-se citar a realização a cada dois anos de Oficinas de Referência (*Benchmarks Workshops*) com objetivo de fornecer "Soluções de Referência", dando continuidade aos estudos tais como os publicados nos Boletins 94 (1994) e 122 (2001).

Em suma, estes boletins definem três aspectos críticos (*key aspects*) para a verificação de resultados provenientes de modelos computacionais usualmente utilizados na engenharia de barragens: Justificação, Validação e Garantia da Qualidade. Estes aspectos têm sido adotados como base para a verificação de projetos e validação de programas nos estudos das Oficinas de Referência.

As hipóteses estabelecidas para a resolução de um problema por meio de métodos computacionais segundo o Boletim 94 são:

a) Para o processo de Justificação, a solução computacional deve fornecer resultados que se aproximam das respostas obtidas por modelos físicos (seja aqueles definidos por medidas de campo ou de laboratório) e/ou por modelos tradicionais.<sup>51</sup>

b) Para o processo de Validação, as equações das teorias básicas fundamentais são corretamente resolvidas pelo programa computacional para o problema específico em questão (e o programa é utilizado corretamente).

Assim, na Justificação é verificado se o procedimento adotado (que inclui o tipo de modelagem do problema, teorias correlacionadas, tipo de análise numérica e outros) é adequado ao tipo de problema em questão. Já na Validação é verificado se o modelo criado representa adequadamente a estrutura específica, como por exemplo, se as condições de contorno, discretização da malha e tipos de elementos são adequados.

Entende-se que a Validação sempre é necessária, pois é função da

---

<sup>51</sup> Modelos tradicionais são aqueles cujo comportamento das estruturas é geralmente aceito dentro dos procedimentos de análise e de projeto, amadurecidos em décadas de aplicação prática ("*generally accepted "traditional" procedures of analysis and design, as have evolved through decades of practical use*", segundo o Boletim 94 (ICOLD,1994)).

sensibilidade do modelo aos parâmetros físicos, às ações e condições de contorno, cuja análise deve ser feita caso a caso. A Justificação é necessária para aqueles problemas que utilizam de modelos reológicos, físicos ou mecânicos, que não são capazes de serem julgados diretamente pelos profissionais envolvidos, pois não se beneficiam de extensiva experiência e sua relevância para a realidade não está bem definida. Já para aqueles modelos que estão de acordo com a prática tradicional de engenharia, segundo o Boletim 94 os mesmos não precisam de Justificação, pois embora não simulem perfeitamente a realidade física, têm sido parte da cultura de engenharia por um longo período de tempo e seus resultados podem ser interpretados e julgados a partir da experiência do engenheiro. Aqueles modelos que não precisam de Justificação são classificados pelo Boletim 94 como sendo de primeira família e aqueles que precisam, como sendo da segunda família.

É citado o caso particular da análise de estabilidade global das barragens de gravidade de concreto, que embora seja um problema considerado livre de justificação (da primeira família), a comparação direta entre os métodos considerados tradicionais de verificação de deslizamento e de tombamento e aqueles de análise de tensões pelo MEF é difícil<sup>52</sup>. No caso das análises pelo MEF, segundo o Boletim 94, as tensões locais resultantes podem ser integradas por todo o plano de análise até obter aquelas mesmas forças globais normais e de momentos fletores transmitidas ao longo da seção<sup>53</sup>. Outra opção apontada pelo Boletim 94 corresponde a adotar alternativas com análises de maior complexidade, na disponibilidade de informações e parâmetros para tal, considerando, por exemplo, materiais não resistentes à tração, escoamento plástico, modelo de fratura ou dano, etc, conforme também será discutido mais a frente.

O Boletim 94 cita também o caso da determinação das tensões na interface estrutura-fundação de barragens de gravidade de concreto, quando no emprego do MEF e análises elástico-lineares nas quais embora a solução seja única, devido a problemas de singularidades<sup>54</sup> do

---

<sup>52</sup> Nota da autora: principalmente no caso de planos de descontinuidades na fundação, pois os critérios de projeto e as hipóteses básicas entre as duas metodologias são diferentes.

<sup>53</sup> Nota da autora: No entanto esta forma de integração das tensões obtidas pelo MEF obtém praticamente as mesmas forças globais normais e momentos fletores quando a análise for feita ao longo de planos na barragem ou no contato concreto-rocha. Já para planos de descontinuidades isto não ocorre, conforme será explicado mais a frente.

<sup>54</sup> Mais adiante no item 5.10 será apresentado um exemplo e mais detalhes sobre singularidade

MEF em alguns elementos da interface, as tensões são dependentes da discretização da malha. Para estes casos, podem ser utilizados procedimentos não-lineares para diminuir problemas de concentração de tensões. A interpretação dos resultados pode então ser feita, segundo o Boletim 94, à luz da experiência profissional, dos procedimentos de projetos tradicionais e de regulamentos práticos.

Por final o aspecto de Garantia da Qualidade segundo Boletim 94 se refere à premissa de que todos os procedimentos computacionais adotados na modelagem devem ter possibilidade de serem repetidos, ou seja, deve-se garantir a rastreabilidade do processo, de forma a adotar uma metodologia passível de verificação e de forma que algum item da modelagem não seja esquecido. Neste caso, segundo a experiência da autora, os documentos de projeto como memoriais de cálculo, especificações técnicas, desenhos e arquivos dos modelos são itens importantes para garantir a qualidade do processo. Os desenhos e seu arquivamento, com a identificação de revisões e suas justificativas registram o histórico de soluções adotadas por meio da análise da estrutura e por compatibilização com as demais disciplinas envolvidas. Os demais documentos garantem a reprodutibilidade da análise estrutural feita por meio dos modelos numéricos e outros métodos. No entanto, a elaboração de um memorial de cálculo não é garantia de que todas os estudos necessários foram efetuados. O responsável pela elaboração dos modelos e projeto da estrutura pode utilizar de planilhas de verificações elaboradas a partir de etapas pré-definidas de uma metodologia de análise, para auxiliar o controle de qualidade e verificação.

### **3.10.3.1 Índices de Confiabilidade**

O Boletim 122 (ICOLD,2001) define índices de confiabilidade (I.C.) que são adotados para classificar os estudos numéricos realizados em problemas de barragens em geral. Foram atribuídos pelo Boletim 122 para cada caso de carregamento estudado (de construção, primeiro enchimento e operação) e foram definidos da seguinte forma:

**I.C.=1** - os fenômenos relativos à segurança da barragem podem ser analisados com confiança por meio de modelos numéricos;

**I.C.=2** - os fenômenos relativos à segurança da barragem podem ser analisados por meio de modelos numéricos, mas com algumas limitações e/ou dificuldades (simplificações nas hipóteses computacionais, dificuldade para obter dados experimentais totalmente

---

dos modelos.

confiáveis ou a sua falta, custo elevado das análises etc);

**I.C.=3** - os fenômenos relativos à segurança da barragem podem ser analisados por meio de modelos numéricos cujos resultados podem fornecer apenas indicações qualitativas ou comparativas, por causa, por exemplo, das importantes simplificações necessárias etc;

**I.C.=4** - os fenômenos relativos à segurança da barragem não podem ser analisados atualmente por meio de modelos numéricos.

Os índices de confiabilidade que foram obtidos pelo Boletim 122 para a classificação das barragens de gravidade de concreto com comportamento estático são mostrados no Quadro 7. Estes valores de I.C. indicam a capacidade dos modelos numéricos analisarem os fenômenos relativos à segurança nos diferentes períodos de vida da barragem. As respostas encontradas para uma determinada etapa de estudo podem servir de soluções de referência a serem adotadas em novos estudos, cujas etapas de análise devem ser seguidas sempre à luz do atual estado da arte do problema em questão.

Quadro 7: Índices de Confiabilidade atribuídos para os problemas de BGC e comportamento estático, segundo Boletim 122 (ICOLD, 2001).

Problemas relacionados com a segurança e as grandezas a serem calculadas	Elementos do sistema barragem-fundação-reservatório envolvidos	Índices de Confiabilidade IC		
		Construção	Primeiro Enchimento	Operação
Estado tensão-deformação	Corpo da barragem e fundação	2	2	1
Estabilidades local e global relacionadas ao estado de fissuração	Corpo da barragem e fundação	3	3	2
Deslizamento, tombamento (equilíbrio de corpo rígido)	Corpo da barragem	1	1	1
Percolação subterrânea	Fundação e reservatório	-	2	2

Uma síntese das discussões feitas pelo Boletim 122 em função dos valores de I.C. encontrados para a barragem de gravidade de concreto é feita a seguir para cada tipo de problema em análise:

a) Estado tensão-deformação: As dificuldades na fase de construção são provenientes da complexidade dos fenômenos que ocorrem durante esta fase, tais como, aqueles devidos ao endurecimento do concreto e a respectiva influência das suas variáveis e devidos à deformabilidade da fundação rochosa e a respectiva dificuldade de caracterização de parâmetros necessários para análises numéricas, quando na presença de heterogeneidades, falhas e descontinuidades na rocha.

Para a fase de primeiro enchimento, a dificuldade se deve principalmente à falta de informação sobre a permeabilidade da fundação rochosa e do concreto, o que pode afetar os parâmetros da deformabilidade da fundação.

Surgem dificuldades devido aos fenômenos não-lineares induzidos no sistema barragem-fundação pelo aumento progressivo do carregamento hidráulico, tais como, o adensamento e respectivos recalques de fundação, deformação por fluência da rocha sob carregamento aplicado, que dependem da sua caracterização e os parâmetros não são totalmente conhecidos. O Boletim 122 também cita que a permeabilidade da rocha de fundação pode afetar significativamente o estado tensão-deformação, particularmente em barragens de gravidade.

*A permeabilidade da fundação, incluindo as juntas, zonas de falhas e cavidades, é necessária para determinar as pressões intersticiais para análises de tensões e de estabilidade. Se a injeção da fundação, drenagem e outros tratamentos estão envolvidos, o seu efeito sobre a distribuição de pressões intersticiais deve ser incluído. Entretanto, o conhecimento apropriado de todos estes aspectos pode ser obtido apenas durante a operação da barragem (ICOLD,2001).*

Para a fase de operação, o Boletim 122 justifica o índice de confiabilidade I.C.=1, por serem os dados obtidos por meio de monitoramento da barragem, permitindo que seja estabelecida uma boa identificação do sistema barragem-fundação-reservatório.

b) Estabilidades local e global relacionadas ao estado de fissuração: O nível de aproximação para as fases de construção e do primeiro enchimento é função da combinação do que foi descrito para o caso anterior (estado tensão-deformação), com as dificuldades de uma

boa caracterização da formação da fissura<sup>55</sup> e o seu processo de propagação. Para a fase de operação, assim como no caso anterior, a simulação numérica pode ser facilitada pelo conhecimento dos comportamentos observados durante as fases anteriores, o que pode permitir a eliminação de algumas incertezas que afetam as fases de construção e do primeiro enchimento.

As principais dificuldades na modelagem para o estudo da estabilidade local e global relacionadas ao estado de fissuração estão relacionadas com a inadequação dos modelos numéricos e a falta de evidências experimentais, destacando-se:

- acima de determinados carregamentos perde-se a unicidade e a estabilidade das soluções, sendo que os algoritmos numéricos devem ser muito precisos, uma vez que erros numéricos podem facilmente provocar instabilidades potenciais que levam a uma subestimativa das cargas de ruptura;

- dificuldades adicionais estão relacionadas ao ensaio da fratura.

E também que

*o problema mais importante é a incerteza da reprodutibilidade para o fenômeno de propagação das fissuras, variando a forma e/ou o tamanho da estrutura fissurada. Ainda não está totalmente claro quanto é possível extrapolar os resultados de laboratório para estruturas de grande dimensões e formas complexas (ICOLD,2001).*

Assim, o Boletim 122 conclui que os modelos matemáticos disponíveis não foram suficientemente validados e que o monitoramento das fissuras nestes casos seria importante para a validação dos modelos, por inspeções visuais periódicas e por instrumentos. No entanto, monitora-se a abertura das fissuras e de forma indireta, enquanto a inspeção de sua extensão é mais difícil devido à necessidade de acessos adequados às zonas de extremidades de fissuras. O monitoramento direto também seria necessário uma vez que a extensão das mesmas muitas vezes não é significativa para alterar as grandezas integrais usualmente medidas, tais como os deslocamentos da crista de uma

---

<sup>55</sup> Nota da autora: Mesmo que na fase de projeto o pé de montante da barragem seja dimensionado à compressão, ou no limite da resistência do concreto à tração, as situações de carregamento que ocorrem antes da carga de projeto podem facilitar a abertura de fissuras nesta região. Desta forma entende-se que a formação da fissura é citada devido às condições de carregamento onde o pé de montante da barragem é gradualmente comprimido nesta região durante as fases de construção (alteamento do corpo da barragem) e depois sofre uma inversão de esforços e as tensões de compressão nesta região diminuem com o carregamento devido ao enchimento do reservatório.

barragem, por exemplo.

O Boletim 122 observa que os modelos numéricos podem ser considerados de eficiência elevada para avaliar a estabilidade local, mas de baixa eficiência para a estabilidade global. Na prática, a avaliação da estabilidade local é comumente utilizada como uma ferramenta preliminar, onde a indicação da estabilidade local em todos os componentes e áreas chave da barragem permitiria inferir sobre a estabilidade global. A determinação da instabilidade local em alguns pontos não implica em instabilidade global, exceto se for observada em vários pontos, formando um mecanismo de ruptura. "Caso contrário, a indicação é de que uma análise de nível mais elevado deva ser realizada para investigar a redistribuição de tensões e/ou potenciais de deslizamento" (ICOLD,2001).

c) Deslizamento e tombamento: As análises de deslizamento e tombamento no corpo da barragem apresentadas no Boletim 122 para as fases de construção, de primeiro enchimento e de operação resultaram em índice de confiabilidade I.C.=1. Foram calculados por meio de modelos matemáticos de análises por equilíbrio limite e formulação de corpo-rígido, onde o boletim explica que apesar da simplicidade dos métodos empregados, os mesmos tem-se mostrado geralmente confiáveis.

Este Boletim também comenta que as limitações das formulações de corpo-rígido podem ser minimizadas quando na adoção de métodos numéricos para avaliação de um comportamento próximo da ruptura, fornecendo resultados de deformações e deslocamentos.<sup>56</sup>

d) Percolação: As soluções obtidas pelo Boletim 122 para o estudo de percolação no conjunto barragem-fundação das barragens de gravidade de concreto apresentou I.C.=2 para as duas fases avaliadas, de enchimento e de operação. Este resultado foi justificado pelo Boletim em função das dificuldades também comentadas no item (a) com relação à modelagem devido à heterogeneidade da fundação e às dificuldades em definir um esquema computacional acurado e que permita a modelagem adequada dos maciços tratados com injeções e com

---

<sup>56</sup> Nota da autora: Comenta-se aqui que para a verificação ao deslizamento no plano de contato concreto-rocha os métodos de equilíbrio limite e a análise pelo MEF são conceitualmente muito parecidos. Já para os planos de descontinuidades na fundação, existem diferenças na adoção destas metodologias e portanto há necessidade de realização de estudos complementares.

drenagens. Estes fatores por sua vez estão diretamente ligados ao estado de tensão do maciço rochoso injetado, o que pode reduzir a confiabilidade dos resultados numéricos.

### **3.10.3.2 Discussões sobre as diretrizes do CIGB/ICOLD**

Foi apresentado anteriormente um apanhado dos principais aspectos indicados por ICOLD/CIGB para a utilização de recursos computacionais em projeto. A seguir, é feita uma análise dos itens apresentados de forma que possam ser aplicados a estudos de projeto de BGC.

a) Entende-se que sucessivas citações dos boletins 94 e 122 ao atual estado da arte tenham sido feitas justamente para manter a atualidade das discussões elaboradas, no entanto, apesar dos avanços computacionais recentes, a maior parte dos problemas apresentados são relevantes ainda hoje, principalmente do ponto de vista de projeto, que não foi abordado por estes boletins, conforme será discutido mais adiante. As ferramentas computacionais têm de fato mostrado grandes avanços, mas ainda o entendimento e aplicação destas ferramentas devem andar juntos com os processos de validação, justificação e garantia da qualidade, que são tão importantes.

b) Para aqueles casos onde os boletins se referem à validação de programas, acredita-se que a expressão mais adequada no atual estado da arte seja a "validação de modelos". Isto porque a mesma ferramenta (incluindo o programa e procedimentos internos) pode ser adequada para resolver um problema de engenharia e não ser para outro, porque a formulação adotada não é apropriada para tal problema (ou modelo, por não convergir, por exemplo) e não porque o programa esteja errado. Além disso, a denominação modelo é muito mais ampla e inclui as características geométricas, condições de contorno, carregamentos, além do conjunto de procedimentos realizados com o auxílio das ferramentas do programa, conforme será discutido no item 3.10. No entanto, o Boletim 94 explica também que um dos objetivos das análises feitas pelo Comitê Ad Hoc corresponde a validar os programas, de forma os modelos obtidos para um mesmo problema, por diferentes programas, cheguem a mesma solução (validando a solução que passa a ser de referência); mas se entende que é muito difícil que o problema seja resolvido por diferentes programas sem fazer alguma alteração na modelagem (para adequar a modelagem às ferramentas do programa).

Entende-se que a questão da caracterização dos parâmetros possa ser aprimorada em diversas situações de projeto, utilizando-se de investigações geológico-geotécnicas e respectivas interpretações mais aprofundadas (sem entrar no mérito deste assunto que faz parte de outra

subárea de interesse), mas evidentemente sempre existirão incertezas devido às hipóteses assumidas. A quantificação destas incertezas só pode ser feita por inclusão de análises probabilísticas em cada projeto, ou ainda uma análise qualitativa pode ser feita empregando-se análises paramétricas.

c) Os casos de carregamento estudados (construção, primeiro enchimento e operação) não tem como objetivo a previsão do comportamento estrutural e o dimensionamento da estrutura, uma vez que para isso não se teria dados de instrumentação (que só serão obtidos após a estrutura estar em construção e/ou concluída). Assim, os índices de confiabilidade (I.C.) apresentados, embora estejam relacionados a situações importantes de acompanhamento da estrutura, não correspondem a soluções de referência para o projeto. Por exemplo, para o problema de estado tensão-deformação foi obtido o índice I.C.=1 para a solução de referência na fase de operação. Em se tratando de uma solução de projeto considerando os carregamentos provenientes desta fase, a identificação do sistema barragem-fundação-reservatório não seria possível a partir de dados de instrumentação, obviamente e o problema recairia aproximadamente nas mesmas dificuldades encontradas para a determinação do estado tensão-deformação na condição do primeiro enchimento. Sendo assim, para este exemplo, do ponto de vista de projeto, é provável que a capacidade de resolução por meio de modelos numéricos seja limitada e a partir de algumas simplificações nas hipóteses computacionais, o que corresponde ao índice I.C.=2. E assim sucessivamente para os demais problemas.

d) É importante observar também que o Boletim 122 não deixa claro que a condição de carregamento de projeto não foi incluída nas tabelas de índices de confiabilidade, parecendo que procura englobar todos os tipos de modelagens computacionais de barragens<sup>57</sup>. Se fosse feita uma extrapolação dos valores de I.C. do Boletim 122 (Quadro 7) para o caso de projeto, o mesmo estaria em condições mais desfavoráveis do que as demais fases da obra (construção, primeiro enchimento e operação) para cada problema, quanto à capacidade dos modelos numéricos para representar adequadamente os problemas citados; exceto para o problema de deslizamento e tombamento no corpo da barragem pela formulação de equilíbrio de corpo rígido (onde I.C.=1 no Quadro 7).

---

<sup>57</sup> Isto também porque se pode interpretar a partir do Quadro 5 que as condições de construção, primeiro enchimento e operação sejam casos de carregamentos de projeto.

e) Também para o caso de estabilidade local e global relacionadas ao estado de fissuração, os estudos adotados para o caso de operação consideram os dados de monitoramento da estrutura obtidos durante as fases de construção e de primeiro enchimento, não equivalendo, portanto a uma solução de referência para projeto. Em se tratando de projeto, é provável que as três condições de carregamentos passem a ser solucionadas por meio de modelos numéricos apenas de forma qualitativa (I.C.=3). Também neste caso a indicação dada pelo Boletim 122 na qual "uma análise de nível mais elevado deva ser realizada para investigar a redistribuição de tensões e/ou potenciais de deslizamento" se torna ainda mais pertinente do ponto de vista de projeto, mas sendo necessária maior previsão de fenômenos envolvidos no caso de operação.

f) Como observação dos estudos dos boletins ICOLD que são de maior interesse para este trabalho, se destaca: quanto ao problema de deslizamento e tombamento, ressalta-se que I.C.=1 foi obtido para a "formulação de corpo-rígido e corpo da barragem". A tendência é que se recaia nas incertezas apresentadas nos demais estudos quando no emprego de métodos numéricos para eliminar as limitações das formulações de corpo-rígido, "para avaliação de um comportamento próximo da ruptura, fornecendo resultados de deformações e deslocamentos", conforme recomendado pelo Boletim 122. Estas incertezas são maiores à medida que há a necessidade de considerar no corpo da barragem a influência do maciço de fundação e de suas propriedades e geometria (respectivo modelo geomecânico e hidrogeológico, para fundações com heterogeneidades e/ou anisotropia). Isto porque as verificações de deslizamento e de tombamento no corpo da barragem podem deixar de ser críticas tendo-se que passar a estudar os mecanismos de ruptura que podem acontecer no conjunto barragem-fundação, devido a heterogeneidades ou em planos pré-definidos de falhas, estratificações e descontinuidades. Além disso, como já comentado, a avaliação de um comportamento próximo da ruptura por meio de métodos computacionais, requer a consideração de outros tipos de análises, o que aumenta a complexidade dos modelos e a necessidade de novos parâmetros. Neste caso, os problemas que foram tratados separadamente no Boletim 122 acabam se sobrepondo, uma vez que para resolver o problema de deslizamento-tombamento, se passam a estudar possíveis mecanismos na fundação, que por sua vez dependem da determinação do estado de tensão-deformação e em alguns casos do estudo dos problemas de estabilidade local e global quando no aparecimento de fissuras. Com isto se obtém I.C. maiores do que os

encontrados para as demais fases da obra como discutido ao final do item anterior.

g) Neste sentido, os estudos publicados em Gutstein (2003), para a análise de planos de descontinuidades em fundações de BGC, conforme comentado no item 2.3, estariam situados na faixa de  $I.C.=2$  a  $I.C.=3$ , para estado de tensão-deformação e  $IC=3$  para o estado de estabilidade local e global, pois tem um enfoque de projeto onde a complexidade dos fenômenos é maior. Isto se conclui a partir das discussões apresentadas e da observação do Quadro 5 da esquerda para a direita, observando a ordem crescente dos valores de IC de Operação até as fases mais iniciais da obra.

h) Sendo assim, tem-se observado na prática que a utilização de recursos computacionais na área de barragens possui muitas particularidades que fazem com que os modelos numéricos adotados não sejam simples como em outras áreas da engenharia de estruturas, no caso de edificações, por exemplo. Os modelos são muito influenciados por características dos materiais, condições de contorno, efeitos construtivos e por fenômenos não-lineares como aberturas de fissuras e concentração de tensões. A ação da subpressão, um dos carregamentos importantes da análise, pode ela mesma, ser obtida por modelagem computacional. São modelos, que apesar do enorme potencial e dos inúmeros benefícios que podem trazer ao projeto ainda necessitam de muita pesquisa para que possam ser utilizados de maneira mais corriqueira.

Os modelos numéricos usados em outras áreas de Engenharia são, muitas vezes, continuações de modelos que eram usados manualmente e, portanto, puderam agregar os conhecimentos adquiridos em fases anteriores. Já na modelagem de estruturas de barragens, o conhecimento adquirido anteriormente, de domínio de consultores e de grandes empresas de projeto, não é incorporado nos estudos computacionais facilmente, seja do ponto de vista de monitoramento ou de projeto destas estruturas.

Como aplicações desta visão utilizam-se as recomendações do Boletim 122, por um ponto de vista de projeto, bem como as considerações discutidas nos itens (a) a (i), na metodologia discutida e sistematizada nos itens seguintes, de forma a trazer a experiência de projeto tradicional e regulamentos práticos para o projeto por meio de análise computacional pelo MEF, conforme recomendado pelo Boletim 122. A partir de um estudo de caso, ao final do Capítulo 4 comparam-se fatores de segurança obtidos pelas diferentes metodologias, variando-se as regiões de integração de tensões no modelo de forma que sejam

compatíveis com as forças aplicadas. No entanto, demonstra-se que mesmo seguindo estas recomendações, este tipo de análise pode não estar mais situada como sendo de primeira família, ou seja, "livre" de Justificação. Necessita então de Validação e Justificação, o que não será tarefa fácil, uma vez que ficará sujeita às comparações com os métodos tradicionais, que não são facilmente conciliáveis com as análises pelo MEF.

Para isto, entender e aplicar as teorias envolvidas em cada metodologia (métodos tradicionais e numéricos) e desenvolver uma sistemática apropriada para o estudo de BGC considerando a deformabilidade, permeabilidade e descontinuidades da fundação, em suma, é um desafio. Mas pode ser conduzido a partir de um estudo abrangente dado aos fenômenos envolvidos. É o escopo dos estudos feitos para a metodologia a ser tratada no Capítulo 4, o qual também tem como foco a utilização de ferramentas computacionais relativamente simples para emprego final em projeto (e não somente em monitoramento ou pesquisa).

Como conclusão preliminar da visão apresentada até o momento, observa-se que embora o tema de modelagem de BGC seja considerado teoricamente como bem solucionável via análise numérica, situando-se os problemas como sendo de uma primeira família de acordo com o Boletim 94, não é o que se conclui a partir das discussões apresentadas, do ponto de vista de projeto, onde existem ainda muitos fenômenos difíceis de serem modelados e representados numericamente.

A regra prática "novas barragens, velhos métodos; velhas barragens, novos métodos" que é citada no Boletim 122, talvez possa ser aplicada para os casos gerais de novas barragens, mas quando se consideram condições particulares de modelos geomecânicos, que são de certa forma comuns, a elaboração de projeto por meios computacionais já é uma necessidade. Deve existir então um aprimoramento gradual do processo de modelagem. Um trabalho conjunto entre engenheiros de análise numérica, com aqueles que possuem um profundo conhecimento do comportamento dessas estruturas e dos materiais envolvidos, pode ser essencial para o desenvolvimento dos modelos na fase atual.

### **3.11 Verificações de segurança utilizando modelos numéricos**

Conforme discutido nos itens anteriores a verificação da segurança e do estado de tensões por meio de modelos numéricos é importante quando se deseja considerar a deformabilidade da fundação, uma vez que "a aproximação da barragem como um corpo rígido perde a validade à medida que o maciço é mais deformável, tanto para as

tensões obtidas no contato concreto-rocha quanto mais nos planos de descontinuidades da fundação" (GUTSTEIN, 2003, conforme discutido no item 2.3).

A seguir são abordadas os métodos que podem ser utilizados para a verificação de segurança à estabilidade global de barragens de gravidade de concreto por meio de modelos numéricos, em especial pelo MEF considerado neste trabalho.

Os critérios do ICOLD apresentados no item 3.10.3 fornecem apenas alguns comentários sobre a utilização dos dados fornecidos por modelos numéricos em verificações de estabilidade global. Em análise de outras referências bibliográficas e aplicações encontradas na literatura, apresentam-se a seguir dois métodos que podem ser adotados para a verificação da estabilidade global - método de Ruptura Pontual (MRP) e método de Ruptura Global (MRG), que foram baseados nos trabalhos de Rocha (1981), Rocha (1974) e na aplicação dos mesmos nos estudos de Gutstein (2003). Estes métodos permitem a verificação da estabilidade global ao deslizamento de BGC a partir do estado de tensões obtido do modelo pelo MEF e do critério de resistência de Mohr-Coulomb.

### **3.11.1 Segurança pelo estado limite de ruptura pontual (MRP)**

O objetivo deste critério é garantir a segurança de forma que a ruptura não seja alcançada em nenhum ponto da estrutura, considerando-se a minoração dos parâmetros de resistência dos materiais, não esquecendo que os valores de deformabilidade adotados para o cálculo das tensões também devem ser minorados implicitamente<sup>58</sup>.

Este critério pode ser aplicado tanto na análise estrutural no concreto do corpo da barragem, quanto para verificar a segurança em regiões de sua fundação. Considera-se um mecanismo de ruptura relacionada ao cisalhamento, admitindo o comportamento de Coulomb. Quando não se conhece o mecanismo de ruptura, a verificação pode ser feita em cada ponto da massa de rocha em termos de tensões principais, minorando-se a resistência dos materiais. Os mecanismos de ruptura a serem investigados são fornecidos pela análise dos modelos hidrogeológico e geomecânico (ver itens 3.5. e 3.6, respectivamente).

---

<sup>58</sup> Devido às incertezas que podem estar relacionadas à quantificação do módulo de elasticidade dos materiais da fundação, podem ser adotadas análises paramétricas considerando uma variação desses parâmetros dentro de limites pré-estabelecidos no modelo geomecânico. Estes limites corresponderiam neste caso a limites superior e inferior do módulo de elasticidade do material (ou dos materiais) em estudo.

Para um plano admitido como sendo a superfície potencial de ruptura, ou para uma determinada região do modelo, a segurança pode ser dada pela equação:

$$\tau \leq \tau_s \rightarrow \tau \leq c_s + \sigma \cdot \tan \phi_s \quad (31)$$

onde:

$\tau_s$  : as tensões cisalhantes resistentes;

$\tau$  : as tensões cisalhantes atuantes;

$\sigma$ : as tensões normais efetivas;

$c_s = c/n_c$  e  $\tan \phi_s = \tan \phi/n_\phi$ , sendo  $n_c$  e  $n_\phi$  os coeficientes de segurança parciais, devidos à coesão e ao atrito, respectivamente;

$c$  e  $\phi$  os valores médios da coesão e do ângulo de atrito;

$c_s$  e  $\phi_s$  os valores minorados da coesão e do ângulo de atrito.

Sendo assim, uma vez que se tem uma distribuição de tensões ao longo de um plano potencial de ruptura em análise, por exemplo, a verificação de estabilidade pela expressão (31) recai na aplicação da expressão (26) para cada ponto, aplicando coeficientes parciais de minoração do material ( $n_c$  para a coesão e  $n_\phi$  para o atrito). Assim, com o uso das tensões resistentes ( $\tau_r$ ) minoradas na expressão (26), deve-se obter um coeficiente  $CSD \geq 1$ . Os coeficientes parciais  $n_c$  e  $n_\phi$  devem ser avaliados conforme o caso e não equivalem necessariamente, aos coeficientes  $fsdc$  e  $fsd\phi$  respectivamente, do método de equilíbrio limite.

O método de ruptura pontual se diferencia do método de equilíbrio limite tradicional pois este último considera o cálculo de um fator de segurança para todo o plano de análise, onde a segurança é avaliada em termos médios.

A verificação pelo MRP também pode ser feita graficamente, traçando-se e comparando-se as curvas de tensões  $\tau$  e  $\tau_s$ , conforme mostrado na Figura 26.

Na Figura 26 são mostrados dois exemplos onde o MRP foi aplicado para o estudo da estabilidade ao deslizamento em planos de descontinuidades na fundação de BGC, sendo:

(a) Para uma barragem com 96m de altura, modelada pelo MEF, análise elástica linear, com fundação heterogênea, onde os dois materiais representados de cima para baixo apresentam a relação entre os módulos de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) e da rocha de fundação ( $E_m$ ),  $E_c/E_m=15$  e  $E_c/E_m=1,875$ , respectivamente; sendo que o primeiro material atinge uma profundidade de 10m (conforme publicado em Rocha,1981);

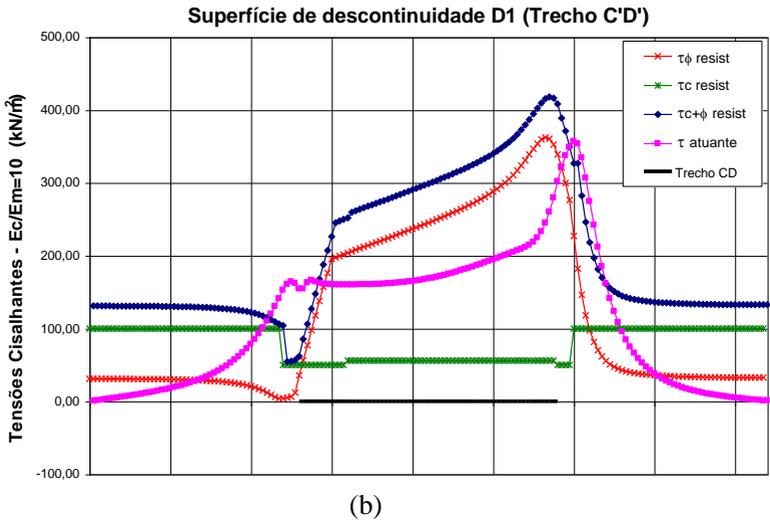
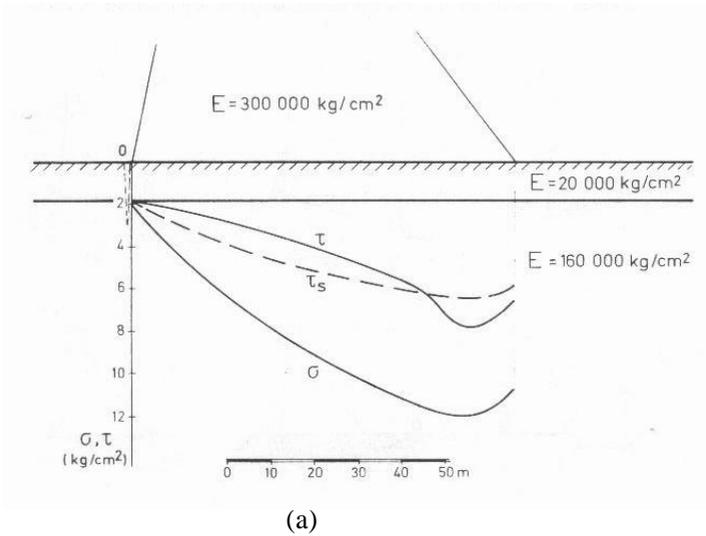


Figura 26: Comparação entre MRP e MRG por distribuições de tensões atuantes x resistentes obtidas pelo MEF na superfície do contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade, sendo (a) obtida por Rocha (1981), onde  $\sigma$ ,  $\tau_s$  e  $\tau$  são as tensões normais efetivas, cisalhantes resistentes e atuantes na expressão (31) e (b) obtida por Gutstein (2003), onde  $\tau_{\text{atuante}} = \tau$  e  $\tau_{\text{c}+\phi \text{ resist}} = \tau_s$  são as curvas de tensões atuantes e resistentes, respectivamente.

(b) Para uma barragem de 48m de altura, modelada pelo MEF, análise elástica linear, com fundação homogênea com o módulo igual a  $E_c/10$ , com descontinuidade localizada numa profundidade de 5m em relação à base da barragem, com 30cm de espessura e módulo de elasticidade  $E_d = E_m/10$  (conforme publicado em Gutstein, 2003).

A observação da Figura 26 para os dois estudos realizados em (a) e (b) mostra que ocorreram rupturas localizadas ao longo dos planos analisados, onde  $\tau > \tau_s$ , na região à jusante do plano de análise no maciço rochoso nos estudos feitos por Rocha (1981) e também no exemplo (b) nas regiões próximas as faces de montante e de jusante da barragem, no plano de descontinuidade analisado segundo Gutstein (2003).

Como os estudos desenvolvidos por Rocha empregaram o MEF o qual era relativamente recente, o autor desaconselhou naquele momento (ROCHA, 1974) a utilização do método de ruptura pontual. Uma vez que estava sendo empregada análise elástica linear, o método não considerava a redistribuição de tensões. Até bem pouco tempo antes da sua publicação, era impossível determinar a distribuição de tensões rapidamente em massas de rocha, mesmo por equilíbrio bidimensional, o que levou ao desenvolvimento de métodos de dimensionamento em relação à ruptura, como o método do equilíbrio limite, que não necessitavam do conhecimento do estado de tensões (ruptura geral).

Por outro lado, hoje com o desenvolvimento das análises numéricas, é relativamente fácil a obtenção do estado de tensões num conjunto barragem – fundação. No entanto, também a maior parte das análises numéricas de barragens via MEF encontradas na literatura são baseadas em análises estáticas elástico-lineares, exceto para regiões onde há sismicidade importante, onde em alguns casos se adotam análises dinâmicas não-lineares. Nos modelos elástico-lineares um cuidado especial em regiões de singularidade dos modelos deve ser tomado, conforme se explica a seguir.

Os resultados obtidos em Gutstein e La Rovere (2002), Gutstein (2003), Gutstein e La Rovere (2005) e Gutstein, La Rovere e Loriggio (2006) mostram que é usual se obter concentrações de tensões em determinadas regiões do modelo como próximas das faces de montante e de jusante da barragem que podem ser assumidas como de regiões de singularidade do modelo numérico. Neste caso, o refinamento da malha nestas regiões, que em geral pode ser feito durante as etapas de validação dos modelos numéricos, podem fazer com que ocorram picos cada vez maiores de tensões nas regiões de refinamento, à medida que se refina a malha, sem no entanto haver um significado físico para isto. Estas concentrações também foram encontradas em Rocha (1974), entre

outros. Nesses trabalhos foi comentado também a respeito da dificuldade encontrada quando se empregou o critério de ruptura pontual na superfície de fundação ou na vizinhança, nestas regiões, em especial naquelas situadas junto ao pé de montante, em que os valores de  $\tau$  e  $\sigma$  tendem ao infinito (concentrações de tensões). Estas características também parecidas aos resultados obtidos nos trabalhos de Gutstein, conforme discutido no item 2.3.

Em se tratando de modelagem numérica e da análise pelo MRP do contato concreto-rocha, teoricamente, mesmo que sejam encontrados picos de tensões a montante e a jusante da barragem, por serem localizadas em áreas muito pequenas, as mesmas podem não influenciar nos resultados e serem consideradas regiões de ruptura localizada, por se tratarem de regiões de singularidade dos modelos numéricos<sup>59</sup>. Em mecanismos de ruptura localizados na fundação, no entanto, como há uma distribuição das tensões no maciço, as divergências de modelos elaborados por meio de análise elástico-linear e método de ruptura pontual em comparação às análises feitas por métodos tradicionais de equilíbrio limite podem ser maiores. Nesses casos, podem ser adotados os métodos de ruptura geral definidos a seguir, como também pode ser necessário um refinamento maior da análise para a consideração dos efeitos de plastificação dos materiais.

### **3.11.2 Segurança pelo estado limite de ruptura geral (MRG)**

A aplicação deste critério requer:

i) a consideração de um mecanismo de ruptura da estrutura, definido de acordo com o tipo de estrutura e de parâmetros que governam o mecanismo, incluindo a lei de deformação envolvida;

ii) a análise do comportamento da estrutura até a ruptura, sujeito às ações de projeto, a fim de determinar os valores dos parâmetros para os quais a ruptura geral irá ocorrer e

iii) verificar se estes valores encontram a condição de segurança.

Neste problema, pode-se levar em conta ou não a plastificação, lembrando que no caso de análise não-linear deverá ser dada especial atenção à forma em que os vários carregamentos serão aplicados. Os mecanismos de ruptura consistem no deslizamento ao longo de um ou mais planos de descontinuidades associados. Quando não existirem planos de descontinuidades, em caso de rochas de baixa resistência, por exemplo, a ruptura pode ocorrer em outras superfícies, conforme o

---

<sup>59</sup> De forma que a integral das tensões obtidas pelo MEF corresponda às forças aplicadas no modelo e calculada por equações de equilíbrio segundo métodos tradicionais.

modelo geomecânico em análise (ver itens 3.5 e 3.6).

O critério de ruptura geral equivale a integrar as tensões normais efetivas ( $\sigma_{\text{efet}}$ ) e cisalhantes ( $\tau$ ) obtidas nos nós que compõem os planos de ruptura em análise, de forma análoga ao cálculo em termos de força dado pela expressão (23). Aplicando-se as tensões (que podem ser obtidas pelo Método dos Elementos Finitos) na expressão (23) equivale a:

$$FSD_{,tot} = \frac{R}{\Sigma E} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \sigma_{\text{efet média}i} \cdot A_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{fsd\phi} + \frac{c_i \cdot A_i}{fsdc} \right]}{\sum_{i=1}^n [\tau_{\text{médio}i} \cdot A_i]} \geq 1,0 \quad (32)$$

onde:

$n$  : é o número de nós do plano potencial de ruptura, numerados seqüencialmente de  $i=1$  até  $n$ ;

$R$  : Somatório de forças horizontais resistentes;

$\Sigma E$  : Somatório de forças horizontais atuantes;

$\Sigma \sigma_{\text{efet média}i}$  : Tensão normal efetiva média<sup>60</sup> no nó  $i$  da superfície de escorregamento em análise<sup>61</sup>;

$\Sigma \tau_{\text{médio}i}$  : Tensão cisalhante média no nó  $i$  da superfície de escorregamento em análise;

$\phi_i$  : Ângulo de atrito característico na posição do nó  $i$ <sup>62</sup>, da superfície de escorregamento em análise;

$c_i$  : Coesão característica na posição do nó  $i$ , ao longo da superfície de escorregamento;

$A_i$  : Área efetiva (comprimida) de influência na posição do nó  $i$  do plano em análise;

$fsd\phi$  e  $fsdc$  : Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente (podendo ser adotado conforme item 3.9.3);

$FSD_{,tot}$  : Fator de segurança ao deslizamento total (considera as parcelas

<sup>60</sup> A média das tensões normais e cisalhantes é calculada para cada nó, a partir das tensões dos elementos adjacentes ao nó, localizados acima da superfície de análise.

<sup>61</sup> Sendo descontadas as subpressões no cálculo de  $\sigma_{\text{efet}}$ , a exemplo dos critérios de tensões efetivas da Mecânica dos Solos, conforme explicado no item 4.3.2.

<sup>62</sup> Os parâmetros de coesão e atrito podem variar ao longo da superfície potencial de ruptura.

de resistência de atrito e de coesão).

A aplicação do MRG em estruturas analisadas pelo MEF e análise elástico-linear pode fornecer indicações quanto a segurança ao deslizamento no plano de análise. No entanto, neste tipo de análise, como não é considerada a plastificação (ou toda a capacidade resistente do plano de análise), podem ser obtidos resultados diferentes daqueles obtidos pelo método de equilíbrio limite, embora o método de equilíbrio limite seja um método de ruptura geral.

Novamente, em se tratando do contato concreto-rocha, teoricamente o MRG e o método de equilíbrio limite deveriam fornecer resultados muito próximos e as diferenças que possam ser encontradas seriam devido a problemas numéricos computacionais como os efeitos das singularidades.

Em se tratando de planos potenciais de ruptura ao longo da fundação, a aproximação entre o MRG e o método tradicional de equilíbrio limite, teoricamente, está relacionada com a escolha do plano de análise e a sua representação no modelo por meio da plastificação dos materiais.

Para o exemplo da Figura 26 (b), o cálculo de um fator de segurança pelo MRG, indicou que a estrutura estaria estável, mesmo tendo sido encontrados problemas de instabilidade local pelo MRP, conforme observado na Figura. Mas por outro lado este mesmo exemplo forneceu valores diferentes dos encontrados pelos métodos tradicionais, aplicando as expressões (23), (24) e (25), para as quais foram consideradas variações nos mecanismos de ruptura e nos parâmetros de empuxo passivo de rocha a jusante considerados.

### **3.11.3 Aplicações do MRP e MRG x métodos tradicionais**

O exemplo apresentado segundo Rocha (1981) na Figura 26(a) mostra que a condição de segurança é respeitada, uma vez que a área limitada pela curva  $\tau$  e o eixo da abscissa é menor do que a área limitada pela curva  $\tau_s$  (Método de ruptura geral é atendido). Entretanto, na área de jusante da fundação, onde  $\tau > \tau_s$ , o mesmo não é atendido pelo critério de ruptura local, onde para fins de comparação entre os dois métodos MRP e MRG foram considerados os mesmos valores de coeficientes de segurança. No entanto, a experiência demonstra que coeficientes de segurança adotados pelo critério de ruptura pontual podem ser menores do que os de ruptura geral, uma vez que segundo Rocha (1974), quando a segurança pelo critério de ruptura local é alcançada, a segurança pelo critério de ruptura geral é assegurada. Por isto foram denominados os coeficientes da expressão (32) diferentes dos adotados na equação (31).

Cabe ressaltar, que os coeficientes de segurança são introduzidos para levar em conta a dispersão das propriedades dos materiais, aumentando seus valores conforme o aumento da dispersão. Sendo assim, segundo este autor seria muito interessante estabelecer um critério de dimensionamento a nível internacional com aproximação estatística, a fim de integrar o conhecimento disponível à experiência.<sup>63</sup>

A associação então do critério de ruptura pontual com o estado de tensões obtido por análises elástico-lineares via MEF pode levar ao superdimensionamento da estrutura sem qualquer significado, como já previa Rocha (1974), devido às concentrações de tensões. Uma comparação do exposto por Rocha com as indicações de concentrações de tensões encontradas nos trabalhos de Gutstein citados anteriormente e também sinalizadas nos boletins do ICOLD (e em algumas de suas publicações de referência), corroboram também essa conclusão em se tratando de modelos elástico-lineares e em planos de descontinuidades na fundação. No entanto, para planos de contato concreto-rocha o MRP teoricamente pode fornecer resultados compatíveis com os critérios de equilíbrio limite. As diferenças podem se dar devido à problemas numéricos de singularidade nos modelos, conforme já comentado.

Para a análise das fundações de BGC ou do conjunto barragem-fundação, dentre os métodos apresentados, o MRP pode então ser utilizado em primeiro momento para identificar o mecanismo de ruptura quando é possível se considerar o comportamento não-linear do material. Para fins de verificação de estabilidade ao deslizamento, é preferível se considerar o estado limite geral de ruptura, quando se tem uma idéia do plano de ruptura e for realizada análise elástica linear, uma vez que permite levar em consideração a contribuição, que é favorável à segurança da redistribuição de tensões devido à plastificação assumida no plano geral de análise.

No entanto, considera-se que em se tratando de análise do conjunto barragem-fundação, devido às dificuldades do emprego de análise não-linear e falta de unicidade de soluções, além das dificuldades de convergência devido ao fato de ser um método iterativo, uma análise linear pode ser conduzida para a determinação do estado de tensões. A partir daí, podem ser utilizadas metodologias simplificadas de análise não-linear, que considerem a plastificação dos materiais nas

---

<sup>63</sup> Recentemente, no Congresso Internacional de Grandes Barragens em 2009, foram publicados alguns estudos que estão apontando neste sentido, sendo realizados em diferentes países, mas ainda não se tem um critério definido neste âmbito, nem que considere as verificações por meio de métodos computacionais.

regiões de singularidade dos modelos e também um processo iterativo quando for o caso para a aplicação das subpressões, se ocorrerem regiões de fraturas ou regiões não comprimidas no modelo, a exemplo do considerado nos métodos tradicionais. Este assunto será melhor explicado na metodologia discutida no Capítulo 4.

Desta forma se conclui que o emprego de modelagem computacional pelo MEF e análise linear para a verificação da segurança à estabilidade global ainda não está suficientemente justificada para fins de verificação de planos potenciais de ruptura situados no maciço de fundação, considerando a finalidade de projeto onde os tipos de carregamentos e parâmetros tem suas condições especiais, com relação às condições discutidas nos boletins do ICOLD. Os resultados obtidos pelo MEF e análise elástica linear precisam ser analisados em comparação aos outros métodos tradicionais, em especial aqueles para o emprego em descontinuidades para equilíbrio limite, pois os coeficientes de segurança estão calibrados para estes métodos que consideram no comportamento global a plastificação dos materiais e a segurança é obtida a partir de uma verificação de estado limite último.

Sendo assim, considera-se que estes estudos podem ser adotados atendendo as etapas de validação e garantia da qualidade também no decorrer das análises e procurando adotá-los como estudos complementares àqueles elaborados por meio de métodos tradicionais apresentados. Teoricamente, a justificação destes modelos passaria por uma etapa onde alguns estudos refinados podem ser feitos, utilizando-se dos métodos de ruptura pontual para identificação do mecanismo de ruptura de análise se necessário e verificação pelo método de ruptura geral, onde se pode considerar os coeficientes de segurança parciais que vem sendo adotados pelos métodos tradicionais. Neste sentido enquanto a plastificação dos materiais permite a consideração de toda a capacidade resistente, aproximar-se-ia a solução para uma solução de equilíbrio limite, na condição de estado limite último.

## 4. TÓPICOS ESPECIAIS

### 4.1 Introdução

A maior parte dos modelos elaborados pelo MEF de Barragens de Gravidade de concreto (BGC) é processada por meio de análise linear, onde se assume o comportamento elástico-linear apresentado pelos materiais.

Em estruturas de concreto armado, a análise elástica linear é admitida para solicitações baixas onde o grau de fissuração dos elementos de concreto não seja significativo. Para estas estruturas, seus resultados são empregados normalmente para verificações de Estados Limites de Serviço. Entretanto, os resultados obtidos por uma análise elástica linear podem ser utilizados para verificações no Estado Limite Último, desde que a estrutura apresente suficiente ductilidade (capacidade de rotação plástica) para atingir a distribuição de solicitações prevista (GAP et al, 2007). Assim, para as estruturas de concreto armado são previstas em suas normas de análise e dimensionamento condições para a garantia de uma capacidade mínima de rotação plástica das seções críticas, de forma que a análise elástica linear possa ser utilizada. Em analogia às estruturas de edificações em concreto armado, para a análise de fundações existem diversos modelos para a consideração da não-linearidade do material; mas em normas de fundações são previstos métodos de tensões admissíveis e métodos semi-probabilísticos também para a majoração das ações e minoração das resistências e consideração de Estado Limite Último (ELU). Nas estruturas de BGC são usualmente adotados os critérios de projeto tradicionais, não existindo ainda normalização na área no âmbito nacional ou internacional, como discutido no Capítulo 3, onde para análise do estado de tensão-deformação se consideram critérios de tensões admissíveis para a verificação em ELU. Assim, as tensões estimadas atuantes em rochas e fundações por métodos tradicionais ou numéricos como o MEF são comparadas com tensões admissíveis considerando-se fatores de segurança que variam conforme o tipo de solicitação (conforme apresentado no Quadro 5).

Neste Capítulo são introduzidos alguns conceitos sobre os diferentes tipos de análise e algumas particularidades que podem ser aplicadas às estruturas de concreto armado e de fundações. Também os métodos determinísticos e semi-probabilísticos, que são utilizados em normalizações e que podem ser utilizados na elaboração dos critérios de projeto são abordados. O objetivo deste capítulo é fornecer noções de diferentes tipos de análises que podem ser adotadas para o

aprimoramento dos modelos numéricos e verificações de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto.

#### **4.2 Análises não-lineares**

As análises computacionais não-lineares permitem a consideração do comportamento do material tal como obtido pelos dados experimentais<sup>64</sup>, implementando a curva de tensão-deformação experimental nas análises numéricas. Esta análise leva em conta o comportamento não-linear dos materiais e é denominada de análise com não-linearidade física.

Na elaboração de análises não-lineares não vale o princípio da superposição dos efeitos ou da proporcionalidade entre cargas e deslocamentos (tensões e deformações) e para o caso de análise não-linear de estruturas de concreto armado é necessário conhecer, além das dimensões das seções transversais e da resistência dos materiais, toda a distribuição da armadura ao longo da estrutura. Para o caso de solos e rochas, há necessidade de conhecer o estado tensão-deformação obtido por meio de ensaios, bem como as limitações da análise que está sendo efetuada em função das hipóteses que estejam sendo adotadas. As hipóteses podem ser quanto ao estado de tensões iniciais, de modelagem da fundação como sendo homogênea e isotrópica, por exemplo, em detrimento da consideração de eventuais anisotropia, heterogeneidades e falhas do maciço de fundações, entre outros. Portanto, para efetuar uma análise não-linear, normalmente faz-se primeiramente uma análise linear para pré-dimensionar a estrutura. A análise não-linear é feita usualmente por meio da técnica do carregamento incremental, onde o carregamento total de uma estrutura é obtido pelo somatório de  $n$  etapas de carregamento, possibilitando trabalhar com a rigidez da estrutura atualizada a cada etapa.

Nesta análise devem ser atendidas às condições de equilíbrio, compatibilidade e também de ductilidade. A análise não-linear pode ser utilizada tanto para verificações de estados limites últimos como para estados limites de serviço. Uma vez que considerada o estado de tensão-deformação obtido de ensaios experimentais, podem ser feitas análises onde o nível de carregamento esteja a nível de serviço (na região mais linear da curva em muitas situações) ou a nível de estado limite último (na região mais não-linear da curva e próxima a ruptura). Em estruturas

---

<sup>64</sup> Segundo Chen (1975) esta curva obtida a partir de dados experimentais é denominada por meio de comportamento real do material. Neste trabalho, denominar-se-ão como sendo curvas experimentais, uma vez que também neste caso corresponde a uma aproximação da realidade pois as condições de ensaio influenciam na obtenção dos resultados.

de concreto armado, para os casos usuais de não-linearidade física, esta pode ser aproximada considerando um diagrama tensão-deformação bi-linear. O ponto de inflexão entre os dois trechos lineares correspondente ao início da fissuração, e o final do diagrama, o ponto correspondente ao escoamento da armadura.

Em análise de estruturas de barragens de concreto o tipo de análise não-linear física pode ser utilizada no caso de estudos mais complexos, como no caso de projetos envolvendo modelos físicos para a caracterização de parâmetros e curvas tensão-deformação que possam ser utilizados nas análises numérica. No entanto, em projeto é usual o emprego de análises lineares devido às dificuldades levantadas até o momento da realização de análises não-lineares. Observa-se na literatura também que a análise não-linear é considerada em algumas situações de avaliação estrutural onde se busca no modelo o comportamento fissurado de uma estrutura em campo, por exemplo, para avaliar a segurança estrutural a partir deste mecanismo já formado. Neste caso, um tipo de análise não-linear que pode ser adotado corresponde ao emprego da Mecânica da Fratura a ser comentado em seguida. Simplificações de análises não-lineares com propagação de fratura para o caso da análise de BGC também podem ser adotadas, onde além da não-linearidade física do material, pode ser considerada uma análise incremental onde as ações de subpressões são aplicadas no correspondente trecho fraturado, que por sua vez é modificado com a aplicação da subpressão, aumentando a região de aplicação da subpressão e assim sucessivamente até a convergência entre a extensão da base fraturada e a extensão de aplicação da subpressão.

Outra análise que pode ser considerada como sendo uma simplificação da análise não-linear física corresponde àquela que utiliza de um modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, onde as não-linearidades do material são consideradas pela utilização de materiais assumidos com comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito, conforme curva idealizada representada na Figura 27.

Novamente buscando a aplicação deste tipo de análise em estruturas convencionais de concreto armado, resume-se que a aplicação da análise elasto-plástica permite a elaboração de modelos para verificações de ELU em estruturas de concreto armado, a partir da simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas. A demanda de rotação plástica das seções críticas desse tipo de estrutura, decorrente da análise, não pode superar a capacidade de rotação plástica oferecida pelas mesmas. Como na análise plástica preocupa-se somente com o estado limite da estrutura, não se conhece o comportamento da

mesma em serviço. Por isso, a análise plástica neste caso só pode ser utilizada para verificações de estados limites últimos, e não pode ser utilizada para verificações de estados limites de serviço, que seriam aquelas utilizadas para a determinação de um estado de tensão-deformação da estrutura.

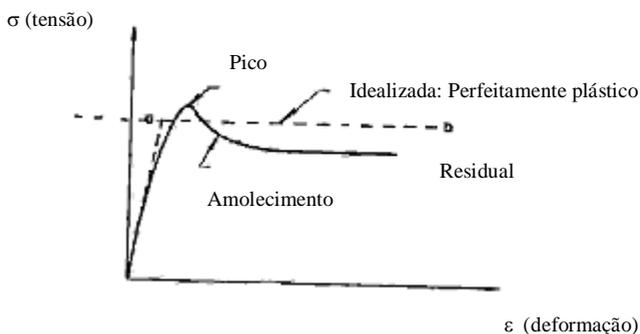


Figura 27: Relação tensão-deformação para solos idealizados perfeitamente plásticos (curva tracejada) e curva de comportamento do material obtida experimentalmente com amolecimento após atingida a tensão de pico (curva com traço cheio) (Traduzido de Chen, 1975).

Essas considerações feitas para o projeto de estruturas de concreto armado foram obtidas a partir de diversos estudos de modelagem computacional, linear e não-linear, envolvendo estudos na área de plasticidade e dos princípios de análise limite, entre outros. No item a seguir são apresentadas algumas noções da teoria da plasticidade adotada por meio de análise limite em materiais de fundações, denominados comumente como solos.

### 4.3 Análises plásticas

A análise limite busca a obtenção da solução a partir da plastificação dos materiais até atingir toda a capacidade resistente do material.

Verificações de estabilidade de taludes em solo, usuais em taludes de contenção ou em barragens de terra e enrocamento; bem como outras situações de estabilidade envolvendo também fundações rochosas, podem ser feitas por meio do emprego dos métodos de Equilíbrio Limite, de Slip-lines e de Análise Limite, que consideram a plastificação dos materiais ao longo de uma superfície de ruptura. Em geral, o primeiro é largamente empregado e referenciado, inclusive em códigos internacionais de verificações de estabilidade de barragens de

gravidade de concreto, quando o plano potencial de ruptura passa pela fundação da estrutura. Os demais, embora já tenham sido empregados, não são de emprego usual.

Sendo assim, a seguir são destacadas as características principais de cada um destes métodos quanto ao seu emprego em verificações de estabilidade ao deslizamento de fundações em solos e rochas, bem como se comparando as particularidades e algumas limitações de aplicações devido às hipóteses consideradas de cada método entre si.

#### **4.3.1 Propriedades dos geomateriais**

O termo *geomaterials* é aplicado para incluir os três tipos de materiais: solos, rochas e concreto<sup>65</sup>, devido às suas propriedades em comum, quando comparados aos metais. Todos têm grande suscetibilidade de seu comportamento mecânico à pressão, resultando em resistências muito diferentes quando tracionados ou comprimidos. Entretanto, também apresentam diferenças entre si marcantes. Solos podem ser submetidos a grandes deformações por cisalhamento e assim podem ser considerados plásticos no sentido usual, embora a Mecânica dos Solos denomine solos plásticos somente aqueles coesivos, tais como os argilosos. Os materiais rocha e concreto, por outro lado, são frágeis, exceto quando confinados (submetidos a altas tensões triaxiais de compressão). No entanto, diferentemente dos materiais frágeis clássicos, nos quais a ruptura ocorre imediatamente após atingir a tensão de limite elástico, o concreto e muitas rochas podem alcançar deformações inelásticas que podem ser significativamente maiores do que as elásticas, e suas curvas tensão-deformação aproximam-se superficialmente daquelas de sólidos plásticos (LUBLINER, 1990).

#### **4.3.2 Plasticidade do solo**

Segundo Lubliner (1990), a propriedade essencial do solo é que são particulados, ou seja, são compostos de partículas sólidas muito pequenas, variando de tamanho de 0,001mm a poucos milímetros (argilas a areias e cascalhos). Deformações por cisalhamento de uma massa de solo ocorrem quando partículas deslizam-se uma sobre a outra, de forma variável em função do tipo de solo. Podem estar saturados, parcialmente saturados ou secos, em função da quantidade de água existente em seus vazios; coesivos ou não-coesivos quando contém proporção significativa de minerais de argila conferindo-lhes plasticidade ou não, em ordem. Em solos não coesivos, tais como cascalhos, areias, siltes, o movimento dos grãos da pasta é resistido pelo

---

<sup>65</sup> Concreto em geral, sem armadura.

atrito seco, resultando em tensões de cisalhamento que são fortemente dependentes das tensões de compressão.

Este autor também explica que a ruptura em solos ocorre primeiramente ao cisalhamento, onde sua resistência ao cisalhamento é fortemente influenciada pela resistência a compressão atuante no plano de cisalhamento (na maioria das vezes) e portanto também pela pressão hidrostática. Solos têm pouca ou nenhuma resistência à tração, portanto a avaliação do seu comportamento experimentalmente é feita por ensaio ao cisalhamento direto ou ensaio triaxial.

O princípio das tensões efetivas, segundo Bowles (1988) foi reconhecido por observação experimental de Terzaghi em 1923. É somente aplicável para solos saturados e relaciona as seguintes três tensões:

$$\sigma = \sigma_{efet} + u \quad (33)$$

$$\sigma_{efet} = \sigma - u \quad (34)$$

onde:

$\sigma$  é a tensão total normal a um plano dentro da massa de solo, sendo a força por unidade de área transmitida na direção normal ao plano, considerando o solo como sendo um material sólido (estado sólido);

$u$  é a pressão de poro de água (pressão neutra), como sendo a pressão de água de preenchimento do espaço livre localizado entre as partículas de sólido;

$\sigma_{efet}$  é a tensão normal efetiva no plano, representando as tensões transmitidas por meio do esqueleto do sólido somente (pressão entre os grãos do solo).

A dependência entre resistência ao cisalhamento dos solos e tensões normais atuantes nos planos de cisalhamento varia com o tipo e condição do solo. Assim, segundo Lubliner (1990), quando os solos são não-coesivos e em condição seca (areias, cascalhos e siltes) nos quais a resistência ao cisalhamento é essencialmente devida à fricção entre partículas, governa a lei de atrito de Coulomb, expressa por:

$$\tau = \sigma \tan\phi \quad (35)$$

onde:

$\tau$ : tensão de cisalhamento no plano de cisalhamento;

$\sigma$ : tensão normal no plano de cisalhamento;

$\phi$ : ângulo de atrito interno do material.

Em solos não coesivos úmidos, desconta-se a pressão neutra ( $u$ ) (devido à pressão da água ou às tensões capilares) da tensão normal no plano de cisalhamento, sendo  $\sigma - u$  a tensão efetiva normal ao plano de

cisalhamento:

$$\tau = (\sigma - u)\tan\phi \quad (36)$$

Solos coesivos apresentam também mudanças significativas de volume quando submetidos ao cisalhamento. Eles tendem a inchar se eles forem densos, ou se contrair se forem aliviados, tendo uma densidade crítica que permanece essencialmente constante quando submetido ao cisalhamento. O solo é denominado denso ou aliviado, quando sua densidade for acima ou abaixo da crítica, respectivamente (LUBLINER, 1990).

Para solos coesivos então, tais como argilas, as tensões são calculadas pela expressão de Mohr-Coulomb (conforme explicado no item 3.9.3.1):

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \quad (37)$$

onde  $\sigma = \sigma_{efet}$  para o caso de solos coesivos úmidos, descontando-se a pressão neutra conforme a expressão (34).

### 4.3.3 Plasticidade da rocha e do concreto

Estes materiais são genericamente não-plásticos, se considerar a definição de material plástico como sendo aquele capaz de suportar uma considerável deformação antes da ruptura. Entretanto, o concreto, argamassa e muitas rochas (tais como mármore e arenito) são também diferentes de sólidos caracteristicamente frágeis como o vidro e o ferro fundido, nos quais a ruptura ocorre imediatamente após o limite elástico ser atingido. Eles mantêm sua resistência última após desenvolvimento de deformações permanentes que, enquanto pequenas em valores absolutos, são significativamente maiores do que as deformações elásticas. A deformação permanente é devida a vários mecanismos, em primeiro lugar deve-se à abertura e ao fechamento de fissuras (LUBLINER, 1990).

#### 4.3.3.1 Amolecimento

Concreto e muitas rochas, após o alcance da resistência última à compressão, exibem uma diminuição gradual na resistência com o acréscimo das deformações, denominada de amolecimento (*work-softening* ou *strain-softening*). Segundo Lubliner (1990), a natureza desta diminuição, entretanto, depende de fatores associados ao procedimento de ensaio, incluindo as dimensões da amostra e a rigidez da máquina de teste (ver Figura 27). Nesta Figura são mostradas as tensões de pico ou de ruptura e as tensões residuais, após a deformação plástica da estrutura do solo.

#### 4.3.3.2 O efeito da pressão de confinamento

Uma importante característica do comportamento triaxial do

concreto, da argamassa e das rochas, incluindo aquelas as quais são classicamente frágeis em testes não confinados, é que, se a pressão de confinamento  $\sigma_3$  for suficientemente grande, então a propagação de fratura é impedida, tanto que o comportamento frágil desaparece totalmente e é substituído por comportamento dúctil com endurecimento ou encruamento, conforme ilustrado na Figura 28. Neste caso o endurecimento depende apenas do trabalho plástico total realizado e não depende da história das deformações (LUBLINER, 1990).

A relação entre pressão hidrostática e deformação volumétrica também exibem ductilidade com endurecimento. Em geral, pode-se dizer que estes materiais comportam-se de maneira dúctil se as três tensões principais são de compressão e próximas uma da outra (LUBLINER, 1990).

#### 4.3.3.3 Dilatância

Segundo Lubliner (1990), se a deformação transversal  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  é medida em testes de compressão uni-axial em amostras de rocha e concreto, bem como a deformação axial  $\varepsilon_1$ , a variação volumétrica  $\varepsilon_v$ , iguala-se a  $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ . A curva  $\sigma_1 \times \varepsilon_v$  (positivo para compressão) mostra que quando  $\varepsilon_v$  começa a diminuir do seu valor elástico por tensões maiores do que mais ou menos a metade da resistência última, alcança zero quanto a tensão é próxima à resistência última e torna-se negativa (significando um aumento de volume) na escala deformação-amolecimento limite (ver Figura 29).

Resultados similares são encontrados em ensaios triaxiais abaixo de pressões baixas de confinamento. Este aumento de volume, o qual resulta da formação e crescimento de fraturas paralelas à direção das maiores tensões de compressão, é denominado como dilatância. Sendo assim, segundo Guimarães Neto (1997) a dilatância corresponde ao aumento nas deformações plásticas volumétricas devido à mudança na tensão de cisalhamento. A regra de fluência associada, no caso do critério de Tresca (um caso especial do critério de Coulomb, para solos puramente coesivos e também aplicado para metais), implica em dilatância nula e a regra de fluência associada, no caso do critério de Coulomb, empregado em geomateriais, implica em dilatância positiva e proporcional a  $\text{sen } \phi$  (para regra de fluxo associada, ver item 4.3.7.6). O termo dilatância é também algumas vezes é aplicado para o inchamento de solos granulares densos, embora o mecanismo causador não seja relacionado a este.

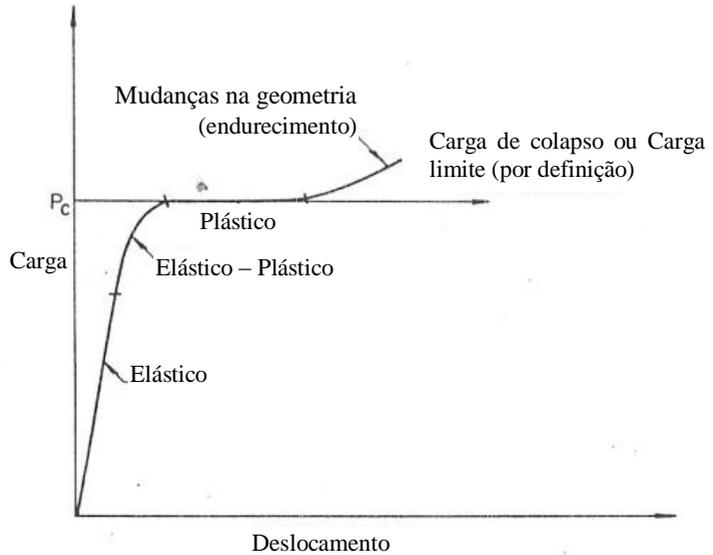


Figura 28: Curva tensão deformação de um material com endurecimento, mostrando os estágios: elástico, elásto-plástico, plástico e endurecimento até o colapso ou carga limite (Extraído de Chen,1975).

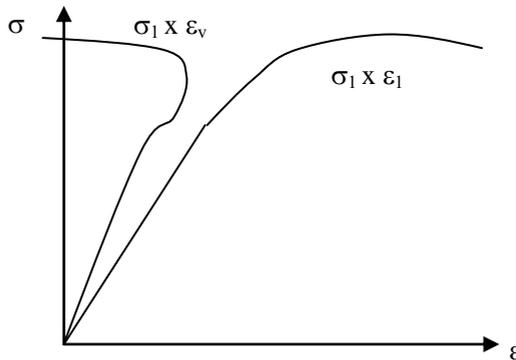


Figura 29: Ensaios de compressão em concreto ou rocha: tensão ( $\sigma$ ) versus deformação longitudinal ( $\epsilon_l$ ) e versus deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ), onde sentido positivo de deformações é de compressão (Extraído de LUBLINER, 1990).

Como ilustração, observando-se a Figura 30, uma camada de material granular denso é submetida à ação de duas forças: uma

perpendicular ( $P_n$ ) ao plano de contato (I)-(I) e outra tangencial ao plano ( $P_t$ ). Assumindo que a força vertical ( $P_n$ ) permanece constante ao longo do ensaio, a força tangencial  $P_t$  aumenta gradualmente de zero até um determinado valor que produz um deslizamento. O deslizamento ocorre pois a força  $P_t$  ultrapassa a coesão e também dois tipos de atrito: atrito de superfície, no contato das partículas com a superfície, bem como o atrito de adesão (intertravamento) que se deve à interferência das partículas entre elas mesmas às mudanças de suas posições relativas. Este atrito de adesão provoca um deslocamento para cima, perpendicular ao plano de contato e um deslocamento para o lado (tangencialmente ao plano), ou seja, o vetor de deslocamento faz um ângulo  $\theta$  com relação ao plano de deslizamento. Qualquer deformação plástica de um material idealizado pelo modelo de Coulomb deve ser acompanhada por um aumento de volume se o ângulo de atrito não é nulo e este fenômeno corresponde ao conhecido como dilatância, que será importante para as definições do item 4.3.7.6.

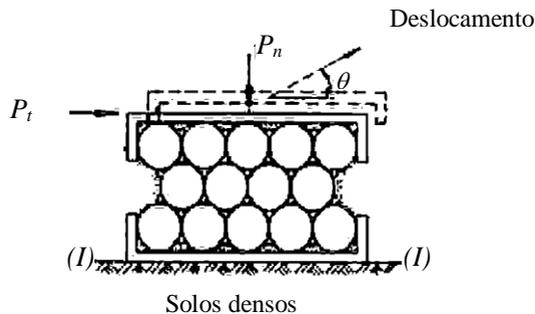


Figura 30: Fenômeno da dilatância em amostra submetida ao deslizamento (Traduzido de Chen, 1975).

#### 4.3.3.4 Comportamento à tração

Segundo Lubliner (1990), ensaios de tração uniaxial são difíceis de executar em rocha e concreto, sendo que os resultados variam consideravelmente. A resistência à tração uniaxial da rocha e concreto é tipicamente entre 6 a 12% da resistência de compressão uniaxial. Na observação dos ensaios pode-se observar um amolecimento associado com a abertura de fraturas perpendiculares à direção da tensão aplicada, em ensaios realizados por meio de equipamentos rígidos.

#### 4.3.4 Exemplo de ruptura progressiva

Na Figura 31 tem-se um exemplo ilustrativo de uma fundação profunda de solo rígida e perfeitamente dura carregada por uma base de espessura unitária também rígida e perfeitamente dura, que é submetida a uma carga média  $q$  aplicada (no plano), conforme apresentado em Chen (1975).

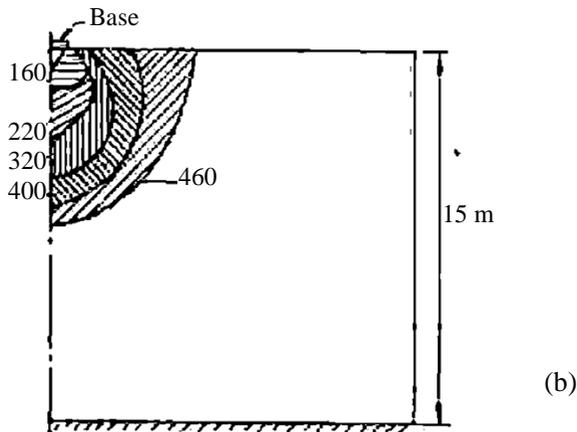
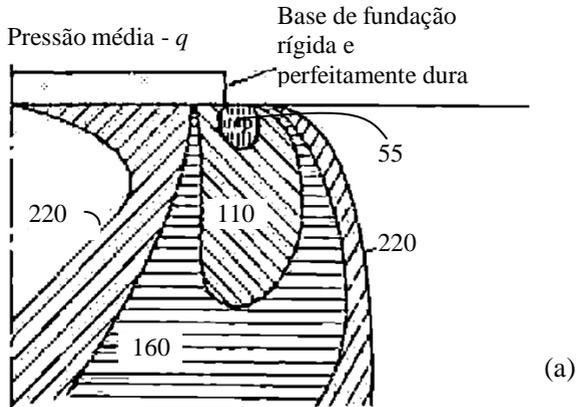


Figura 31: Exemplo de ruptura progressiva - Crescimento da zona de escoamento, com ângulo de atrito interno =  $20^\circ$  e coesão =  $3447 \text{ kN/m}^2$  (adaptado de Chen, 1975; unidades não indicadas em  $\text{kN/m}^2$ ).

Analisa-se a distribuição de tensões na fundação com a variação da carga  $q$  que ocorre ao longo de um período de tempo nesta estrutura.

Inicialmente a baixas cargas  $q$ , obtém-se uma distribuição de tensões que expressa um comportamento elástico do material da fundação. Eventualmente com aumento de  $q$ , a intensidade de tensões alcança o valor de escoamento junto aos cantos da base, formando nestes pontos regiões plásticas. Teoricamente, algum escoamento plástico deverá ocorrer junto a estes cantos para qualquer nível de carregamento uma vez que a solução puramente elástica contém singularidades nestes cantos. Numericamente, isto implica que o escoamento junto aos cantos da base deverá ocorrer no primeiro incremento de carregamento.

De acordo com o trabalho numérico de Davidson (1974) *apud* Chen (1975) para uma carga de  $55 \text{ kN/m}^2$  na Figura 31(a), algum escoamento ocorre perto do canto da base e uma pequena zona de plastificação pode ser vista. Com o aumento da carga, esta zona de plastificação estende-se para baixo e em direção a linha de centro da base. A zona de plastificação alcança a linha de centro da base para um carregamento com valor próximo de  $160 \text{ kN/m}^2$ . Enquanto quantidades finitas de solo são solicitadas plasticamente neste estágio, o escoamento plástico nestas zonas de plastificação é ainda contido pelas regiões elásticas ao redor da mesma, o que caracteriza um comportamento elasto-plástico com deformações plásticas confinadas. Nesta situação, a base é submetida a deslocamentos que são limitados para cada valor de tensão tal como num comportamento elástico. Enquanto que no comportamento elástico, o deslocamento é proporcional à pressão aplicada, este é um caso de deformação plástica confinada.

À medida que aumenta o carregamento  $q$ , as zonas de plastificação estendem-se em área, até que, para uma carga média de  $320 \text{ kN/m}^2$ , conforme Figura 31 (b) todo o solo situado imediatamente abaixo da base plastifica, e eventualmente para um valor numérico máximo de pressão de  $460 \text{ kN/m}^2$  uma porção significativa do solo de fundação ao redor da base é plastificada. Neste instante caracteriza-se o escoamento plástico iminente, em que a base é capaz de se mover para baixo uma vez mantido o carregamento (CHEN, 1975).

O máximo carregamento aplicado  $q$  correspondente à  $460 \text{ kN/m}^2$  para o escoamento plástico iminente caracteriza a máxima capacidade de transmissão de carregamento da base. Quando isto ocorre, uma ruptura progressiva da base alcança seu estado limite último. Qualquer incremento de carga, por menor que seja, provocará o colapso da base. O problema agora se torna um problema de estabilidade, em que a

plastificação do solo se estende de uma tal maneira que o solo remanescente em comportamento elástico exerce uma influência relativamente insignificante para a sustentação do carregamento. Neste estágio usa-se a denominação escoamento plástico não confinado, para distinguir do escoamento plástico confinado abordado anteriormente, no qual a ação elástica ainda tinha uma influência majoritária. Para isto pode-se usar também o termo colapso plástico ou simplesmente colapso. Uma vez que a base é projetada com um fator de segurança adequado contra o colapso, o projetista pode verificar o comportamento da estrutura sob condição de carregamento de serviço utilizando uma análise elástica linear (pela teoria da elasticidade) (CHEN,1975).

Assim, segundo Chen (1975) uma análise completa no âmbito do escoamento plástico confinado é bem mais complicada do que a análise pela ruptura por colapso plástico, que é a condição governante em muitos problemas na Mecânica dos Solos. O desenvolvimento de métodos computacionais eficientes para cálculo da carga de colapso é a maneira mais direta e de maior interesse prático na engenharia.

Também segundo este autor, a Análise Limite é direcionada para o desenvolvimento e aplicações de tais métodos. Embora os métodos de análise limite tenham sido estabelecidos há mais de 20 anos atrás, a sua aplicação na resolução de problemas na Mecânica dos Solos e também quando os materiais envolvidos são o concreto e a rocha (devido a algumas similaridades em suas propriedades destacadas no item 4.3.1) é mais recente. Talvez a característica que mais se destaca do método de Análise Limite é que independentemente da complexidade da geometria do problema ou da condição de carregamento, é sempre possível obter um valor realístico para a carga de colapso.

Ressalta-se que a Análise Limite não é o único método de obtenção da carga de colapso num problema de estabilidade na Mecânica dos Solos. A resolução de problemas na Mecânica dos Solos pode também ser feita pela utilização de técnicas largamente conhecidas que podem ser divididas em dois grupos principais:

- Método da linha de ruptura por escorregamento (*slipline*)
- Método do equilíbrio limite

O primeiro método está direcionado primeiramente à derivação das equações diferenciais básicas, que podem tornar possível a obtenção de solução de vários trabalhos conhecidos como trabalhos das linhas de escorregamento.

O método do Equilíbrio Limite enfoca a obtenção de um modo de ruptura simplificado, que torna possível a resolução de vários problemas

por meio da estática.

Uma vez que todos os métodos utilizam o conceito da plasticidade perfeita, segundo Chen (1975), a relação entre estas soluções, correspondentes a estes três diferentes métodos envolvem terminologia e conceitos especiais que não são comumente utilizados no campo da Mecânica dos Solos, os quais são descritos, resumidamente, a seguir.

#### **4.3.5 Método da linha de ruptura por escorregamento (slipline)**

Segundo Chen (1975), de acordo com a descrição do exemplo da Figura 31, do item anterior, no instante em que o solo atinge o comportamento de escoamento plástico iminente, as condições de equilíbrio e critérios de escoamento são satisfeitas na região próxima a base. Os critérios de escoamento a serem satisfeitos dependem do tipo de material em análise. No caso de solos (e rochas), é usual adotar o critério de Coulomb (item 4.3.1). Combinando as condições de equilíbrio com os critérios de escoamento, chega-se a um conjunto de equações diferenciais de equilíbrio plástico naquela região, e que se relacionados também com as condições de tensões limites, podem ser usados para investigar as tensões no solo abaixo da base ou atrás de uma parede de contenção, por exemplo, no instante de escoamento plástico iminente. A fim de resolver problemas específicos, é conveniente transformar este conjunto de equações em coordenadas específicas nas quais as direções de cada ponto da região de escoamento plástico coincidem com a região de ruptura ou plano de escorregamento. Estas direções são conhecidas como linhas de ruptura por escorregamento e o trabalho correspondente é denominado por campo de ruptura por escorregamento (*slipline field*).

Uma fraqueza deste método é que despreza a relação tensão-deformação do material. De acordo com a mecânica de sólidos deformáveis, esta condição deve ser satisfeita para encontrar uma solução válida. No método das linhas de ruptura por escorregamento, somente o equilíbrio e o critério de plasticidade devem ser satisfeitos. Para o caso de deformações planas, as duas equações de equilíbrio e o critério de plasticidade correspondem a um caso possível de determinação estática, ou seja, há o mesmo número de equações do que o número de incógnitas (tensões componentes). Na maioria dos problemas práticos, entretanto, as condições de fronteira envolvem tensões e taxas de deslocamento e a determinação estática é perdida. Assim, as relações tensões-deformações do solo devem ser consideradas a fim de obter uma solução (CHEN, 1975).

Em geral, numa solução pelo método das linhas de ruptura por

escorregamento, somente uma parte da massa de solo perto da base ou atrás de uma parede de contenção (muro ou barragem de contenção, por exemplo) é assumida estar em equilíbrio plástico. A solução consiste na construção de um campo de linhas de ruptura por deslizamento na região, que satisfaz todas as condições limites de tensões que diretamente afetam a região, tão bem como o equilíbrio e as condições de escoamento em cada ponto dentro da região. O campo de tensões assim obtido tem sido denominado campo de tensões parcial. A distribuição de tensões fora da região deste campo de tensões parcial não é definida. Para a solução ser válida, é óbvio que deve ser ao menos capaz de mostrar que existe uma distribuição de tensão associada à região não plastificada, que está em equilíbrio com o campo de tensões parciais e não viola o critério de plastificação. O campo de tensão “parcial” assim estendido será denominado de campo de tensões estendido. Este campo define a distribuição de tensões acima de todo o corpo em estudo. Mesmo que tal campo possa ser encontrado, não é garantido que sua solução de tensões estendida dê uma resposta correta. Felizmente, esta importante questão para a exatidão da solução pode ser respondida integralmente à luz dos Teoremas de Análise Limite. O campo de tensões estendido corresponde ao requerido pelo teorema de Limite Inferior da Análise Limite, portanto a solução de tensões estendida fornece apenas um limite inferior para a carga de colapso (CHEN, 1975).

Segundo Chen (1975), uma vez que a distribuição de tensões parcial na solução do método das linhas de ruptura é aceitável como uma solução de Limite Inferior, deve se utilizar as relações tensão-deformação para determinar quando as tensões fornecidas e os estados de deslocamentos são correspondentes. Se a solução for a correta, o modo de deslocamento associado será compatível com uma deformação contínua que satisfaz as condições de contorno de deslocamentos e toda a taxa de trabalho plástico será positiva. Mas neste caso, a solução obtida será também uma solução de Limite Superior da Análise Limite e portanto é idêntica ao valor correto.

Entretanto, a obtenção de um campo de tensões parciais pelo método das linhas de ruptura por escorregamento não corresponde necessariamente à solução correta nem é conhecido como solução limite superior ou limite inferior. Se um campo de deslocamentos ou de velocidades compatíveis puder ser associado com o campo de tensões parcial por meio da adoção de uma dada relação tensão-deformação, a solução deste método será também uma solução limite superior. Se, em adição, uma distribuição de tensões parciais na zona plástica puder ser

estendida ao corpo inteiro externo, satisfazendo as equações de equilíbrio, o critério de plastificação e as condições limites de tensões, então esta solução do método das linhas de ruptura por escorregamento é também de limite inferior, e é portanto a solução correta (CHEN, 1975).

#### **4.3.6 Método do equilíbrio limite**

Segundo Chen (1975), este método tem sido comumente utilizado para obter soluções aproximadas para problemas de estabilidade em Mecânica dos Solos. Aproxima a obtenção de um campo de linhas de ruptura a partir da suposição de uma superfície de ruptura (que pode ser de várias formas simples – plana, circular, espiral etc). Com esta suposição, os problemas de estabilidades resumem-se em encontrar a superfície mais crítica quanto à ruptura ao deslizamento dentre as superfícies potenciais de rupturas inicialmente escolhidas. Embora esta escolha não seja particularmente bem fundamentada, este método quase sempre fornece bons resultados. É necessário também, para um dado problema, atribuir hipóteses quanto à distribuição de tensões ao longo da superfície de ruptura a fim de poder escrever uma equação de equilíbrio em termos de tensões resultantes. Assim, esta simplificação torna possível resolver vários problemas por meio da estática simples, motivo pelo qual o método tem grande aplicação prática.

Segundo Massad (2003) o método de equilíbrio limite parte das hipóteses: comportamento do solo como material rígido-plástico, que rompe bruscamente sem se deformar; as equações de equilíbrio da Estática são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico; e o coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva. Pode-se citar como exemplo de aplicação os métodos tradicionais de verificação de estabilidade de taludes, que baseiam-se em assumir uma superfície potencial de ruptura ao deslizamento (que pode ser circular ou não circular ou também composta por linhas poligonais, por exemplo) e verificar seu fator de segurança. A superfície que fornecer o menor fator de segurança ao deslizamento é a superfície potencial de ruptura mais crítica, sendo portanto uma solução de equilíbrio limite. Existem diversas variantes dentre os métodos de equilíbrio-limite aplicados à análise de estabilidade de taludes, que podem "considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas (Método Sueco), ou em cunhas (Método das Cunhas)" (MASSAD, 2003).

Pelo método de equilíbrio limite, segundo Chen (1975), nenhuma das equações da Mecânica dos Sólidos é explicitamente satisfeita seja

dentro ou fora da superfície de ruptura. Uma vez que a distribuição de tensões não é precisamente definida em qualquer lugar dentro ou fora da superfície de ruptura assumida, não se pode dizer definitivamente que uma distribuição de tensões aceitável a qual satisfaça o equilíbrio, as condições limites de tensões e o critério de plastificação existam, tal que a solução encontra os requisitos das regras de limite inferior ou superior da análise limite. Embora a técnica de equilíbrio limite utilize a filosofia básica das regras de limite superior da análise limite, na qual a superfície de ruptura é assumida e a menor resposta é procurada; este método não encontra os requisitos precisos da regra de limite superior não correspondendo então a um Limite Superior. O método basicamente não fornece consideração à cinemática do solo e as condições de equilíbrio são satisfeitas apenas num sentido limitado.

Desta forma se conclui que uma solução obtida pelo método de equilíbrio limite não é necessariamente um limite superior ou inferior. Entretanto, qualquer solução limite superior de análise limite será obviamente uma solução de equilíbrio limite.

#### **4.3.7 Método de Análise Limite**

Fazendo um comparativo entre a Análise Limite, a Teoria da Elasticidade e a Análise Elasto-plástica, primeiramente para que uma solução seja válida segundo a Mecânica dos Sólidos Deformáveis, segundo Chen (1975), três condições são necessárias para a solução:

- Equações de equilíbrio de tensões;
- Relações tensão-deformação;
- Equações de Compatibilidade entre deformações e deslocamentos.

Em geral, uma infinidade de estados de tensões satisfazem as condições de contorno de tensões, as equações de equilíbrio e o critério de escoamento único, e um infinito número de modos de deslocamentos serão compatíveis com uma deformação contínua satisfazendo as condições de contorno de deslocamentos. Como na Teoria da Elasticidade, uso deve ser feito das relações tensões-deformações para determinar se dadas tensões e estados de deslocamentos correspondem a uma solução única. Num material elasto-plástico quando o material é carregado gradualmente, há como regra a obtenção de uma solução a partir de três etapas:

- Etapa inicial de resposta elástica;
- Etapa intermediária de escoamento plástico confinado;
- Etapa final de escoamento plástico não confinado (conforme explicado no item 4.3.4).

Já pela Análise Limite, a carga de colapso é obtida sem a necessidade de passar por cada uma das etapas da Análise elasto-plástica. Entretanto, em contraste com os métodos da Linha de ruptura por escorregamento e de Equilíbrio Limite, a relação tensão-deformação de um solo é considerada de uma maneira idealizada, ou seja, pela condição de Normalidade (ou Regra de Escoamento), a qual estabelece os Teoremas Limites (Inferior e Superior) que são base da Análise Limite. As condições essenciais requeridas para estabelecer uma solução de limite superior ou de limite inferior são mostradas a seguir.

#### **4.3.7.1 Teorema de Limite Inferior (*Lower-bound theorem*)**

Segundo Chen (1975), as cargas que nunca ultrapassam a carga real de colapso, são determinadas a partir de uma distribuição de tensões única e satisfazem: (a) as equações de equilíbrio; (b) as condições de contorno de tensões (relação tensão-deformação); (c) condições de fronteira de cargas de superfície, sendo que o critério de escoamento não pode ser violado em nenhum ponto. A distribuição de tensões que satisfaz as condições acima tem sido denominada como um campo de tensões estaticamente admissível para o problema em consideração e uma vez encontrada, o escoamento plástico não confinado não irá ocorrer para uma carga inferior. Assim, o enunciado do Teorema de Limite Inferior se dá por:

*Se qualquer distribuição de tensões por toda a parte de uma estrutura puder ser encontrada a qual está, em qualquer lugar, em equilíbrio internamente e com certas cargas externas aplicadas e ao mesmo tempo não viola a condição de escoamento, estas cargas serão transmitidas seguramente pela estrutura (Lubliner, 1990).*

Assim, observa-se que este Teorema considera somente equilíbrio e escoamento, não dando qualquer consideração à cinemática do solo.

#### **4.3.7.2 Teorema de Limite Superior (*Upper-Bound Theorem*)**

As cargas, que nunca são menores do que as reais cargas de colapso, são determinadas pela relação entre a taxa de trabalho externo e a taxa de dissipação de energia interna, num modo de deformação assumido (ou campo de velocidade) o qual satisfaz as condições de: fronteira de velocidade e compatibilidade entre velocidade e deformações (CHEN, 1975). Assim, o surgimento de velocidades de fronteira deve-se às cargas de superfície agindo sobre a fronteira, indicando que as forças de superfície devem realizar trabalho.

A dissipação de energia em escoamento plástico associado com tal campo de velocidade pode ser calculada por meio de uma relação tensão-deformação idealizada (ou a denominada Regra de Escoamento).

Um campo de velocidade que satisfaz as condições acima é

denominado de campo de deformações cinematicamente admissível e uma vez que seja encontrado, o escoamento plástico deverá ser iminente ou ter ocorrido. A técnica de Limite Superior considera somente modos de velocidade ou de ruptura e dissipação de energia. A distribuição de tensão não precisa estar em equilíbrio e é somente definida na região do modo de deformação assumido.

#### **4.3.7.3 Determinação da Carga de Colapso**

Segundo Lubliner (1990), talvez o melhor ponto de partida para a descrição dos teoremas acima seja a observação de que existem duas aproximações ao problema de cálculo de cargas de colapso, os quais podem ser convenientemente denominados por aproximações de equilíbrio e de geometria.

Na aproximação de equilíbrio, a partir das equações de equilíbrio e da condição de escoamento chega-se à resposta da carga de colapso sem considerar o histórico das deformações. Por outro lado, na aproximação de geometria, a partir do histórico de deformações e do balanço de energia, a resposta pode ser alcançada sem considerar as equações de equilíbrio. Assim, esta independência de equilíbrio e de aspectos da geometria do problema é consequência direta do comportamento simples idealizado do material plástico-perfeito.

Entretanto, os dois métodos fornecem respostas diferentes, mas próximas. Isto porque a carga de colapso obtida pelo método de equilíbrio estará sempre no lado baixo da carga de colapso exata (se não for igual a mesma) e reciprocamente a carga de colapso encontrada pela aproximação geométrica estará sempre no lado mais alto, se não exata. Assim o método de equilíbrio sempre fornecerá uma estimativa segura da resistência de uma estrutura, a qual é freqüentemente precisa tanto quanto necessário num projeto estrutural, enquanto o método geométrico sempre fornecerá uma superestimativa da energia necessária para executar uma operação, a qual novamente é tão precisa quanto necessário.

Assim deve-se ser livre para especificar arbitrariamente os valores de algumas das variáveis. É esta liberdade a qual torna o método tão precioso como ferramenta para análise e projeto, uma vez que se pode freqüentemente explorá-lo para fornecer cálculos extremamente simples, devendo-se para isto escolher adequadamente os campos de tensões e de velocidade.

O conhecimento da carga de colapso é também de interesse quando se está realizando análises elasto-plásticas por meio de métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos ou de Diferenças Finitas, uma vez, que a obtenção da solução pelos mesmos quando na

proximidade da carga de colapso pode ser extremamente difícil. Assim, segundo Chen (1975) um estudo de soluções por análise elasto-plástica para pequenas deformações, combinado com a determinação da carga de colapso pelos métodos expostos de Análise Limite pode proporcionar um entendimento melhor do processo de escoamento plástico confinado e não confinado.

#### **4.3.7.4 Hipóteses adotadas na Análise Limite**

Segundo Chen (1975), tendo em vista as incertezas inerentes de todos os problemas de engenharia, considerando a natureza aproximada do método de Análise Limite, a real dificuldade entretanto não é esta e sim a idealização adequada do material, o qual freqüentemente exibe algum grau de amolecimento e pode não ser perfeitamente plástico, por exemplo. Sendo assim, as hipóteses adotadas para a caracterização das propriedades mecânicas do material em análise determinam a extensão de validade da teoria de análise limite.

Destacam-se a seguir as hipóteses e correspondentes características importantes para os geomateriais.

#### **4.3.7.5 Material perfeitamente elasto-plástico e critério de escoamento de Coulomb**

Segundo Chen (1975), essa hipótese despreza o amolecimento ou o endurecimento do material na curva tensão-deformação (ver Figura 27). Em geral, para problemas de estabilidade é usual se considerar um valor de tensão de escoamento médio para limites apropriados de deformações (ou seja, entre o valor de pico e o residual de tensão o qual se obtém após o amolecimento na curva tensão-deformação obtida por ensaios).

Numa superfície potencial de ruptura de um problema de estabilidade, por exemplo, no instante em que se forma esta linha de ruptura, alcançando dois pontos extremos, a resistência nestes pontos extremos corresponde à de pico de cisalhamento, entretanto, neste momento, no ponto de início desta superfície, a resistência deve estar próxima à tensão residual de cisalhamento. No momento de ruptura, portanto, a máxima resistência ao cisalhamento disponível ao longo desta superfície estará entre o valor de pico e o valor residual. Após o deslocamento da base, a resistência média cairá para um valor próximo ao valor residual (CHEN,1975).

Segundo Chen (1975), o comportamento elasto-plástico é associado com um ensaio de cisalhamento simples ou ensaio à compressão triaxial. Para um estado de tensões complexo (na massa de solo), é importante se conhecer em que condições acontece a mudança do seu comportamento do estado elástico para um estado de escoamento

plástico (correspondente ao comportamento no patamar de escoamento da curva tensão-deformação idealizada) e para tal se assume que o escoamento plástico ocorre quando, em algum plano e em qualquer ponto na massa de solo as tensões cisalhantes  $\tau$  alcançam uma quantidade que depende linearmente da tensão de coesão  $c$  e da tensão normal de compressão  $\sigma$  (Critério de Coulomb definido em 4.3.2).

Segundo Chen (1975), adotando-se a representação de tensões de Mohr, o escoamento plástico do solo ocorre quando um dos círculos de Mohr toca as retas definidas pelo critério de Coulomb, ou a superfície de Coulomb, no caso tridimensional. Valores de  $\sigma$  (tensão normal) e  $\tau$  (tensão cisalhante) que satisfazem o critério de escoamento de Coulomb são representados na Figura 32 (a) pelas duas linhas retas que se iniciam a partir do ponto  $(x,y)=(c.\cot\phi,0)$  e inclinadas em relação à abscissa num ângulo  $\phi$  (ângulo de atrito). Se o estado de tensões  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  é tal que o círculo de Mohr está situado dentro da região formada pelas duas retas, o solo permanece no limite elástico (valem as condições da teoria da elasticidade), conforme mostrado na Figura 32 (a). A partir do momento que um dos círculos de Mohr toca as duas linhas retas, ocorre o escoamento plástico e a relação entre a tensão cisalhante e normal passa a ser governada pelos parâmetros de  $c$  (coesão) e  $\phi$  (atrito) e pela expressão (21) de Mohr-Coulomb.

Em Chen (1975) é mostrado que quando as tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  são as coordenadas para a representação do critério de Coulomb (como sendo uma representação tridimensional das tensões principais pelos três eixos  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ ), as retas de Coulomb passam a ser a superfície de escoamento de Coulomb, conforme ilustrada na Figura 32 (b).

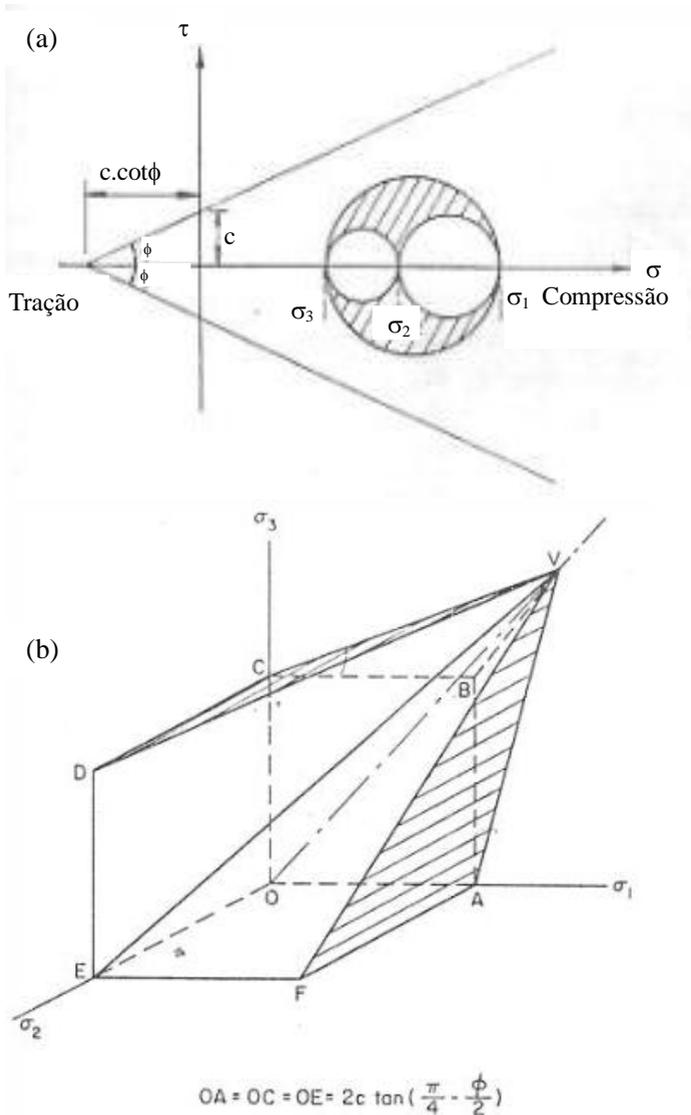


Figura 32: Critério de Coulomb, sendo: (a) Círculo de Mohr para um dado material dentro da superfície de escoamento de Coulomb - regime elástico; (b) Superfície de escoamento de Coulomb representada em termos de tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  (adaptado de Chen, 1975).

Outros critérios de resistência para os geomateriais são encontrados na literatura, tais como o de Tresca modificado por Drucker *apud* Chen (1975), ou o critério modificado de Von Mises proposto por Drucker e Prager *apud* Chen (1975).

Convém salientar que Bishop *apud* Chen (1975) correlacionou os critérios mencionados acima com dados experimentais e concluiu que para o caso de estado plano de deformação e para o estado de colapso (onde as deformações elásticas são nulas) todos os três critérios fornecem resultados idênticos. Para cargas abaixo da ruptura o critério de Coulomb é o que melhor caracteriza o comportamento dos solos. Palmer *apud* Chen (1975) também concluiu que o critério de escoamento de Coulomb representa a condição mais baixa de escoamento para solos reais. Para maior detalhamento destes critérios, ver Chen (1975).

#### 4.3.7.6 Regra de fluxo e fluxo plástico associado

Nos casos uniaxiais, não é necessário discutir a questão das deformações plásticas, pois é natural que a deformação ocorra na mesma direção que a tensão aplicada. No entanto, no caso multiaxial, as tensões e deformações são definidas por vários componentes, tornando-se necessário especificar a direção da deformação plástica correspondente a estados de tensões dados. Esta relação é dada pela regra de fluência. Quando o vetor normal associado é normal também à deformação plástica, a regra de fluência é denominada associada. No caso oposto, será não associada (Guimarães Neto, 1997).

Em suma, a regra de fluxo associada, no caso do critério de Tresca implica em dilatação nula (metais ou solos puramente coesivos) e no caso do critério de Coulomb, em dilatação positiva e proporcional a  $\sin\phi$ .

Segundo Chen (1975), se o solo é idealizado como perfeitamente plástico com a regra de escoamento de Coulomb, então a curva de escoamento pode ser representada pela Figura 33. Se agora um estado de tensões representado por um vetor a partir da origem é aumentado de zero, o escoamento irá ser eminente quando o vetor alcança a curva de escoamento (duas retas – ponto B) e sendo um material perfeitamente plástico, este vetor nunca ultrapassará esta curva.

Para uma interpretação geométrica da regra de escoamento, observa-se na Figura 33 - *Plastic*, a taxa de deformação plástica normal ( $\dot{\epsilon}^p$ ) e a taxa de deformação plástica cisalhante ( $\dot{\gamma}^p$ ) e ainda que as tensões correspondentes às taxas são paralelas aos vetores das mesmas (regra de escoamento). A consequência direta da regra de escoamento é

que o vetor da taxa de deformação plástica (resultante) deve ser normal à curva de escoamento quando seus eixos correspondentes são sobrepostos (e  $\phi = \theta$  da Figura 30). A idealização perfeitamente plástica com a regra de fluxo associada (condição de normalidade) é representada também por um bloco deslizando num plano horizontal na Figura 34 (a) e a expansão de volume é mostrada como sendo um fenômeno (dilatância) que acompanha a deformação por cisalhamento de acordo com as idealizações apresentadas (DRUCKER E PRAGER *apud* CHEN, 1975). A diferença entre as duas condições da Figura 34 (a) e (b), é que na segunda não ocorre o fenômeno da dilatância descrito no item 4.3.2, pois não apresenta a parcela de atrito de intertravamento. Enquanto na primeira ocorre um comportamento de atrito de Coulomb, na segunda Figura ocorre um comportamento perfeitamente plástico de Coulomb. Na Figura 34 (a) a superfície de deslizamento ao atrito é horizontal, enquanto o cisalhamento perfeitamente plástico envolve um movimento para cima vertical. Se o vetor da taxa de deformação plástica é sobreposto às curvas de escoamento de Coulomb, como mostrado na Figura 33 - *Friction* e vetor ( $\gamma^p$ ), a regra de normalidade não é incluída.

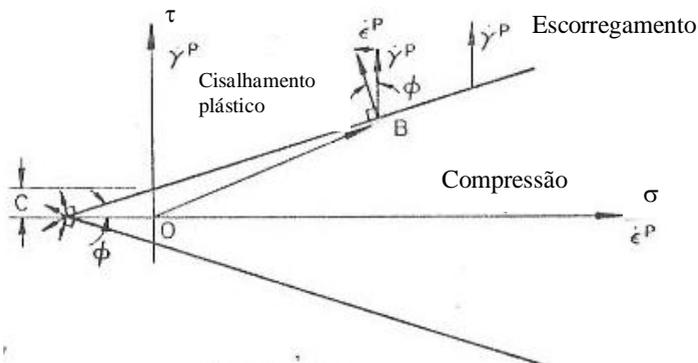


Figura 33: Regra de Escoamento (Adaptado de Chen,1975).

Para citar como exemplo, o estudo desenvolvido por Guimarães Neto (1997), referente às verificações de estabilidade em frentes de solo em túneis, considerou a hipótese de material elasto-plástico perfeito, bem como a regra de fluxo plástico associado. Segundo compilação realizada por Guimarães, esta última hipótese implica em divergência em relação ao comportamento real do solo como por exemplo no caso de areia fofa, onde a dilatância prevista no modelo é superdimensionada.

Também foi constatado por Guimarães Neto (1997) que quanto aos valores resultantes da análise, um valor de limite superior calculado

considerando a regra de fluxo plástico associado também será um limite superior para o caso mais real da regra de fluxo não associada. Da mesma forma, um limite inferior baseado no critério de Coulomb seria válido mesmo se a regra de fluxo é não associada.

Convém salientar que um certo cuidado é necessário no uso de modelos perfeitamente plásticos, devido à não determinação das deformações. Conforme observado por Casarin *apud* Guimarães Neto (1997), em análise de estabilidade de túneis por soluções de limite inferior, observou-se que um túnel considerado corretamente estável em termos de cargas, pode apresentar deformação incompatível com a sua utilização, especialmente na ruptura não drenada, situação em que ocorrem as maiores deformações. Entretanto, conforme exposto por Chen (1975), no caso de problemas de estabilidade de Mecânica dos Solos, as condições de deformação do problema são com freqüência insuficientemente restritivas para que as propriedades de deformações dos solos possam afetar consideravelmente a carga de colapso. Portanto, a adoção do método da Análise Limite baseado no critério de escoamento de Coulomb e na regra de escoamento de fluxo plástico associado em solos é em geral justificável.

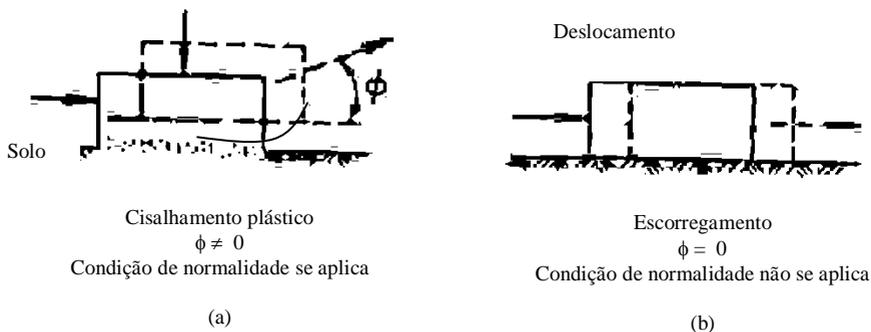


Figura 34: Diferenças entre o escorregamento e cisalhamento por Coulomb.  
(Adaptado de Chen,1975).

#### 4.3.7.7 Exemplo – Empuxo em muro de arrimo

No caso de estruturas de contenção, tais como muros de arrimo, onde o solo e a parede exercem entre si um empuxo recíproco, a ruptura do solo poderá ocorrer quando se encontra qualquer um dos dois estados: ativo e passivo.

Numa ruptura passiva, a parede se move em direção ao solo, aumentando a pressão horizontal até que o critério de escoamento seja

alcançado pelo solo. O empuxo  $P$  é assim uma carga crescente na massa de solo, que realiza trabalho positivo e seu valor limite, conhecido como o empuxo passivo ( $P_p$ ) é uma carga última no sentido usual.

Numa ruptura ativa, a parede é solicitada para fora devido à atuação da pressão horizontal e esta pressão é reduzida até que o solo escoe. No processo o empuxo diminui e realiza trabalho negativo, sendo o empuxo limite denominado usualmente de empuxo ativo ( $P_a$ ).

O teorema de Limite Superior fornece um valor inferior de empuxo ativo ( $P_a$ ) e um valor superior de empuxo passivo ( $P_p$ ), conforme se apresenta o exemplo a seguir, que foi adaptado de Loriggio e La Rovere (2005).

A análise estática é feita pelo emprego da teoria de Rankine, assumindo a parede lisa, conforme a Figura 35.

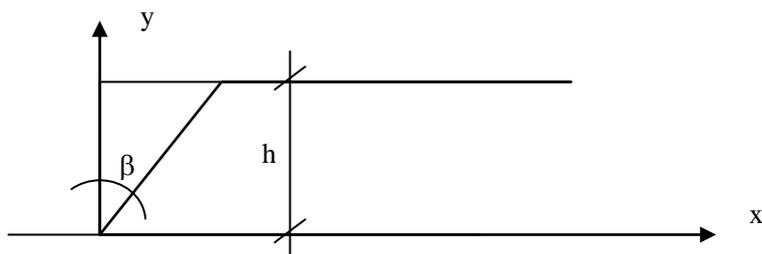


Figura 35: Mecanismo num talude vertical.

✓ Condições de equilíbrio:

$\sigma_y = \gamma_a(h-y)$ , sendo  $\gamma_a$  o peso específico do solo na cunha.

$\tau_{xy} = 0$

$\sigma_x = f(y)$

✓ Critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

Sendo  $N\phi$ , o coeficiente de empuxo passivo igual a  $(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ , tem-se para o estado Passivo as expressões:

$$\alpha = \sigma_y \cdot N\phi + 2c\sqrt{N\phi}$$

$$\alpha = \sigma_y \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \left( \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

Sendo:

$$\cos^2 \phi + \operatorname{sen}^2 \phi = 1 \Rightarrow \cos^2 \phi = 1 - \operatorname{sen}^2 \phi$$

$$1 - \operatorname{sen}^2 \phi = (1 - \operatorname{sen} \phi) \cdot (1 + \operatorname{sen} \phi)$$

$$\Rightarrow 1 + \operatorname{sen} \phi = \frac{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Substituindo acima:

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \left( \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

✓ Para o estado ativo

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \left( \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Introduzindo as condições de equilíbrio  $\sigma_y = -\gamma_a(h-y)$  e  $\sigma_x = f(y)$  em:

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{e}$$

$$\alpha x = \sigma_y \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right):$$

Integrando em y (de 0 a h), tem-se:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

As fórmulas acima, conhecidas como expressões de Rankine, são largamente utilizadas na Mecânica dos Solos.

Considerando segundo o exposto no item 4.3.7.6, os resultados encontrados serão soluções de limite inferior (no sentido usual para  $P_p$  e no sentido inverso para  $P_a$ ), se o ângulo  $\phi$  corresponder ao atrito conforme representado na Figura 30 (onde o material possui ângulo de atrito  $\phi = \theta$  com a parcela de atrito de superfície e de atrito de adesão, devido ao fenômeno da dilatância) e na Figura 34, onde ocorre a ruptura

por cisalhamento plástico e não somente por escorregamento (obedecendo a regra de fluxo plástico associado).

#### **4.3.8 Resumo sobre o emprego da Plasticidade em BGC**

O emprego da Teoria da Plasticidade junto com os outros ramos da Mecânica dos Sólidos para análises estáticas requer a consideração da geometria, de condições de equilíbrio e das relações entre tensões e deformações. Equações de equilíbrio são determinadas diretamente pelo somatório de forças da estática; geometria e equilíbrio são independentes das propriedades dos materiais e válidas para problemas elásticos ou elasto-plásticos.

A características que os diferenciam é a relação entre a tensão e deformação. A partir da breve discussão feita anteriormente sobre a Análise Limite se conclui que a mesma poderia ser empregada para a resolução de problemas de estabilidade de barragens de gravidade de concreto, de onde se permitiria encontrar uma solução exata, a partir dos teoremas de limite superior e de limite inferior. Uma vez que o método de Equilíbrio Limite permite o cálculo do F.S. para uma dada superfície potencial de ruptura, poderia-se adotar os teoremas de análise limite para encontrar a solução exata quando o F.S. correspondesse a uma solução de limite superior, bem como de limite inferior concomitantemente.

No entanto, a extrema dificuldade em obter uma solução plástica exata ainda recentemente com o avanço computacional se deve ao fato que as relações tensões-deformações no domínio plástico são muito mais complicadas de serem consideradas do que as relações obtidas por meio da lei de Hooke (teoria da Elasticidade).

O emprego da análise limite em MEF por exemplo, na elaboração de modelos de ruptura progressiva (a exemplo da ruptura progressiva da fundação de base rígida mostrada no item 4.3.4) implica em efetuar análises onde a aplicação do carregamento é dependente do histórico de deformações e que pode requerer cálculos incrementais que seguem a história de carregamentos, conforme já comentado. Esses são complicados pois para cada nível de carregamento se tem um módulo de deformabilidade (comportamento do material é não-linear) e também porque as relações tensão-deformação para carga e descarga são diferentes. Mesmo com algumas simplificações, há poucos modelos justificados e validados para a consideração do comportamento do material por análise não-linear. Aproximações por meio de modelos perfeitamente elasto-plásticos podem ser empregados, mas também requer os cuidados provenientes de uma análise não-linear.

Segundo Chen (1975) o autor colocou naquele momento que

seria improvável a obtenção de soluções exatas por meio de análise elasto-plástica para problemas práticos da Mecânica dos Solos, indicando que drásticas simplificações e idealizações são essenciais para uma solução aproximada razoável. A geometria (mecanismo de ruptura), as relações tensão-deformação e as equações de equilíbrio devem todas ser idealizadas para encontrar uma solução que seja razoável. O autor descreve alguns exemplos de aplicações de análises elasto-plásticas e outros tipos de relações tensões-deformações e critérios de ruptura que podem ser empregados em solos e concretos, para fins de analogia aos materiais rochosos.

Como não é objetivo deste trabalho o aprofundamento das análises neste momento, por meio da plasticidade, que corresponde a um tópico especial deste trabalho, os mesmos foram aqui discutidos para situar a metodologia tradicionalmente adotada para análise de BGC ao deslizamento, que foi discutida no Capítulo 3, na área de Análise Limite e fornecer noções sobre os principais conceitos e hipóteses envolvidas na área.

#### **4.4 Análise não-linear pelo emprego da Mecânica da Fratura**

A Mecânica da Fratura compreende uma área da Mecânica dos Materiais que estuda os processos mecânicos, que levam à propagação de fendas, fissuras e outros defeitos, que diminuem a resistência do material, provocando a ruptura (em forma de fratura) do mesmo. Tem sido muito estudada para aplicação em modelos pelo MEF e também em modelos de Elementos de Contorno na área de Mecânica das Rochas.

A sua aplicação em estruturas de barragens de concreto ainda se refere mais na área de avaliação de estruturas existentes (do corpo da barragem), analisando a maior parte de publicações encontradas na área. Estudos complexos envolvendo o conjunto barragem-fundação na área de barragens de gravidade de concreto pela Mecânica da Fratura não fazem parte ainda do cotidiano de projeto. No entanto, esta ciência muitas vezes é indicada como sendo a solução a ser desenvolvida na área de barragens de gravidade de concreto. Por entender-se que a Mecânica da Fratura pode vir a resolver no futuro alguns dos problemas levantados e discutidos neste trabalho, se considerar os demais aspectos de projeto tratados neste capítulo e no Cap.3 além de uma análise de propagação da fratura por meio da Mecânica da Fratura, discutem-se a seguir alguns conceitos e aplicações gerais na área de projeto de barragens de gravidade de concreto.

As fissuras que podem ocorrer em BGC e que merecem um estudo mais detalhado por análise de propagação de fratura e neste caso pela Mecânica da Fratura são aquelas que podem ocorrer nas faces de

montante de barragens devido aos efeitos de temperatura e retração durante as fases de construção, aos ciclos de carga e descarga devido à variação do nível do reservatório, às acomodações e deformações diferenciais nas fundações. A propagação destas fissuras é acelerada por sua vez devido à penetração de água que corresponde a um carregamento adicional nestas regiões iterativamente à medida que as fissuras se abrem (se propagam) devido à ação das subpressões ou poro-pressões no corpo da barragem. Portanto em estruturas de barragens já construídas o método de propagação de fraturas tem sido aplicado em modelos numéricos de forma a analisar o comportamento da barragem em seu estado fissurado.

Do ponto de vista de projeto, os critérios de análise de tensões de BGC em geral não admitem fissuras ou tensões de tração em planos potenciais de ruptura pré-estabelecidos para condições usuais de operação da usina (conforme os critérios adotados nos métodos tradicionais de análise de estabilidade global tratados no item 3.9). Recomendam-se também nos critérios usuais de projeto que uma análise de propagação de fratura seja feita quando determinados níveis de tensões de tração são obtidos nas verificações de projeto, conforme formulações analíticas para o cálculo de base fraturada segundo abordado em 3.9, considerando os casos de carregamentos do item 3.8.<sup>66</sup>

No entanto, apesar destas restrições quanto à tensões de tração especialmente para os casos de carregamento normal, é usual na elaboração de modelos numéricos serem obtidas tensões de tração, devido às regiões de singularidade que costumam provocar concentrações de tensões junto as faces de montante e de jusante da barragem no contato concreto-rocha, entre outros. Porém ao assumir tensões de tração no modelo dentro de limites aceitáveis ou assumir regiões de fissuras ou fraturas, seja no contato concreto-rocha ou em outros planos potenciais de ruptura, é importante identificar se as tensões ou fraturas estão ocorrendo devido a problemas de singularidade, que é um problema numérico de modelagem, como discutido no item 3.10.2. Nestes casos, pode tornar-se difícil determinar, com boa aproximação, os valores de tensões nas regiões de singularidade por meio de uma análise linear. No emprego de métodos numéricos tais como o Método dos Elementos Finitos, seja para fins de

---

<sup>66</sup> Estudos complementares aos abordados nos critérios podem ser encontrados em Amadei e Illangasekare (1992) onde uma metodologia analítica foi aplicada na verificação da segurança ao deslizamento de uma barragem de gravidade com a consideração da drenagem e princípio das tensões efetivas da Mecânica dos Solos para determinar o início e propagação da fratura.

projeto ou de acompanhamento estrutural, nas regiões de singularidade do modelo, o método de propagação de fraturas pode ser utilizado aprimorando os modelos inicialmente elaborados por meio de análise elástica linear. Também para aquelas combinações de carregamentos onde se admite uma parcela de base fraturada nos critérios de projeto.

No entanto, numa situação de projeto restam maiores dúvidas sobre os parâmetros a utilizar já que os modelos não podem ser calibrados por meio de medições de instrumentação e monitoramento da estrutura. Uma análise de base fraturada pode ser empregada tal como foi aplicada em Gutstein (2003), onde um método aproximado de análise de propagação de fratura foi feito ou conforme Manfredini, Chillé e Meghella (1999) empregando a Mecânica da Fratura. Para ambos os casos devem ser estabelecidos critérios para a determinação do grau de segurança da barragem.

Em Kumar e Nayak (1994) são discutidos os tipos de análise de Mecânica da Fratura que podem ser adotados para a análise de BGC. Segundo os autores, existem várias aproximações que tem sido utilizadas para a simulação da fissuração que basicamente se subdividem-se em duas categorias: (1) da representação da fissura discreta (*discrete crack*) e (2) da representação da fissuração dispersa (*smearred crack*), que se aplicam respectivamente em meios discretos e contínuos.

Segundo estes autores, a fissuração em uma barragem é bom exemplo para o emprego do método de fissuras discretas pois se busca um perfil de estrutura com localização precisa da fissura, onde pequenas fissuras podem ocorrer e também porque o modelo utiliza da abertura de fratura, com deslocamento ao deslizamento, onde nas barragens são influenciadas pelas subpressões e rigidez ao cisalhamento, típicas de planos potenciais de ruptura.

O método da Mecânica da Fratura pode ser empregado por meio da análise linear e não-linear. Em Manfredini, Chillé e Meghella(1999) apresenta-se a aplicação do método da Mecânica da Fratura Elástico-linear (*Linear Elastic Fracture Mechanics - LEFM*) e Mecânica da Fratura Não-linear (*Non Linear Fracture Mechanics - NLFM*) para o contato barragem-fundação, com as teorias envolvidas. No trabalho de Kumar e Nayak a abordagem por fissuras discretas (*discrete crack*) é feita a partir do método clássico LEFM.

No entanto, é importante estudar a sensibilidade do modelo aos parâmetros. Pode-se dizer que dentre as referências pesquisadas uma grande parte consiste na análise paramétrica para estudar esta sensibilidade. Outra parte se refere à aplicação de programas

computacionais que utilizam desta teoria em grandes projetos tais como da barragem Three Gorges na China, que envolveu estudos de modelagem numérica e modelos físicos para acompanhamento da modelagem numérica. No entanto é mais comumente observado na literatura o emprego de Mecânica da fratura nas análises de reavaliação estrutural de barragens já construídas e em operação. Também uma grande parte dos pesquisas realizadas, publicações e programas que aplicam a Mecânica da Fratura tem como objetivo a análise dinâmica das estruturas. Além da sensibilidade aos parâmetros, os critérios de subpressões atuantes nas fraturas não são ainda consensados. Os critérios de projeto tradicionais preconizam que a base fraturada deva ser analisada empregando o critério de subpressão plena ao longo da extensão da base fraturada, ou seja, com perda de carga nula. Mas na literatura observou-se que há investigações sobre este aspecto, por meio da análise de Mecânica da fratura, na análise do contato concreto-rocha e de fraturas no corpo da barragem, assumindo variações das pressões neutras e subpressões. Em Linsbauer e Bhattacharjee (1999) foi feito um estudo para estimar variações na carga hidráulica de montante devida ao reservatório em função de diferentes condições de subpressões no contato concreto-rocha e considerando um modelo via MEF e material com comportamento baseado na Mecânica da Fratura. Também um estudo similar foi publicado em Bhattacharjee e Linsbauer (2004) para avaliar a influência dos critérios de subpressões a adotar para base fissurada no contato concreto-rocha a partir de um modelo pelo MEF não-linear com base fissurada. Neste estudo a estabilidade da barragem foi avaliada em função de empuxos hidrostáticos críticos que foram obtidos variando-se a subpressão conforme critérios de projeto usuais (e correspondente modelo acoplado do contato concreto-rocha). A deformabilidade da rocha de fundação foi considerada como sendo igual a 1,7 vezes a deformabilidade do concreto da barragem. Os níveis do reservatório a montante da barragem críticos foram encontrados para as análises por EF e por meio de métodos analíticos. Foi obtida uma resposta da estrutura linear com ruptura brusca, com relação a curva de carregamento x deslocamento na crista da barragem. Como citado pelos autores esta verificação foi hipotética para fins de quantificação da segurança, uma vez que os critérios de verificação de estabilidade (de critérios de projeto usuais) divergem dos considerados nestes modelos.

No caso da aplicação de análises por Mecânica da Fratura para resolver problemas de singularidades nos modelos de projeto, a elaboração dos modelos pelo MEF para a "quantificação" da segurança à estabilidade global e do estado de tensões, empregando a modelagem

com comportamento do material segundo a Mecânica da Fratura, ainda não está justificada. Os trabalhos citados acima que empregaram a Mecânica da Fratura para análise de BGC foram referência para as análises do Comitê Ad Hoc de Aspectos Computacionais do 5th BW realizado em Denver (Manfredini, Chillé e Meghella, 1999 e Linsbauer e Bhattacharjee, 1999), onde se concluiu que era necessário realizar outros estudos tendo em vista a justificação e validação dos modelos, pois para um mesmo objetivo os programas e modelos obtiveram resultados diferentes (ver item 2.5). Os trabalhos publicados no 5th BW conforme abordado neste item, já mostraram a dificuldade de se validarem estes modelos mesmo nas condições do estudo onde se tinham os mesmos parâmetros como dados de entrada. Além disso, se discutiu neste item que os estudos publicados no boletim 122 por este comitê tinham uma aplicação mais voltada a resolução de problemas por modelos computacionais relacionados a um dos aspectos de reavaliação estrutural, acompanhamento da obra, monitoramento e acompanhamento durante a vida útil.

Por isto, se diferencia e enfatiza muito neste trabalho os aspectos de projeto, de reavaliação estrutural e de acompanhamento/monitoramento da estrutura e a importância de justificar e validar os modelos para fins de projeto, por meio de uma metodologia de forma a englobar as verificações que forem necessárias e registrá-las (buscando o terceiro aspecto-chave para elaboração de modelos computacionais da garantia da qualidade).

O modelo elaborado para fins de projeto tem que representar os diversos fenômenos discutidos no Capítulo 3 e não apenas alguns destes fenômenos, abrangendo as condições de carregamento estabelecidas nos critérios de projeto, sendo que em geral não se tem boa representação dos materiais. Os parâmetros dos materiais são usualmente adotados a partir de correlações e um número limitado de investigações e ensaios, exceto quando se tem uma experimentação envolvida a partir de modelos físicos.

#### **4.5 Noções básicas sobre Ações e Segurança nas Estruturas**

Em função das incertezas existentes nas resistências dos materiais componentes da estrutura, nas ações que atuam na estrutura, no comportamento estrutural, entre outros fatores, existe sempre uma incerteza ligada à capacidade de uma determinada estrutura resistir a uma determinada utilização. A segurança de uma estrutura será, portanto, tanto maior quanto menor for a probabilidade dessa estrutura atingir a ruína.

Existem maneiras diferentes de garantir que a estrutura apresente

probabilidades de ruína suficientemente pequenas e compatíveis com a necessidade de aplicação em Engenharia. Os métodos de introdução (inclusão) da segurança no projeto estrutural podem ser divididos em dois grandes grupos: Métodos Determinísticos e Probabilísticos. Atualmente para as estruturas convencionais e sua normalização de referência, os primeiros são considerados ultrapassados, embora sejam ainda utilizados em certos casos. E os segundos, onde as grandezas envolvidas na introdução da segurança são tratadas probabilisticamente, apresentam variações que são adotadas conforme simplificações necessárias para a sua aplicação. São exemplos de Métodos Probabilísticos: o Probabilístico Puro, o Método Probabilístico Condicionado e o Método Semi-Probabilístico.

As estruturas de concreto estrutural (de concreto armado e concreto protendido), pré-fabricadas, estruturas metálicas, mistas e estruturas de madeira, seguem a formulação dos Estados Limites via Métodos Semi-Probabilísticos. No Brasil, o projeto dessas estruturas segue a norma de Ações e Segurança nas Estruturas (ABNT, 2003), que tem diretrizes semelhantes às propostas pela norma europeia de ações e segurança, o Eurocódigo 1 (CEN,1990), no âmbito internacional. Em geral, os estados limites consideram as ações e resistências definidas por seus valores característicos e são utilizados coeficientes de segurança parciais para majorar e combinar ações e minorar as resistências dos materiais. São definidos estados limites últimos, para a garantia contra a ruptura dos materiais e colapso da estrutura e estados limites de serviço ou de utilização, para a garantia contra a perda da funcionalidade da estrutura (como por deformações excessivas, por exemplo).

No caso da verificação de estabilidade global feita durante o projeto estrutural de barragens de gravidade de concreto, ainda se utiliza o método determinístico das tensões admissíveis, conforme discutido no Capítulo 3. Este método tem servido de base para definição de critérios de projetos para verificações de estabilidade global e do estado de tensão-deformação para estruturas de barragens e demais estruturas de gravidade de concreto que são empregadas em empreendimentos hidrelétricos. Dentre os critérios discutidos no item 3.9, algumas alterações quanto à verificação da estabilidade global ao deslizamento são observadas nos critérios do CBDB (2001) e nos critérios Eletrobrás (2003), onde foram introduzidos conceitos usados nos critérios semi-probabilísticos. Nesses critérios foi adotada uma

verificação ao deslizamento onde o coeficiente de segurança global<sup>67</sup> foi substituído por coeficientes parciais de segurança dos materiais ( $f_{sd\phi}$  e  $f_{sdc}$  conforme a expressão (23) no item 3.9.3.2).

O emprego de coeficientes de segurança dos materiais parciais em verificações de estabilidade global ao deslizamento de BGC foi introduzido por Rocha (1974), segundo Hirth (1978), onde foram discutidos a obtenção de valores característicos para os parâmetros de resistência dos materiais, introduzindo assim a aplicação dos métodos semi-probabilísticos na análise destas estruturas ao deslizamento.

A aplicação do método semi-probabilístico ao projeto estrutural de barragens de concreto e a comparação com o método das tensões admissíveis já foram objeto de estudos desenvolvidos por Hirth (1978), a partir da definição dois estados limites: verificação da segurança contra o Estado Limite Último de Deslizamento, caracterizado pelo movimento de corpo rígido de deslizamento e o Estado Limite Último de Ruptura de seções ou de regiões críticas da barragem. A preocupação maior neste estudo foi com relação a barragens e outras estruturas de concreto de gravidade, porém são feitos também alguns comentários relativos a outros tipos de barragens, onde os aspectos e dificuldades importantes para o emprego destes estados limites são discutidos. Em suma, o autor considera que a mudança do método para a verificação da segurança não deve acarretar uma descontinuidade imediata nos critérios de projeto que possa levar a estruturas diferentes das adotadas no momento do estudo. Assim, neste trabalho o autor sugere que os critérios de projeto devam ir evoluindo com o tempo, acompanhando o desenvolvimento dos setores da engenharia ligados a este tipo de projeto estrutural e ainda que os critérios de projeto empregados sejam os mais adequados ao estado do conhecimento vigente quando de sua aplicação.

Em Rocha (1981) o autor discutiu a aplicação na segurança ao deslizamento de BGC da análise limite aplicada ao concreto armado na qual a resistência à compressão do concreto é representada pelo valor correspondente à fração 5%, que é o valor que possui uma probabilidade de 95% de ser ultrapassado, denominado de valor característico (e uma probabilidade de 5% de ser menor do que o valor característico assumido). Em Rocha (1981) o autor discute que seria ideal a elaboração

---

<sup>67</sup> Em referência ao critério de U.S.Bureau of Reclamation anteriormente (a verificação da segurança ao deslizamento de estruturas de gravidade de concreto é feita por meio de um coeficiente de segurança global, segundo os manuais de U.S.Bureau of Reclamation).

de um estudo estatístico para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (atrito e coesão) a serem adotados em projeto. Este autor discute que a variabilidade do ângulo de atrito é menor do que a variabilidade dos valores de coesão a partir da análise dos resultados dos estudos efetuados, e indica que fatores de segurança na ordem de 1,5 a 2 poderiam ser adotados para os valores de ângulos de atritos, quando se tratassem de valores característicos e os fatores de 3 a 5, para a coesão (característica). Observa-se que atualmente nos critérios Eletrobrás (2003), coeficientes de segurança próximos a esses valores são recomendados ( $f_{sd\phi}$  e  $f_{sdc}$ ), conforme o Quadro 5, porém a determinação dos valores característicos da coesão e atrito é feita de forma qualitativa. A determinação quantitativa dos valores característicos, ou seja, com um tratamento estatístico conforme as definições apresentadas (para o quantil de 5% e nível de confiança de 95%) em geral não faz parte das definições de projeto atuais.

A obtenção de fatores de segurança ao deslizamento associados a probabilidades de ruína da estrutura pode ser feita a partir do emprego das teorias de confiabilidade estrutural. Como exemplo, em Gustafsson, et al (2009) os coeficientes de segurança parciais dos materiais são calculados, em suma, para diferentes índices de confiabilidade que são relacionados à probabilidade de ruína. O objetivo do trabalho é implementar nos critérios de projeto para a verificação ao deslizamento de BGC da Suécia, coeficientes de segurança parciais dos materiais, obtidos a partir de análise de confiabilidade (e relacionados à probabilidades de ruína).

Em Royet et al (2009) uma revisão analítica para a estabilidade de barragem de gravidade é publicada tendo como objetivo harmonizar a prática francesa e direcionar a mesma para uma abordagem de estado limite, conforme já comentado no item 4.5. Neste trabalho são definidas as formulações para cada estado limite tendo como base as combinações de ações e segurança usualmente empregadas em estruturas e tem como principal objetivo a consideração da avaliação probabilística da variabilidade dos parâmetros requeridos em análises de estabilidade, a partir de funções de densidade de probabilidade (FDP). O trabalho estava em andamento no momento de sua publicação, mas a partir de um exemplo apresentado, mostrou que os parâmetros de coesão, atrito, resistência a tração e peso específico do concreto tem juntos uma importância relativa dentro das variáveis consideradas nas verificações da segurança à estabilidade global de aproximadamente 30% em comparação aos 70% aproximadamente relacionados às variáveis dos níveis de água do reservatório.

Outros trabalhos nesta linha podem ser consultados nos anais do último congresso internacional de grandes barragens (ICOLD, 2009), cujos trabalhos tiveram como objetivo o estudo de uma abordagem por estados limites, por meio de análise de confiabilidade estrutural, para fins de normalização ou recomendações em manuais de referência.

Dentre o exposto, apesar destes estudos terem sido iniciados há bastante tempo, observa-se que os mesmos apresentam certa relevância no contexto atual no que diz respeito à definição dos critérios de projeto de estruturas de empreendimentos hidrelétricos, uma vez que a aplicação do método das tensões admissíveis ainda é corrente e as normalizações nacionais e internacionais empregadas nas demais estruturas seguem outras tendências, utilizando métodos semi-probabilísticos e em alguns casos probabilísticos.

#### **4.6 Noções de Análise de Risco**

A análise e gerenciamento de risco é uma disciplina que tem como objetivo prevenir os acidentes (prevenindo falhas e propagação das falhas) e gerenciar os acidentes por meio de um programa de qualidade assegurada na pré-produção, ou ainda na fase de projeto dentro do tema deste trabalho. O principal objetivo da análise da probabilidade de risco (PRA) é identificar as relações causais existentes entre os eventos relacionados ao ser humano, às máquinas e ao meio-ambiente que possam resultar em acidentes e a partir disso encontrar caminhos de minimizar os seus impactos.

De uma forma geral, como nenhum projeto é 100% seguro, o emprego da análise de risco por sua vez implica na quantificação dos riscos, onde os mesmos passam a ser os riscos efetivamente assumidos. Para citar um exemplo, quando se adota um nível de confiança de 95% para verificações de projeto ao deslizamento, equivale a um quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos valores de parâmetros dos materiais envolvidos nos fatores de segurança ao deslizamento possuem valores inferiores aos pré-estabelecidos. Se a ruptura ao deslizamento estiver associada a uma probabilidade de falha por meio de análise de confiabilidade é possível quantificar os riscos de falha dos materiais e assim de todos as variáveis que influem no processo.

A análise de risco implica na avaliação cuidadosa das relações causa e efeito das falhas possíveis, na adoção de barreiras mitigadoras, de planos de contingência, de procedimentos de operação normais e de operações de caráter excepcional, entre outros. Estas são ferramentas dentro da análise de risco, as quais limitam bastante os riscos inicialmente assumidos. Em estruturas de barragens pode-se citar como exemplo de barreiras mitigadoras de riscos, a associação de

instrumentação adequada ao monitoramento constante de deformações, das subpressões e deslocamentos, pois somente a presença dos instrumentos nas estruturas e uma leitura esporádica sem análise cuidadosa não é garantia de minimização de risco ou de maior segurança. Outra barreira mitigadora seria a implementação de planos de ações emergenciais para minimização dos riscos em primeira fase e de acidentes em segunda, reduzindo drasticamente os perigos.

A análise de risco e suas ferramentas proporcionam então que as probabilidades de falhas sejam mensuráveis e controláveis.

O emprego da análise de risco na área de projeto de barragens pode proporcionar a redução de custos em fases importantes do projeto sem a redução da segurança. Pelo contrário, pois a adoção de estruturas conservadoras em termos de segurança à estabilidade global, por exemplo, que estão diretamente ligadas às falhas comuns de barragens, não necessariamente levam a estruturas mais seguras em geral quando se comparam com projetos mais enxutos (menos conservadores) mas que tem todas as outras etapas de monitoração, controle e manutenção planejadas à luz das teorias de análise de risco. Se as verificações de segurança quanto à estabilidade global de estruturas de gravidade forem feitas por meio de métodos probabilísticos como os citados, é possível o cálculo de probabilidades de ruína que podem ser utilizados posteriormente para análises de risco da estrutura, para a minimização e quantificação dos riscos durante a operação da usina, por exemplo.

Um exemplo das relações de causa e efeito que fazem parte dos estudos de análise de risco é mostrado a seguir para o caso da BGC e sua verificação ao deslizamento. As demais etapas e conceitos da análise e gerenciamento de riscos, podem ser encontradas em Kumamoto e Henley (1996) e a quantificação das probabilidades podem ser feitas por meio de métodos de confiabilidade estrutural.

#### **4.6.1 Relações de causa e efeito para a ruptura ao deslizamento**

Uma ilustração da aplicação da análise de risco no projeto civil da barragem de gravidade de concreto em estudo é mostrada na Figura 36. Identifica-se em primeiro lugar a falha mais comum neste tipo de estrutura que no caso foi considerada como sendo a ruptura ao longo da superfície do contato-concreto rocha, assumindo que se trata de uma BGC fundada em maciço homogêneo de alta resistência. A ruptura da barragem (falha) pode se dar conforme as relações de causa e efeito apresentadas na árvore de falha mostrada na Figura 36, uma vez que a ruptura ao cisalhamento ocorre quando há falha na resistência da superfície de ruptura que está diretamente ligada aos parâmetros de resistência do concreto e da rocha. Observa-se nesta Figura que a

ruptura pode ocorrer devido a erros de estimativa das variáveis envolvidas, com relação aos valores reais obtidos durante a operação da usina. Assim, se a subpressão ( $U$ ) ultrapassar determinados níveis estabelecidos em projeto ( $U_{\text{real}} > U$ ), pode provocar um efeito instabilizante que pode diminuir a segurança da estrutura e até mesmo provocar seu rompimento. O mesmo pode acontecer se o peso próprio (PP) da barragem não atingir determinados níveis mínimos ( $PP_{\text{real}} < PP$ ) o que pode ocorrer se o peso específico do concreto não atingir o seu valor estimado em projeto ( $\gamma_{\text{c real}} < \gamma_{\text{c}}$ ) e/ou ainda se os parâmetros de resistência ou mesmo um deles (atrito e coesão) não atingirem os valores mínimos de projeto ( $c_{\text{real}} < c$  e/ou  $\phi_{\text{real}} < \phi$ ). Estão incluídos nestas causas os modelos que forem adotados para a determinação das subpressões, propriedades e parâmetros dos materiais (e respectivos erros dos modelos).

Considera-se então que devem ser tomadas medidas para garantir a segurança da estrutura ao deslizamento. Em Kumamoto e Henley (1996) são discutidos os princípios de gerenciamento de riscos (de prevenção do acidente e gerenciamento do acidente), onde neste contexto os riscos devem ser identificados e podem ser adotadas medidas mitigadoras para a minimização dos riscos, dentre outros. O fluxograma da Figura 36 permite identificar mesmo qualitativamente quais são os riscos e o que deve ser feito, como e quando. Ou seja, uma análise de risco que é feita somente após a operação da usina já não permite que a minimização de determinados riscos seja feita para aqueles que dependem das fases de projeto e construção. São exemplos de medidas mitigadoras que podem ser adotadas para este caso:

- que a subpressão não atinja níveis considerados elevados pelo projeto, onde influem para isso as medidas durante as fases de projeto: estimativa adequada da subpressão, projeto adequado de sistema de drenagem e injeções, garantia de bom funcionamento destes sistemas, possibilidade de manutenção adequada destes sistemas (projeto de galeria de drenagem com acessos para equipamentos), projeto de instrumentação e monitoramento das subpressões ao longo da vida útil, na fase de operação (que funcionam como barreiras mitigadoras), dentre outras, conforme o projeto.

- que o peso próprio da barragem atinja os níveis mínimos de projeto, onde para isso pode se prever o acompanhamento da execução da concretagem da barragem na obra, com a realização de ensaios periódicos de peso específico durante as etapas construtivas e execução

de aterros experimentais antecipadamente.

- que os parâmetros de resistência estimados sejam menores ou iguais do que os parâmetros reais, onde para isto, além da elaboração de um modelo geomecânico adequado e a realização de ensaios de investigações, pode auxiliar a elaboração de estudos que considerem a variabilidade dos parâmetros de resistência dos materiais (para a determinação dos valores característicos, conforme comentado anteriormente).

- que os níveis hidrostáticos estejam dentro dos níveis estabelecidos de cheias de projeto, onde para isso influem as medidas para as fases de projeto: estimativa adequada por meio de estudos probabilísticos baseados em dados dos estudos hidrológicos e as medidas de operação adequada, para garantir os níveis de reservatório para as condições normais e excepcionais.

Dentro de uma Análise de Risco, de forma muito sucinta, estas medidas podem ser empregadas desde as fases iniciais de projeto, elaborando procedimentos e critérios de projeto a serem empregados que tenham como objetivo minimizar os riscos de projeto; procedimentos e especificações técnicas que tenham como objetivo minimizar os riscos durante as fases da obra, bem como medidas de controle a serem adotadas para cada fase (projeto, execução e comportamento durante a vida útil). São exemplos de medidas de controle, o monitoramento e acompanhamento da obra por meio da análise da instrumentação em relação ao estabelecido em projeto para cada fase da obra. Além disso, no contexto da Análise de Risco devem ser previstos planos de minimização dos riscos por ocasião de acidentes, como planos de contingência, emergenciais, de rotas de fuga etc.

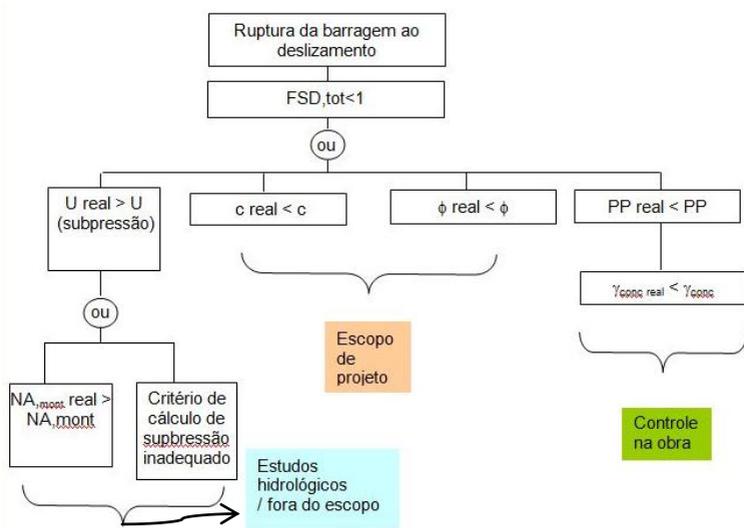


Figura 36: Árvore de falha de Análise de Risco – Relações de causa e efeito para a ruptura da barragem ao deslizamento.

## **5. METODOLOGIA PARA O PROJETO DE BGC POR MÉTODOS COMPUTACIONAIS**

### **5.1 Introdução**

Neste capítulo discute-se uma metodologia a ser utilizada para o projeto de BGC. A metodologia é composta pela sistematização da modelagem numérica de BGC, considerando a visão geral do problema dos Capítulos 3 e 4, em suma, partindo de critérios de projeto, das características das ações e materiais envolvidos e dos aspectos chave segundo as diretrizes do ICOLD para elaboração, validação e justificação de modelos numéricos.

A validação de modelos numéricos dentro do enfoque deste trabalho, conforme foi explicada no item 3.10.3, compreende os estudos de modelagem para obter a melhor solução pelo MEF do ponto de vista numérico (melhor aproximação numérica). Já a justificação dos modelos, corresponde àqueles estudos que têm como objetivo obter a melhor solução pelo MEF do ponto de vista físico (melhor aproximação física) e depende dos objetivos para o quais os modelos numéricos estão sendo elaborados. A discussão da metodologia a seguir tem como objetivo atender também ao terceiro aspecto chave previsto nas diretrizes do ICOLD, que corresponde ao princípio da garantia da qualidade. Uma vez estabelecida uma metodologia de análise a mesma funciona como um check list das etapas do processo, que envolve a elaboração dos modelos, a análise e interpretação dos resultados. O check list minimiza a ocorrência de erros e esquecimentos; a definição de etapas permite o registro das análises feitas até chegar a solução final, por meio de memória de cálculo e arquivo dos modelos, garantindo por fim a rastreabilidade do processo.

Os modelos estruturais são elaborados de forma a resolver numericamente algum problema físico, por meio de análise linear ou não-linear, o conjunto de efeitos das ações, propriedades dos materiais, condições de contorno e geometria. Além disso, os modelos são também elaborados em função das ferramentas computacionais disponíveis no programa de modelagem pelo MEF adotado. As etapas da metodologia a seguir, dedicadas à elaboração de modelos numéricos são discutidas a partir do emprego do programa computacional SAP2000 (versão 11)<sup>68</sup> que foi escolhido por ser a ferramenta mais comum adotada em escritórios de projetos deste tipo de estrutura no Brasil. No entanto,

---

<sup>68</sup> Alguns exemplos apresentados a seguir foram processados utilizando-se o programa SAP2000 na versão 6.

vários outros programas computacionais de Elementos Finitos podem ser utilizados.

Assim, a metodologia em discussão é diferenciada conforme a finalidade<sup>69</sup> dos modelos computacionais que estão sendo adotados, considerando as características do problema em análise conforme discutido na visão geral e as respectivas ferramentas computacionais utilizadas. A finalidade dos modelos computacionais é definida ao longo da metodologia. A utilização de outras ferramentas computacionais eventualmente pode ser feita com algumas adaptações, aproveitando-se as etapas que são comuns e independentes do programa considerado.

Dentre as hipóteses adotadas a seguir se destaca a utilização de uma seção típica de barragem de gravidade de concreto localizada em vale largo, onde os efeitos na direção longitudinal da barragem (ao longo do eixo da barragem) não são importantes. Para isto, são tomados como exemplos os trabalhos encontrados na literatura, como os estudos de BGC pelo MEF de Gutstein (conforme o item 2.3) e outros que forem aplicáveis, citados ao longo do texto.

Sendo assim, a metodologia discutida a seguir tem como objetivo detalhar as etapas de projeto de barragens de gravidade de concreto, desde a definição da seção nos estudos de estabilidade global de arranjo geral e verificações de projeto básico até a determinação do estado tensão-deformação no corpo da barragem e no conjunto barragem-fundação. Também são apresentadas considerações sobre a análise de estabilidade global utilizando o MEF. As hipóteses para os parâmetros dos materiais, geometria e carregamentos que forem necessárias são adotadas nas etapas do processo e citadas ao longo do trabalho.

## **5.2 Considerações - Justificação dos Modelos**

A primeira pergunta que se deve fazer ao iniciar a modelagem numérica para a solução de um determinado problema é: "Por que se deseja fazer o modelo?". Embora a resposta óbvia seria "para analisar o problema", logo em seguida deve se pensar que o tipo de modelo a ser considerado depende dos objetivos que se deseja alcançar com a utilização do modelo numérico (GEO-SLOPE, 2007). Dentre estes objetivos pode-se citar: a elaboração de quantitativos, ou estimativas dos mesmos; comparação de alternativas; identificação de parâmetros ou leis governantes e também no auxílio de raciocínio e compreensão dos processos em análise. Para citar um exemplo dentro das estruturas

---

<sup>69</sup> O termo finalidade dos modelos é utilizado neste capítulo para denominar os objetivos para os quais se destinam a elaboração de modelos numéricos.

convencionais de edifícios de concreto armado, um determinado modelo pode não permitir o dimensionamento estrutural de armadura nos elementos, mas pode ser útil para auxiliar no lançamento estrutural ou avaliar as condições de deslocamentos de uma estrutura, entre outros.

Os objetivos da modelagem que se está buscando devem estar claros para prevenir frustrações e resultados incertos. É errado criar o modelo, processar e somente a partir da solução encontrada buscar uma resposta que justifique os resultados encontrados. Desta forma, trazendo estes conceitos para o estudo das barragens de gravidade de concreto, também neste caso, algumas variações nos modelos podem ser mais eficientes para os diferentes problemas, de determinação do estado tensão-deformação, análise e dimensionamento estrutural, análise de estabilidade global, análise quanto à retração e variação de temperatura, análise de etapas construtivas e assim por diante. A partir desta definição, empregam-se modelos para a resolução dos problemas que apresentem características básicas *justificadas* para a finalidade a que se destinam.

Dentro do tema deste trabalho, destaca-se o interesse em estudar a modelagem numérica para resolver o problema de estado de tensão-deformação. Também algumas diretrizes para a análise de estabilidade global são buscadas em seguida. Dentro de cada um destes problemas, outros enfoques podem ser necessários: como o estudo do corpo da barragem ou o estudo do conjunto barragem-fundação, uma vez que cada um requer alguns procedimentos de modelagem particulares. Neste sentido, o tipo de modelo pelo MEF justificado para utilização em BGC em vales de rios largos é o modelo bidimensional em estado plano de deformação. Este modelo pode ser utilizado para análise dos dois problemas de interesse desse trabalho (estado tensão-deformação e análise de estabilidade global).

A partir da visão geral do Capítulo 3, considera-se que o modelo justificado para análise do estado de tensão-deformação corresponde aquele que adota análise linear, podendo ser adotados também, quando necessário, alguns processos não-lineares simplificados pelo MEF.

O modelo justificado para análise de estabilidade global, pelo atual estado da arte conforme discutido no Capítulo 3, é o de equilíbrio limite e corpo rígido. O emprego da modelagem numérica pelo MEF para a análise de estabilidade global de BGC e sua justificação fazem parte das discussões feitas ao longo deste capítulo.

Partindo do modelo bidimensional por análise elástica linear, efetuam-se as análises de validação para definir as demais características do modelo que forem necessárias, uma vez que cada projeto tem

dimensões, geometria e demais características particulares. À medida que não se tem dúvidas nestas características e já se sabe a partir de experiências anteriores como representá-las no modelo, as mesmas vão sendo incorporadas aos modelos numéricos, o que pode transformá-las em características de um modelo justificado<sup>70</sup>.

A finalidade do modelo também permite que diversas simplificações sejam adotadas. Algumas simplificações são provenientes do estudo de malhas por exemplo e podem ser verificadas por meio dos estudos de validação. Também para as simplificações à medida que se definem modelos diferentes para a solução de determinados problemas, as mesmas podem ser incorporadas "a priori" nos modelos fazendo parte do modelo justificado. Um exemplo se refere a hipótese onde se desprezam as variações de temperatura da barragem de gravidade de concreto em modelos para fins do estudo do estado de tensão-deformação e fase de operação da barragem. No entanto, quando o problema se destina ao estudo do estado de tensões para a fase construtiva e dimensionamento das juntas, esta hipótese perde a validade.

Esses e demais assuntos são discutidos ao longo deste Capítulo, em ordem considerada usual para estudos de modelagem de estruturas de uma forma geral. As análises de validação e de justificação são portanto realizadas ao longo deste estudo, conforme indicado<sup>71</sup>. Ao final, são fornecidas algumas indicações para o aprimoramento dos modelos pelo MEF.

### **5.3 Considerações - Validação dos modelos**

Os estudos de validação para os modelos adotados têm como objetivo legitimar a solução, ou seja, verificar se a solução encontrada é adequada. Uma forma de identificar se o modelo está validado é analisar se os resultados fornecem distribuições de tensões que estão coerentes com os carregamentos aplicados, as condições de contorno, as propriedades e tipo de elementos adotados. Os carregamentos e condições de contorno podem ser verificados pelas reações da estrutura e deformada do modelo; a discretização da malha pode ser avaliada em função das variações das tensões ou de esforços obtidos entre elementos

---

<sup>70</sup> Esta é uma importante interpretação do aspecto de Justificação e sua aplicação prática dentro do discutido sobre as diretrizes do ICOLD no Capítulo 3, onde análises considerando os três aspectos chaves (Justificação, Validação e Garantia da Qualidade) devem ser realizadas.

<sup>71</sup> As etapas foram ordenadas conforme os procedimentos usuais de projeto, porque não se considerou didática a separação dos estudos de modelagem em etapas de justificação e de validação.

adjacentes, entre outros. Nas análises lineares, como vale o princípio da superposição de efeitos, os carregamentos podem ser aplicados separadamente, o que facilita sua verificação no modelo individualmente, que depois são combinados conforme os casos de carregamento de interesse na análise.

As análises de validação podem ser feitas para a definição de características da modelagem como: os carregamentos, discretização da geometria, condições de contorno, parâmetros de propriedades dos materiais, etc. Para as análises não-lineares, outros estudos relacionados aos parâmetros de convergência das interações não-lineares, por exemplo, devem ser validados.

As análises de validação são efetuadas a partir do modelo que já for justificado. A seguir apresentam-se as etapas.

## **5.4 Estudos iniciais da BGC quanto à estabilidade global (Etapa 1)**

### **5.4.1 Definição do modelo geomecânico e hidrogeológico**

Nesta fase é importante uma análise cuidadosa do modelo geomecânico da fundação. Aplicam-se as considerações feitas no item 3.6. Este modelo é elaborado em conjunto entre a equipe de geotecnia, geologia e de estruturas e compreende os principais dados de entrada dos estudos de estabilidade e de tensões atuantes. Quando o modelo geomecânico da fundação for complexo, ou envolva heterogeneidades, falhas e descontinuidades por exemplo, uma análise numérica por Elementos Finitos poderá ser necessária para complementar os estudos de estabilidade e de tensões tradicionais, conforme discutido no Cap.3. Também para o caso de modelos geomecânicos mais simples, onde se identificam maciços homogêneos e/ou de baixa resistência, os mesmos podem ser incluídos em análises numéricas pelo MEF, quando se deseja considerar a deformabilidade da fundação e/ou estudos de percolação na fundação. Análises estruturais envolvendo a fundação necessitam, em síntese, da caracterização dos parâmetros de deformabilidade (curva tensão deformação ou módulo de elasticidade para análise linear), coeficiente de Poisson e peso específico do material. Análises hidrogeológicas pelo MEF necessitam dos dados do sistema de drenagem e de injeções, dos coeficientes de permeabilidade e condutividade hidráulica, quando houver falhas por exemplo, que devem ser definidos para cada material pelo modelo geomecânico, conforme se discute mais adiante, no item 5.9.

### **5.4.2 Identificação das seções de análise de estabilidade global**

Em geral, os desenhos de arranjo fornecem a locação da barragem sobre a planta topográfica, a partir da qual uma geometria de seção transversal precisa ser assumida. A geometria da barragem é

definida inicialmente a partir de uma verificação quanto à estabilidade global numa seção transversal considerada mais crítica ao longo do eixo longitudinal da barragem. Consideram-se para isso os critérios de projeto pré-estabelecidos para a obra em questão, conforme os assuntos discutidos no Capítulo 3, adotando-se as recomendações do item a seguir. Após essa definição inicial, investigam-se outras seções que podem ser críticas, uma vez que o topo de rocha onde será fundada a barragem em geral é variável, bem como podem ter variações de carregamentos e/ou no modelo geomecânico, ao longo do eixo longitudinal da barragem. Assim, em geral efetua-se uma análise de tensões e de estabilidade global para a seção no leito do rio, ou na seção mais alta da BGC, e também para aquelas seções, que embora sejam mais baixas possam ser de interesse por apresentarem condições particulares da fundação, como estarem próximas a juntas, falhas, zonas de baixa resistência, de elevada permeabilidade e/ou carregamento diferenciado<sup>72</sup>, por exemplo. As seções transversais aqui identificadas são verificadas conforme o item a seguir.

#### **5.4.3 Estudos iniciais da seção**

A geometria da seção transversal da barragem de gravidade de concreto é definida por meio de um processo iterativo envolvendo a elaboração de arranjo preliminar da estrutura seguida de estudos de estabilidade e de verificação do estado de tensão-deformação, conforme ilustrado na Figura 37. As verificações são feitas para as seções transversais críticas identificadas no item anterior. Consideram-se neste processo os critérios conforme a metodologia tradicional com formulações analíticas de corpo-rígido. Na prática, são seguidas as definições dos critérios de projeto da obra em estudo (conforme discutido nos itens 3.8 e 3.9.<sup>73</sup>).

O fluxograma na Figura 37 mostra as etapas para a definição e otimização da seção. Por essa figura, se a estrutura não atende aos critérios de segurança, então o arranjo é modificado e analisado novamente. Caso os critérios de segurança estejam sendo atendidos com folga, um novo estudo poderá ser feito para otimização do projeto. E

---

<sup>72</sup> Embora não seja comum, variações no carregamento podem ocorrer devido ao empuxo de terra por exemplo, no encontro com ombreiras ou barragens de aterro, variação nas condições de subpressão provenientes de alterações nesta direção do sistema de drenagem e de injeções entre outros.

<sup>73</sup> Nesta fase o MEF pode ser utilizado desde que passando pela metodologia definida nas etapas seguintes; mas de uma maneira geral se empregam nesta fase as verificações tradicionais de estabilidade global.

segue-se iterativamente este processo até que uma seção segura e econômica seja encontrada.



Figura 37: Fluxograma dos estudos de estabilidade de BGC para a definição da seção (adaptado de Gutstein,2003).

#### 5.4.4 Seção de BGC definida na Etapa 1

Para as etapas seguintes desta metodologia considera-se como exemplo de estudo a geometria da barragem de gravidade de concreto hipotética tomada como referência a partir dos estudos de Gutstein (2003), conforme é apresentada na Figura 38.<sup>74</sup>

Para essa seção consideram-se diferentes hipóteses para o modelo geomecânico: (a) como sendo formado por maciço rochoso homogêneo; (b) por maciço rochoso intercalado por planos de descontinuidades na fundação conforme ilustrado na Figura 39 e (c) por maciço rochoso onde o modelo geomecânico não está bem definido ainda, podendo ser formado por apenas um dos planos de descontinuidades.

Para o caso com planos de descontinuidades na fundação, os mesmos são idealizados com 25cm de espessura e localizados em profundidades como as mostradas na Figura 39 (a 0,10H, 0,25H e 0,70H, denominados por D1, D2 e D3, respectivamente).

Admitem-se também outras incertezas que são relacionadas aos parâmetros de deformabilidade e permeabilidade dos materiais da fundação e das descontinuidades, o que requer um estudo específico de

<sup>74</sup> Os estudos de Gutstein (2003) foram feitos para seção típica tomada como estudo de caso hipotético. Esta seção foi idealizada a partir da barragem e respectivo modelo geomecânico da UHE Dona Francisca, que possui 50m de altura e fundação rochosa de arenito/siltito com descontinuidades de argilito. Apesar de não se saber ao certo a extensão das camadas de argilito ao longo da fundação, durante as fases de elaboração de projeto, as mesmas foram assumidas como sendo contínuas ao longo da projeção da barragem conforme Sobrinho et al (2003). No entanto, este estudo não corresponde a um estudo de caso desta obra.

modelagem, nas etapas mais adiante.

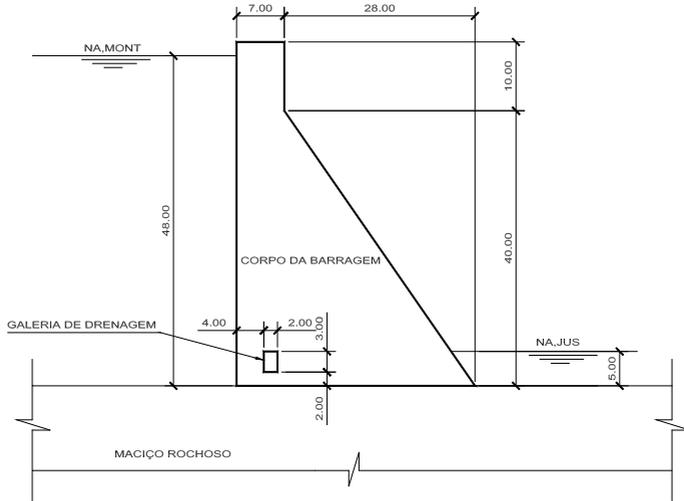


Figura 38: Seção típica da barragem de gravidade adotada nos estudos de Gutstein (2003).

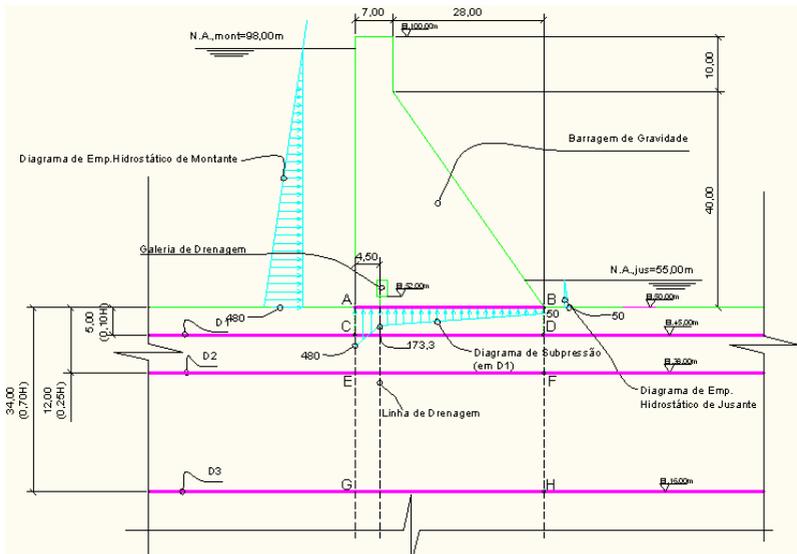


Figura 39: Geometria do modelo geomecânico hipotético para a seção de BGC em análise e esquema de carregamentos para a seção típica e contato concreto-rocha (adaptado de Gutstein,2003).

### 5.4.5 Exemplo de aplicação dos métodos tradicionais - contato concreto-rocha

A seção transversal típica em estudo é verificada ao deslizamento, tombamento e flutuação pelas expressões (23), (20) e (19) respectivamente, conforme a memória de cálculo e esquema de carregamentos apresentados no Apêndice 1. Adotam-se dois materiais hipotéticos para as análises ao deslizamento, onde seus parâmetros de resistência correspondem a: (a) Material 1 -  $\phi = 35^\circ$  e  $c = 300\text{KN}/\text{m}^2$  e (b) Material 2 -  $\phi = 45^\circ$  e  $c = 400\text{KN}/\text{m}^2$ . Os Materiais 1 e 2 correspondem a variações dentro dos parâmetros típicos de rochas como: argilito e siltito de resistência baixa; calcário argiloso; granito, gnaiss e xistos decompostos, entre outros mostrados no Quadro 3. Estas verificações atendem aos critérios de segurança segundo Eletrobrás (2003) e seus fatores de segurança mínimos (itens 3.8 e 3.9).

Também são feitas para esta seção as verificações de tensões pela expressão (27) considerando a parcela de subpressão no cálculo de  $\sum N$  e  $\sum M$  segundo os critérios Eletrobrás (2003) e a verificação pela expressão (28) de U.S. Army Corps of Engineers, segundo os quais a seção é considerada 100% comprimida. A subpressão considerada é a representada na Figura 39, onde a subpressão na linha dos drenos é calculada pela expressão (10).

Em seguida são calculadas as tensões pelo método de gravidade segundo U.S. Bureau of Reclamation (1976, 1987). As tensões totais são calculadas por meio da expressão (27), porém não considerando a parcela de subpressão nos somatórios de forças normais ao plano ( $\sum N$ ) e de momentos fletores ( $\sum M_C$ ). As tensões efetivas são calculadas segundo as expressões (33) e (34) de onde se obtém conforme apresentado no Apêndice 1, tensões efetivas de tração junto à face de montante da barragem no plano de análise, sendo necessário fazer uma análise de base fraturada, segundo estabelecido em U.S. Bureau of Reclamation. Esta análise é desenvolvida no item (5) do Apêndice 1, onde as tensões totais e efetivas são recalculadas, se obtendo ao final 58,50% de base comprimida (ver Apêndice 1).

Os resultados obtidos para este estudo estão apresentados no Quadro 8 a seguir, para cada critério, onde as tensões efetivas e fatores de segurança para análise de base fraturada está apresentada na linha Bureau Fr. A extensão de base comprimida ( $L_c$ ) para este critério também é representada.

Quadro 8: Quadro resumo da verificação da estabilidade global - metodologia tradicional, para a seção típica em estudo.

Critério	Coeficientes de seg. parciais dos materiais		FSD <sub>adm</sub> /SFF <sub>adm</sub>	FSD / SFF FSD <sub>global</sub>		L <sub>c</sub> (%)	Tensões efetivas (kN/m <sup>2</sup> ) (T): tração (C): compressão	
	fsd <sub>φ</sub>	fsd <sub>c</sub>		Mat <sub>1</sub>	Mat <sub>2</sub>		σ <sub>efet</sub> (A)	σ <sub>efet</sub> (A)
	Eletróbrás	1,5	3,0	1,0	1,01	1,41	100	97,6 (C)
Corps	1,0	1,0	2,0	1,97	2,73	100	-	-
Bureau	1,0	1,0	3,0	1,97	2,73	-	121,5 (T)	844,5 (C)
Bureau Fr.	1,0	1,0	3,0	1,16	1,60	58,5	0	980,5 (C)

A verificação da segurança ao deslizamento segundo os critérios de U.S.Bureau of Reclamation e U.S.Army Corps of Engineers neste quadro, são feitas por meio do emprego da expressão (23) adaptando os coeficientes de segurança conforme as verificações a seguir:

$$SFF = \frac{(\sum N + \sum U) \tan \phi + C.A}{\sum E} \geq 3 \text{ (U.S. Bureau of Reclamation)} \quad (38)$$

$$FSD_{Global} = \frac{(\sum N + \sum U) \tan \phi + C.A}{\sum E} \geq 2 \text{ (U.S. Army Corps of Engineers)} \quad (39)$$

Pelo critério de U.S. Bureau of Reclamation, os fatores de segurança ao deslizamento são calculados para as duas configurações: inicial e de base fraturada, obtendo-se SFF < 3, para os dois casos e dois materiais adotados, ou seja, não atendendo ao fator de segurança mínimo ao deslizamento para a condição de carregamento normal. As tensões efetivas de tração que foram obtidas por este critério na análise inicial (antes da análise de base fraturada) também não atendem às recomendações para o caso normal onde não se admitem tensões de tração.

No entanto, para este exemplo com os dois materiais adotados, a seção é considerada estável quando se adotam os critérios Eletróbrás apresentados no item 3.9 e também segundo U.S. Army Corps of Engineers, conforme pode ser observado no Quadro 8.

Essas diferenças entre os critérios têm sido observadas também na prática, em alguns projetos, onde de uma forma geral, o critério de verificação de tensões e de deslizamento segundo U.S.Bureau of

Reclamation tem sido mais conservador.

Assim, pela metodologia tradicional uma eventual mudança de critério ao longo das etapas de projeto pode alterar o estado de segurança da barragem e também demonstra as dúvidas que podem ocorrer nas fases iniciais de projeto para a escolha do critério a adotar.

Conforme se observa no exemplo que foi apresentado, a determinação das tensões efetivas e do fator de segurança ao deslizamento são as principais verificações quanto à estabilidade global de BGC. De uma forma geral se observa na prática que se a segurança à flutuação e ao tombamento são atendidas, não necessariamente os demais requisitos são assegurados, mas ao contrário, se as verificações de tensões<sup>75</sup> e de deslizamento são atendidas é bem provável que a segurança à flutuação e ao tombamento seja também atendida.

Numa situação de projeto onde por quaisquer outros motivos, a estrutura não possa ser modificada para atender aos critérios mais conservadores, se recorre algumas vezes à modelagem numérica pelo MEF, além das demais condições particulares que não são consideradas nas análises de corpo rígido, conforme já discutido no Capítulo 3.

São portanto, nas etapas seguintes desta metodologia que a análise computacional pelo MEF é abordada, onde após as etapas de validação dos modelos se investiga mais adiante a segurança ao deslizamento por meio da utilização do estado de tensões obtido por modelos numéricos pelo MEF.

### **5.5 Tipo de análise (Etapa 2)**

As estruturas de concreto podem ser analisadas de diferentes maneiras, dependendo das leis constitutivas adotadas para os materiais, da precisão desejada para os resultados, da disponibilidade de parâmetros e da complexidade da estrutura. Podem ser análises lineares e não-lineares ou análises intermediárias que considerem a plasticidade do material por meio de uma lei constitutiva aproximada. Este tipo de não-linearidade corresponde à não-linearidade física do comportamento do material.

Para as estruturas de BGC quando modeladas pelo MEF é usual adotar inicialmente uma análise elástica linear<sup>76</sup> e se considera apropriada para a determinação do estado de tensão-deformação, pois os níveis de carregamentos são mais baixos, situam-se no trecho linear das

---

<sup>75</sup> onde no critério de Corps of Engineers é em geral condicionante a verificação da posição da resultante  $e_b$ , uma vez que o critério de tensões admissíveis à compressão não é crítico usualmente para as barragens fundadas em rocha.

<sup>76</sup> Lei de Hooke e hipóteses da teoria da elasticidade para o comportamento do material.

leis constitutivas assumidas.

Em algumas situações especiais, análises não-lineares podem ser utilizadas, mas não é usual a sua utilização, sendo mais aplicadas para fins de pesquisa e também em avaliação de estruturas existentes, conforme discutido no item 3.10 e ao longo do Capítulo 4.

Na elaboração de análises não-lineares podem ser assumidos comportamentos tensão-deformação obtidos a partir de ensaios e também aproximados, como por comportamento elasto-plástico e multi-linear. No entanto, não necessariamente a adoção de uma análise não-linear resulta em soluções mais adequadas, uma vez que a precisão das mesmas está diretamente relacionada aos parâmetros e também por dificuldades de convergência, o que faz com que não seja usual a sua aplicação.

Devido ao exposto assume-se nas etapas seguintes a elaboração de análise elástica linear. Quando o aprimoramento dos modelos puder ser feito por meio de análises mais refinadas, isto será indicado mais a frente.

### **5.6 Estado Tensão-Deformação da BGC (Etapa 3)**

Após a definição da seção mais crítica e projeto da BGC na Etapa 1 (item 5.4), conforme a metodologia tradicional, segue-se para o estudo do estado de tensão-deformação da barragem por meio de modelagem por Elementos Finitos.

Para isso, adota-se o modelo justificado no item 5.2 (modelo bidimensional em estado plano de deformação). Devem ser feitos tantos modelos quanto forem necessários para abranger as condições mais críticas de ações atuantes na estrutura e geomecânicas da fundação; mas os estudos iniciais, em geral, identificam uma seção transversal crítica para a realização da modelagem por EF.

Dois tipos de modelos são abordados a seguir, aqueles que tem como o objetivo o estudo do corpo da barragem e o estudo do conjunto barragem-fundação. O primeiro modelo é de interesse quando se deseja avaliar as tensões no corpo da barragem, considerando-se que a fundação terá pouca influência na análise a ser efetuada. O segundo modelo é de interesse quando se deseja modelar as particularidades da fundação (juntas, falhas, heterogeneidades ou mesmo a sua deformabilidade e permeabilidade), para avaliar o comportamento do conjunto barragem-fundação ou do contato concreto-rocha frente à estas características. Os dois modelos são discutidos a seguir, onde em seguida, as etapas da metodologia são focadas na elaboração dos modelos de conjunto barragem-fundação, devido à sua maior complexidade e aplicação.

### **5.6.1 Modelo via MEF do corpo da barragem**

Os modelos pelo MEF podem considerar somente a geometria do corpo da barragem, quando se deseja determinar o estado de tensões para planos acima do contato concreto-rocha. Neste caso, pode ser assumido um modelo inicial considerando a fundação da barragem como sendo indeformável ou deformável. Na Figura 40 é apresentado um exemplo de modelo do corpo de uma BGC de 14m de altura, que pode ser assumido inicialmente a partir desta etapa.

A fundação é representada neste modelo por auxílio de vínculos estruturais de contorno, tais como molas (lineares ou não-lineares) ou apoios fixos, que correspondem as hipóteses de maciço deformável e indeformável, respectivamente. No emprego de molas, é adequado um estudo dos parâmetros de coeficientes de rigidez a adotar, conforme a deformabilidade da fundação. O comportamento de mola não-linear pode ser necessário na ocorrência de tensões de tração no contato barragem-fundação. Também a hipótese de material não resistente à tração para esse caso e em outras regiões do modelo pode ser adotada para os elementos do modelo tracionados. A análise do estado de tensões no corpo da barragem pode ser necessária para verificações de projeto. Para isso, pode-se adotar uma abordagem de tensões totais e efetivas da Mecânica dos Solos, obtendo do modelo de Elementos Finitos as tensões totais. Aplicam-se no modelo os carregamentos de empuxos hidrostáticos e demais que forem aplicáveis e as subpressões são consideradas externamente. As tensões efetivas em planos do corpo da barragem são obtidas descontando-se as pressões de poro das tensões totais (as pressões de poro são equivalentes a pressão neutra  $u$  no modelo de Terzaghi, segundo discutido no item 4.3.2). Neste caso, esta abordagem não pode ser empregada para o estudo de deformações. Este assunto será tratado, também, em exemplos mais adiante, onde algumas conclusões podem ser aplicadas para este modelo. As análises de validação do modelo no corpo da barragem podem ser feitas seguindo os mesmos princípios das etapas a seguir, elaboradas para o modelo do conjunto barragem-fundação.

### **5.6.2 Modelo de EF do conjunto barragem-fundação**

A modelagem do conjunto barragem-fundação pode ser adotada quando se deseja considerar a influência da deformabilidade da fundação e de demais características específicas do modelo geomecânico, mesmo quando se trata de fundação relativamente rígida. Conforme já discutido anteriormente e também segundo os estudos mostrados no Apêndice 2, a deformabilidade influencia em maior ou menor grau na distribuição de tensões e portanto no comportamento

tensão-deformação da estrutura da barragem e fundação.

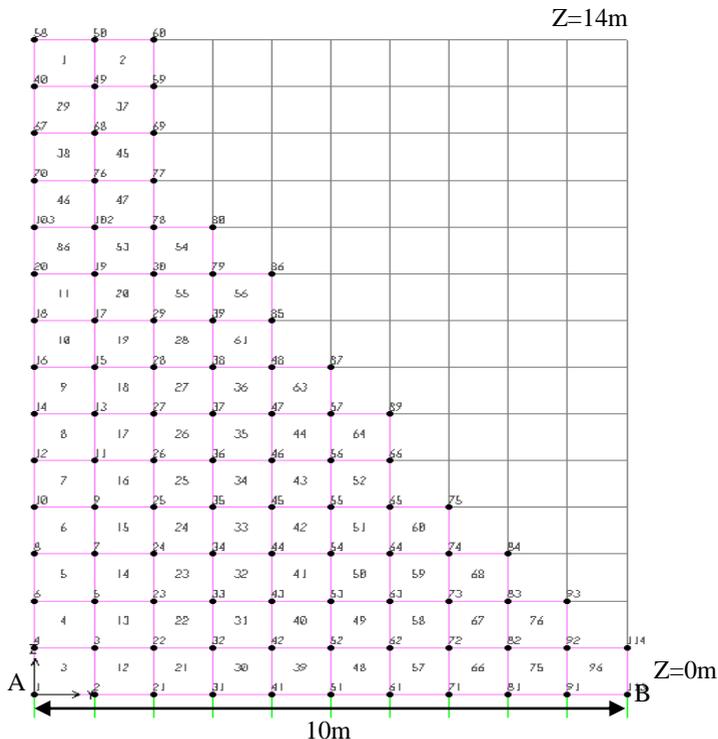


Figura 40: Modelo do corpo da barragem rigidamente apoiado (apoios fixos na direção vertical).

Nessas situações especiais do modelo geomecânico, onde se quer investigar a influência de heterogeneidades, planos potenciais de ruptura ou de fraqueza estrutural na fundação, a discretização do maciço de fundação permite assumir diferentes parâmetros, comportamento do material e geometria para os materiais da fundação. Também pode ser utilizado quando for de interesse considerar os efeitos da subpressão provenientes do estudo da percolação de água na fundação, pois o modelo estrutural do conjunto permite a aplicação das subpressões que são obtidas desse estudo.

Recomenda-se que os modelos por meio do MEF considerem a geometria do conjunto barragem-fundação quando se deseja investigar o estado de tensão-deformação em:

- Planos de contato concreto-rocha;
- Planos de descontinuidades na fundação ou outros planos

potenciais de ruptura no conjunto barragem-fundação.

As análises de validação do modelo com o MEF do conjunto barragem-fundação compõem as etapas 4 a 8 a seguir.

### **5.6.3 Modelos tridimensionais pelo MEF**

Quando não for adequada a representação por meio de modelos bidimensionais, podem ser adotados os modelos tridimensionais, de forma que permitam a consideração de carregamentos diferenciados ao longo do eixo longitudinal da barragem. Em geral estes modelos são pouco utilizados para a análise estrutural de barragens, onde exemplos de aplicações são apresentados no item 3.10.2. Modelagem tridimensional apresenta algumas características particulares que não serão tratadas neste trabalho, mas as mesmas podem ser adaptadas a partir da metodologia aqui discutida. Por exemplo, também nos modelos tridimensionais apenas a modelagem do corpo da barragem pode ser suficiente ou do conjunto barragem-fundação, que requer uma quantidade de parâmetros ainda maior, devido aos motivos expostos anteriormente e à eventual mudança de parâmetros na direção longitudinal.

### **5.7 Determinação da malha (Etapa 4)**

Nesta etapa são realizadas as análises de validação para a definição da malha de EF do modelo da barragem, considerando o conjunto barragem-fundação para o modelo geomecânico adotado (Figura 39) e seção transversal definida na Etapa 1 (Figura 38).

#### **5.7.1 Discretização da estrutura**

A discretização da estrutura, que corresponde à subdivisão do meio contínuo em elementos, pode ser feita de diferentes maneiras, porém deve considerar aqueles efeitos que são relevantes e que influenciam o comportamento estrutural em análise.

Os conceitos básicos de modelagem estrutural por Elementos Finitos apresentados no item 3.10.2 devem ser observados. Nas regiões onde se deseja obter esforços no modelo, o refinamento da malha deve ser maior e não pode haver transições ou elementos com modos incompatíveis. As transições permitem a ligação de uma malha mais densa com outra menos densa nas regiões onde não é necessário um refinamento elevado, minimizando o esforço computacional (Figura 41-a).

Outros cuidados relacionados aos conceitos do MEF se referem à proporcionalidade dos lados adjacentes dos elementos e a restrições quanto aos ângulos internos obtusos ( $\alpha$ ) e agudos ( $\theta$ ) - Figura 41 (b), que não devem ser muito abertos e fechados, em ordem, para obter elementos mais próximos às formas quadrada, trapezoidal e retangular.

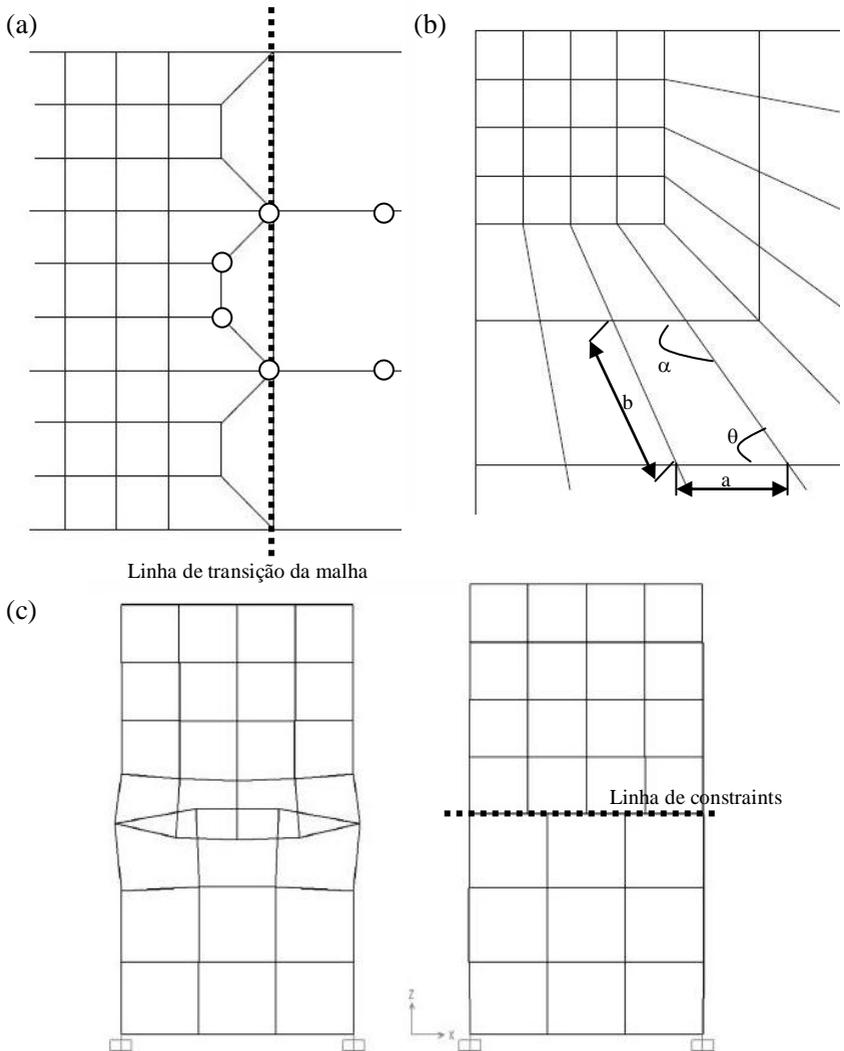


Figura 41: Discretização da estrutura - exemplos: (a) transição da malha, (b) exemplo de discretização e proporcionalidade entre os elementos e (c) ligação de duas malhas por meio de *constraint* (adaptado do manual do SAP2000, em Computers & Structures, Inc., 2009).

Como regra prática a proporcionalidade entre os lados dos elementos retangulares (ou trapezoidais) não pode ultrapassar 1:4, devendo ser até no máximo 1:2 nos elementos onde se pretende analisar os resultados (sendo  $b \leq 4a$  na Figura 41-b). Também as variações nos esforços obtidos entre elementos adjacentes devem ser pequenas e ainda menores nas regiões onde se pretende analisar os esforços da estrutura. Caso contrário o modelo deve ser refinado, fazendo-se uma subdivisão maior dos elementos (discretização maior) destas regiões, podendo-se utilizar transições que possibilita o refinamento da malha somente na região de interesse de estudo e não em todo o modelo.

Além de transições de malhas também podem ser utilizadas ligações entre duas malhas de refinamento diferentes por meio do emprego de restrições, como por exemplo os *constraints*<sup>77</sup> mostrados na Figura 41(c), que aplicado nos nós da região de encontro entre as duas malhas, fazem ligações de determinados deslocamentos dos elementos adjacentes, que funcionam como se fossem vinculações internas com relação aos nós de elementos vizinhos.

A escolha do tipo de elemento também pode influenciar na precisão dos resultados, no tempo de processamento e esforço computacional do modelo, pois pode variar o número de nós, se empregados elementos de ordem superior<sup>78</sup>. Mas existe uma tendência para novas versões de programas, de serem disponibilizados elementos de quatro nós, onde o refinamento do modelo fica por conta da discretização da malha como já abordado. Como exemplo, nos estudos de Gutstein (2003) observou-se que o emprego de elementos de ordem

---

<sup>77</sup> Os *constraints* segundo Computers & Structures, Inc.(2009) são utilizados para forçar certos tipos de comportamento de corpo rígido, para conectar diferentes partes do modelo e para impor certos tipos de condições de simetria. O programa SAP2000 apresenta diversos tipos de *constraints* que podem ser utilizados dependendo da função a que se destinam.

<sup>78</sup> Quanto maior o número de nós e seus graus de liberdade por nó (que são os seus deslocamentos nodais: translações e rotações), conseqüentemente maior o número de Graus de liberdade (GL) da estrutura e maior será a matriz de rigidez a ser montada para a estrutura no sistema global (de ordem GL x GL no máximo, dependendo do critério de armazenamento). Com isto maior também será o número de matrizes de rigidez a serem montadas no sistema local (para cada elemento), bem como as etapas seguintes até a determinação dos deslocamentos nodais, demandando maior esforço computacional.

Recentemente, com o avanço dos PCs (computadores pessoais) o aumento de esforço computacional não é mais um obstáculo comum para o refinamento de modelos numéricos (exceto para modelos de grande magnitude como alguns tridimensionais ou de análises não-lineares). No entanto, a análise dos resultados também fica mais complexa, devido ao elevado número de nós e assim de esforços e deslocamentos obtidos para serem utilizados e também é mais comum ser dificultada a visualização gráfica de modelos de grande refinamento, o que interfere no tempo e facilidade de análise dos resultados.

superior (com 8 nós) não aumentou a precisão em relação aos modelos iguais com elementos de 4 nós.

A Figura 42(a) mostra um exemplo de transição empregada no corpo da barragem do exemplo de estudo, na metade de sua altura aproximadamente, onde o modelo de BGC tinha como finalidade estudar o estado de tensões no contato concreto-rocha. A influência da transição no contato concreto-rocha foi comparada a partir das tensões obtidas para o modelo com transição da Figura 42(a) e outro sem transição no corpo da barragem, da Figura 42(b). A pequena diferença encontrada entre as tensões atuantes na região de interesse de estudo do modelo indicou que a transição pode ser adotada, conforme observa-se nas curvas mostradas na Figura 43(b). A inclusão da transição entre malhas de refinamento diferentes pode ser importante quanto maior o refinamento necessário em apenas uma das regiões do modelo. Na região da transição conforme mostrado um detalhe na Figura 43(a), ocorre incompatibilidade de deslocamentos para os elementos empregados no exemplo. Na face com três nós, dos elementos de 5 nós, os deslocamentos variam parabolicamente. Estes elementos são adjacentes a 2 elementos de 4 nós onde em cada face de 2 nós, os deslocamentos variam linearmente.

### 5.7.2 Dimensões do maciço de fundação

Uma vez que a fundação é infinita, podem ser necessárias análises de validação para a escolha das dimensões da fundação a adotar e também para a escolha das vinculações do maciço (no item seguinte - 5.7.3).

Para a validação das dimensões do maciço mostram-se os modelos elaborados no exemplo em estudo na

Figura 44. Estes modelos foram elaborados com diferentes dimensões do maciço para estudar a influência da geometria da fundação na análise do contato concreto-rocha. As dimensões do maciço foram consideradas nos modelos como sendo múltiplas de  $2xH$ ,  $1xH$  e  $H/2$ , sendo  $H$  a altura da barragem, conforme representado na

Figura 44 (a),

Figura 44 (b) e

Figura 44 (c), em ordem. Estes modelos podem ser processados considerando-se uma variação preliminar dos parâmetros de deformabilidade do maciço, para verificar se estes parâmetros influenciam nos resultados. Adotam-se inicialmente os vínculos como sendo apoios fixos, os quais devem ser verificados quanto à sua validade em etapa seguinte.

É escolhido o modelo que for mais representativo dentre os três e

com menor esforço computacional possível. No caso estudado em Gutstein (2003) o modelo com dimensões múltiplas de  $1 \times H$  foi escolhido. Pequenas diferenças encontradas com porções maiores de fundação, bem como menor esforço computacional necessário para a realização das análises, levaram a esta escolha.

Outros estudos encontrados na literatura também utilizaram a proporção  $1 \times H$  para os limites do modelo da fundação, conforme também recomendado por Jansen (1988).

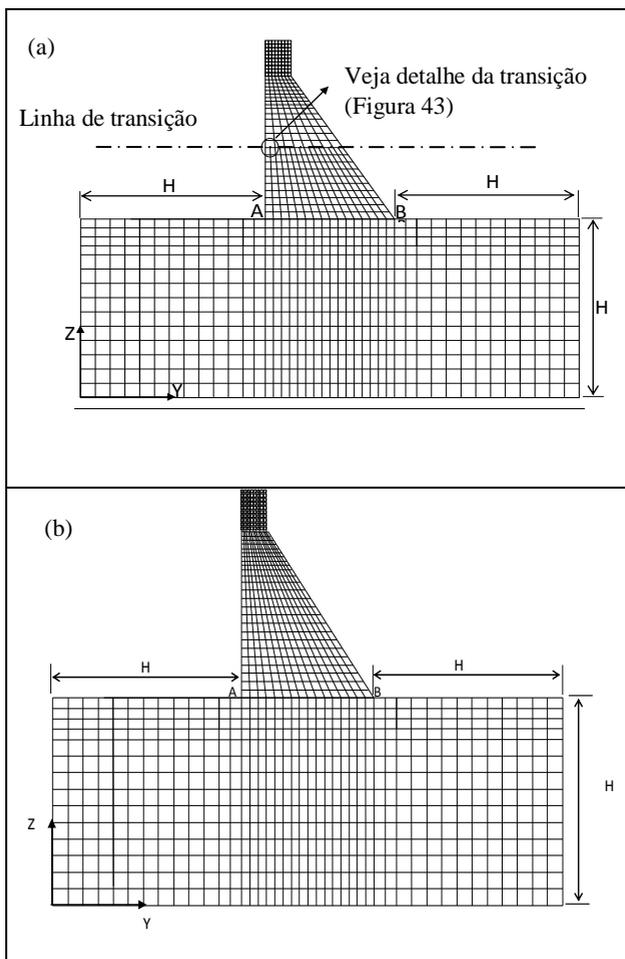


Figura 42: Exemplo de modelos, sendo (a) modelo com transição, (b) modelo sem transição no corpo da barragem (adaptado de Gutstein, 2003).

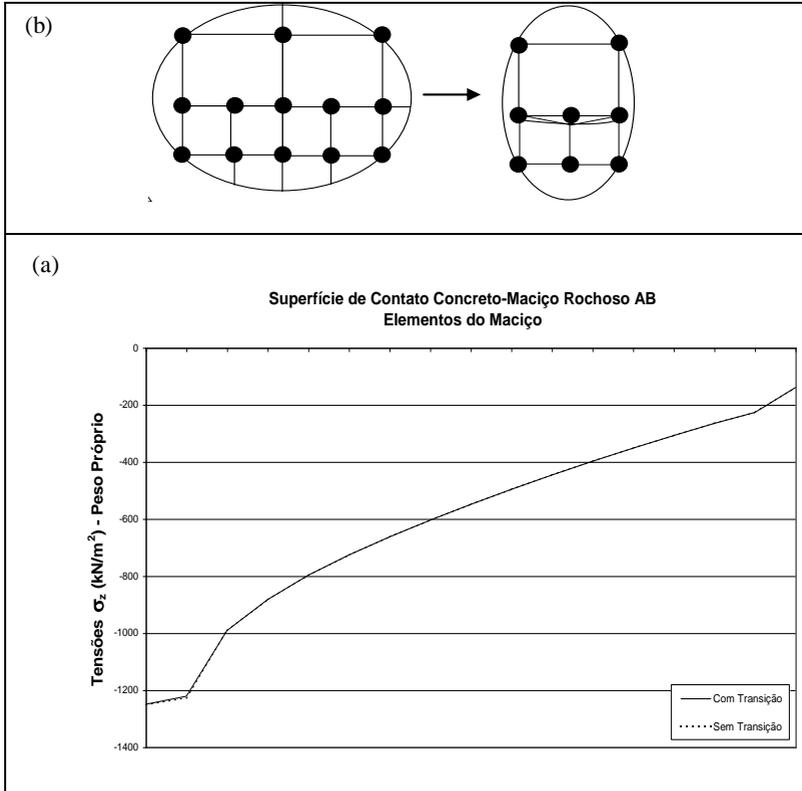


Figura 43: Comparativo entre os diagramas de tensões normais no contato para os modelos com e sem transição (as curvas são coincidentes), em (a) e detalhe das deformações em modos incompatíveis na transição em (b) (adaptado de Gutstein,2003).

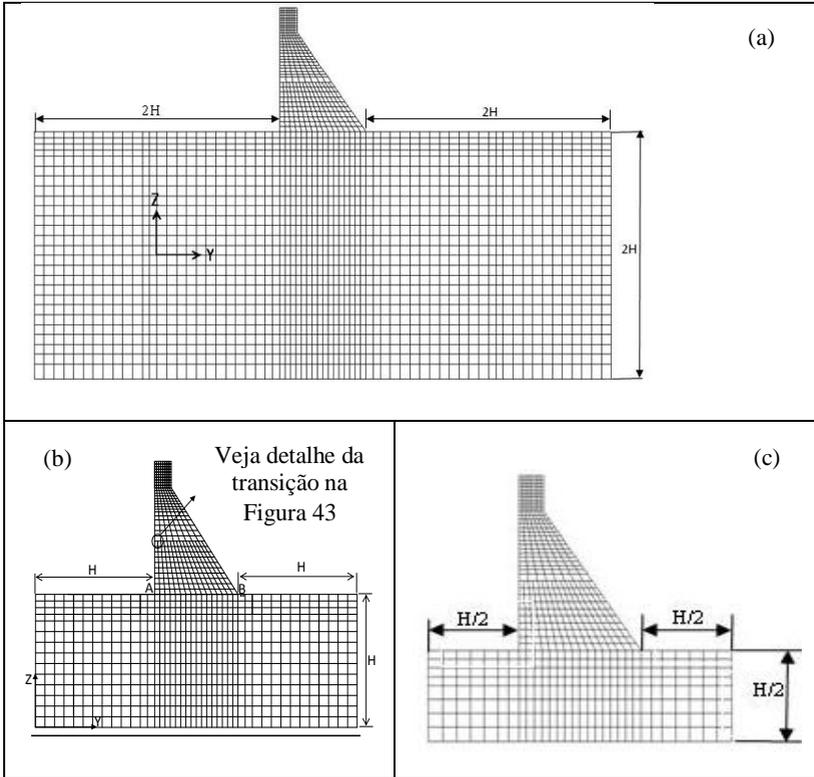


Figura 44: Estudos de validação do modelo do conjunto barragem-fundação - geometria da fundação, com dimensões do maciço como sendo múltiplas de (a)  $2xH$ , (b)  $1xH$  e (c)  $0,5xH$ , onde  $H$  corresponde à altura da barragem (adaptado de Gutstein,2003).

### 5.7.3 Modelagem da Vinculação

Podem ser adotados apoios fixos ou apoios elásticos no contorno do maciço, para representar a continuidade da fundação. Por exemplo, no exemplo do modelo com dimensões múltiplas de  $1 \times H$  que foi validado no item anterior, a vinculação com apoios fixos é adotada, uma vez que estudos comparativos para este modelo empregando apoios fixos e molas elásticas lineares não mostraram variações nos resultados. Isto também corrobora a escolha das dimensões múltiplas de  $1 \times H$  como sendo adequada para modelar o maciço que está sob influência das ações da barragem. A vinculação deste modelo é representada na Figura 45.

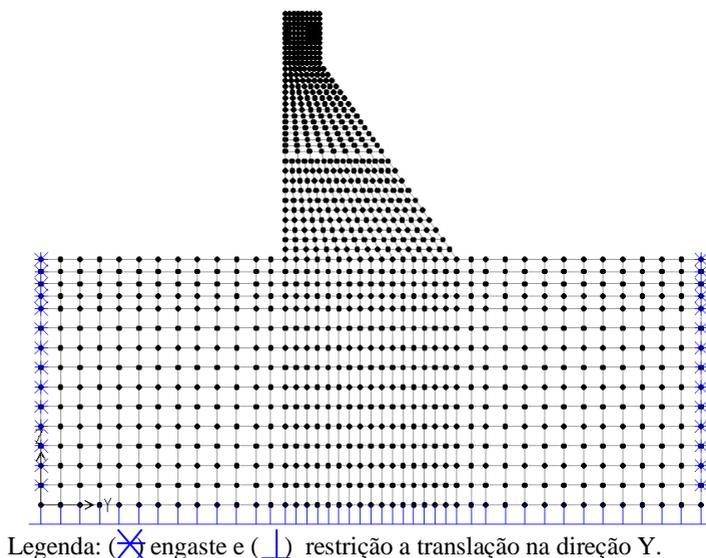


Figura 45: Vinculação do modelo (extraído de Gutstein,2003).

### 5.7.4 Simplificações de geometria na modelagem

Algumas simplificações da geometria da estrutura podem ser feitas quanto na modelagem estrutural. Aliás, a maior parte dos modelos consideram algum tipo de simplificação da geometria, no entanto, é necessário que haja certeza de que as mesmas não teriam influência importante no comportamento estrutural em estudo e nos respectivos resultados que se buscam pelo modelo. No exemplo de estudo, os modelos já apresentados podem ser considerados como sendo simplificados com relação à geometria da face de jusante como sendo

lisa, no zoneamento homogêneo das classes de concreto e na geometria da galeria de drenagem, que não foi incluída no modelo (ver geometria da Figura 38). No entanto, a modelagem da galeria é importante sempre quando na análise e dimensionamento estrutural do corpo da barragem, para verificar as tensões na região da galeria e dimensionamento de armadura no concreto de entorno. O posicionamento da malha prevendo o alinhamento da drenagem também é importante para a aplicação das subpressões<sup>79</sup>.

Esta simplificação foi estudada quanto à sua validade. Para isto foram elaboradas comparações entre o modelo simplificado e outro com a presença da galeria de drenagem para verificar a influência desta simplificação adotada. No exemplo de estudo, pequenas perturbações de tensões no contato concreto-rocha foram encontradas entre modelos com e sem galeria, mas como foram localizadas, a exemplo da distribuição de tensões mostrada na Figura 46 adotaram-se as malhas sem galeria para os estudos subseqüentes. Entende-se, no entanto que este resultado pode ser considerado em trabalhos futuros com características similares. No entanto, é dependente da proporção entre as dimensões da barragem e da galeria e da proximidade da galeria à fundação, o que deve ser avaliado conforme o caso, bem como demais simplificações que possam ser importantes de serem verificadas.<sup>80</sup>

### 5.7.5 Refinamento do modelo

O modelo via MEF deve ter um refinamento que seja adequado para representar a geometria da estrutura em análise (da barragem e fundação neste caso). Neste caso aplicam-se as recomendações já discutidas para a determinação da malha. O refinamento do modelo também pode ser necessário quando forem encontradas diferenças significativas entre elementos adjacentes, para minimizá-las. No caso do exemplo de referência em estudo, adotou-se o modelo refinado na região do contato concreto-rocha da Figura 47 onde comparam-se os resultados obtidos pelo modelo menos refinado ( Figura 44). A necessidade de refinamento na região do contato concreto-

---

<sup>79</sup> Num modelo de estudo de percolação a modelagem da galeria é uma importante condição de contorno.

<sup>80</sup> Mas às vezes para algumas situações a tarefa de modelar a estrutura sem a simplificação, para fins de comparações de validação, não otimiza as análises. No entanto, em algumas situações pode ajudar nas análises futuras, quando mais de uma análise será processada ou quando o refinamento da malha já é muito elevado devido a outras características que se está modelando. O importante é ter ciência das simplificações que estão sendo adotadas e de sua influência no modelo.

rocha, foi identificada para um modelo assumido inicialmente como todo homogêneo (mesmos parâmetros para o concreto e a fundação), para identificação da variação de tensões entre elementos adjacentes.

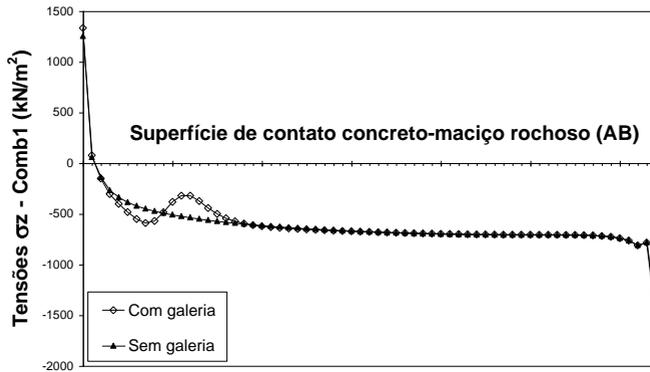


Figura 46: Perturbação de tensões no contato concreto-rocha de BGC devido a modelagem em EF da galeria - caso de carregamento com peso próprio e empuxos hidrostáticos (extraído de Gutstein, 2003).

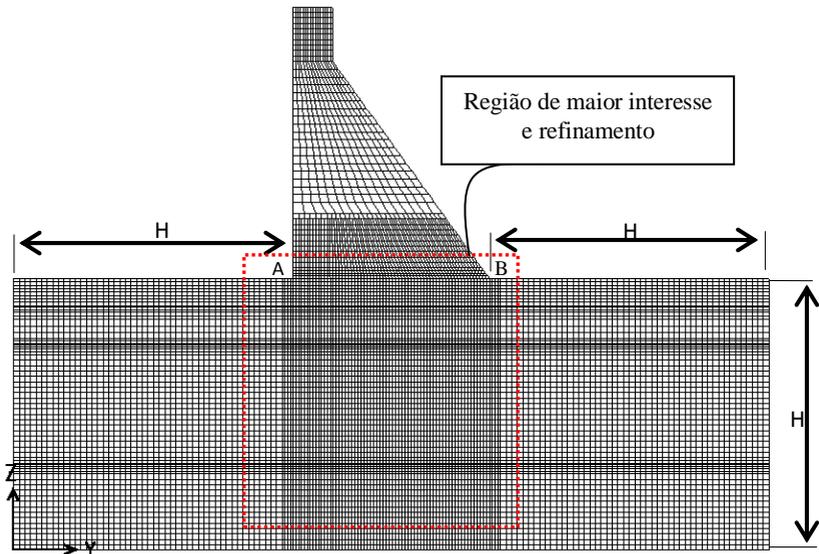


Figura 47: Modelo refinado - para estudo do contato concreto-rocha e de planos de descontinuidades na fundação conforme modelo geomecânico hipotético (extraído de Gutstein, 2003).

Na Figura 56, apresentada mais adiante, mostram-se tensões obtidas a partir do maciço homogêneo, modelado segundo a Figura 44 (b) e segundo o modelo refinado (Figura 47) de onde se observa a variação de tensões no contato concreto-rocha com o refinamento do modelo nesta região (para curvas de mesmo parâmetro de  $E_c/E_m$  conforme identificado nas legendas).

O modelo refinado também foi elaborado para considerar o modelo geomecânico da Figura 39 e apresentou as características mostradas na Figura 47 para incluir os materiais da fundação com pouca espessura e propriedades diferentes. A malha precisou ter um refinamento gradual no contato concreto-rocha e nas descontinuidades, tendo em vista que as regiões de análise eram os planos de contato concreto-rocha e os finos planos de descontinuidades na fundação. Para não tornar o modelo muito denso no corpo da barragem, onde não era de interesse analisar os resultados, também foi empregada a transição nessa região. As demais características dos modelos anteriores já validadas foram mantidas (dimensões do maciço, vinculação, ausência de galeria, além da transição).

### **5.8 Modelagem do Carregamento (Etapa 5)**

Este item se refere à validação da forma de consideração das ações no modelo computacional, uma vez que a modelagem das ações depende de simplificações adotadas e das ferramentas disponíveis no programa.

As ações a serem aplicadas no modelo são aquelas consideradas nos casos de carregamento segundo os critérios de projeto (item 3.8). Considera-se a validação das ações principais atuantes em BGC, que são, os empuxos hidrostáticos (de montante e de jusante) e as subpressões.<sup>81</sup>

Seguindo a metodologia tradicional de cálculo de tensões e verificações de estabilidade global, os empuxos hidrostáticos são aplicados nas faces atuantes da estrutura da barragem até o plano de análise (de contato concreto-rocha ou de descontinuidades na rocha de fundação). As subpressões são aplicadas ao longo dos planos potenciais de ruptura em análise, no sentido de baixo para cima (levantando a estrutura) e podem ser obtidas a partir dos critérios simplificados ou a partir dos estudos de percolação na fundação. Os empuxos hidrostáticos correspondem a cargas triangularmente distribuídas, conforme foi

---

<sup>81</sup> Além do peso próprio que não necessita de estudos de validação para aplicação do seu carregamento nos modelos.

discutido no Capítulo 3.

No entanto, para a modelagem pelo MEF, talvez a forma de consideração das ações não deva ser feita da mesma maneira do que a admitida pelos métodos tradicionais, principalmente com relação aos planos na fundação, que está relacionada com a localização desses planos de análise na fundação.

A seguir são discutidas opções para estudos de validação da aplicação destes carregamentos quando o plano de análise for o contato concreto-rocha ou planos de descontinuidades na fundação, considerando a utilização das ferramentas disponíveis no programa SAP2000. Ao longo dos assuntos serão apresentados exemplos<sup>82</sup> que foram elaborados a partir do modelo pelo MEF e respectiva malha validada no item anterior (Figura 47).

### **5.8.1 Carregamentos para análise do contato concreto-rocha**

Em geral, não há dúvidas quanto à aplicação dos empuxos hidrostáticos quando o plano de análise da barragem é o contato concreto-rocha, ou outros planos de interesse localizados no corpo da barragem. Nos modelos numéricos pelo MEF, as ações de empuxos hidrostáticos, neste caso, são aplicadas como cargas de superfície nas faces correspondentes dos elementos (sendo considerado um processo validado<sup>83</sup>). A Figura 39 mostra para o exemplo de referência em estudo, os empuxos hidrostáticos e subpressão para o plano de análise do contato concreto-rocha.

A modelagem das subpressões, por sua vez, merece atenção. Para que as mesmas atuem na estrutura como representado na Figura 39, alguns cuidados na aplicação das subpressões nos modelos devem ser tomados, bem como na interpretação dos resultados de saída.

Para a aplicação dos carregamentos de subpressão no contato concreto rocha pelo programa SAP2000, entende-se que podem ser considerados dois modelos e respectivas opções de modelagem das subpressões:

a) Modelo do conjunto barragem-fundação, onde se considera a influência da deformabilidade da fundação por meio da modelagem da rocha abaixo da barragem. No exemplo em estudo corresponde ao modelo refinado - Figura 47. Para a aplicação das subpressões neste

---

<sup>82</sup> Nestes exemplos, considera-se a subpressão na linha de drenos calculada a partir da expressão (10), o peso específico da água é considerado igual a  $\gamma_a=10\text{kN/m}^3$ , do concreto  $\gamma_c=24\text{kN/m}^3$  e da rocha  $\gamma_m=23\text{kN/m}^3$ .

<sup>83</sup> Por corresponder a um processo usual que tem sido adotado para diversos tipos de modelos de estruturas.

modelo, se consideram 2 opções:

Opção 1 - As subpressões podem ser consideradas analiticamente como pressões neutras, não sendo aplicadas diretamente no modelo. Nesta opção, obtém-se do modelo em EF as tensões totais normais ao plano de análise, sendo necessário subtrair o diagrama de subpressão do plano de análise dos diagramas das tensões totais normais, obtendo-se então as tensões efetivas normais ao plano. No caso de serem obtidas tensões de tração em alguns elementos do contato, será necessário desconectar os elementos do concreto e da fundação na interface da malha do MEF onde houver tração e fazer uma análise de propagação de fratura iterativa<sup>84</sup>.

Opção 2 - As subpressões podem ser aplicadas no modelo nos elementos da fundação na interface entre o concreto e a rocha, por meio de pressões de poro (*pore-pressure*). Nesta opção, obtém-se do modelo as tensões efetivas normais ao plano de análise<sup>85</sup>. Para a consideração das pressões de poro nos elementos, especifica-se para os nós valores escalares de pressões neutras que são provenientes de estudos de percolação. A força resultante atuante no elemento será a integral do gradiente de campo de pressões formado sobre o plano do elemento, multiplicada pela sua espessura. A força resultante é dividida internamente no programa por cada um dos nós do elemento, sendo que a direção e sentido são atribuídos a partir de regiões de alta pressão para regiões de baixa pressão (a modelagem para estudos de percolação é discutida em 5.9).<sup>86</sup>

b) Modelo do corpo da barragem, onde a influência da

---

<sup>84</sup> onde as subpressões a serem aplicadas sofrem modificações na região tracionada aplicando nestes locais a subpressão plena (equivalente a carga hidráulica do reservatório). Esta análise será abordada no item 5.8.3, onde se apresentam exemplos de testes e foi sugerida para considerar a hipótese dos critérios usuais de projeto onde nas regiões tracionadas na base da barragem consideram-se pressões neutras equivalentes à carga do reservatório (subpressão plena sem perda de carga), conforme U.S.Bureau of Reclamation (1976).

<sup>85</sup> Esta opção de modelagem não foi testada.

<sup>86</sup> Haveria uma terceira opção mas a mesma foi descartada por já ter sido testada e não ter sido validada em planos localizados no maciço de fundação, o que se considerou que pode ser extrapolado também para a análise do contato concreto-rocha a partir do modelo do conjunto barragem-fundação. Nesta "terceira opção" as subpressões foram aplicadas no modelo nas faces dos elementos do plano de análise, por meio de pressões de superfície (*surface pressure*) e os resultados do modelo poderiam ser obtidos somente para as regiões acima dos elementos onde foram aplicadas as pressões de superfície (subpressões). Nesta opção, a influência da deformabilidade da fundação foi considerada e se obteve do modelo tensões efetivas normais ao plano de análise, além das tensões tangenciais. Mas as tensões efetivas obtidas nos testes foram muito diferentes das tensões obtidas por meio da opção 1 e por isto não se considerou não recomendada neste momento.

deformabilidade da fundação pode ser considerada se forem adotadas molas elásticas, conforme item 5.6.1. Neste modelo a subpressão pode ser aplicada da mesma forma que na opção 1 do item anterior, de onde se obtém as tensões totais normais ao plano de contato concreto-rocha e as tensões efetivas são calculadas analiticamente. Neste caso, se forem obtidas tensões de tração no contato concreto-rocha também será necessário desconectar os elementos dos apoios (fixos ou elásticos), onde houver tração e fazer uma análise de propagação de fratura iterativa<sup>84</sup>.

As opções anteriores de modelagem e de aplicação das subpressões são esquematizadas em três tipos de modelo (A, B e C, conforme sintetizado no Quadro 9).

Convém salientar que estas opções foram definidas tendo como base as experiências de testes feitos em modelos do conjunto barragem-fundação como o modelo da Figura 47). O modelo B conforme mostrado neste Quadro, precisa ainda ser testado com relação aos modelos A e C, ou seja requer estudos de validação por meio da comparação com os resultados obtidos entre os modelos A, B e C e de justificação posteriormente a partir da comparação com os modelos de corpo rígido (CR). O modelo (CR) foi incluído no Quadro 9 pois será utilizado para fins de comparações mais adiante. Para a utilização da opção 2, as subpressões a serem aplicadas no modelo B precisam ser calculadas a partir de estudos de percolação paramétricos (para que se obtenha uma faixa de subpressões de fundações mais permeáveis a menos permeáveis, que possa incluir as subpressões calculadas por métodos tradicionais que são consideradas nos modelos A e C, uma vez que estas últimas não consideram a permeabilidade do maciço).

#### **5.8.1.1 Exemplo do modelo A - Quadro 9**

Para a modelagem do conjunto barragem-fundação e a consideração da opção 1 (Modelo A no Quadro 9) elabora-se a seguir um exemplo, para a análise do contato concreto-rocha, partindo dos resultados de tensões totais obtidas dos modelos numéricos feitos em Gutstein (2003). Este exemplo é abordado para fins de validação do Modelo A. Comparam-se também os resultados com a metodologia tradicional que corresponde ao modelo CR (ver cálculos analíticos de tensões no Apêndice 1), que faz parte da justificação do modelo.

Neste exemplo adotou-se o modelo do conjunto barragem-fundação validado na Etapa 4 (Figura 47), com aplicação de peso próprio e pressões hidrostáticas (a montante e a jusante). Foi considerado o diagrama de subpressões segundo a Figura 38.

Quadro 9: Validação das subpressões para a análise do contato concreto-rocha

Modelo	Opção de subpressão / Tipo de modelagem	Influência de Em?	Pressão Neutra	Empuxos Hidrostáticos	Tensões normais obtidas do modelo pelo MEF
CR	Opção 1 / Modelo do corpo da barragem	Não	Analiticamente como pressão neutra ( $\sigma_{n,efet} = \sigma_n - u$ )*	Distrib. triangular como pressões de superfície	---- (método analítico)
A	Opção 1 / Modelo do conjunto barragem-fundação	Sim	Analiticamente como pressão neutra ( $\sigma_{n,efet} = \sigma_n - u$ )		Totais
B	Opção 2 / Modelo do conjunto barragem-fundação	Sim	Pressões de poro nos elementos da fundação junto ao contato		Efetivas
C	Opção 1 / Modelo do corpo da barragem	Não (apoios fixos)	Analiticamente como pressão neutra ( $\sigma_{n,efet} = \sigma_n - u$ )		Totais
		Sim (molas elásticas)			

Legenda: \* - Podem ser consideradas variações para o cálculo das subpressões segundo os critérios e métodos analíticos conforme já abordado.

São plotadas na Figura 48 as tensões obtidas do Modelo A e Modelo CR, sendo:

- U: diagrama de subpressão para os níveis hidrostáticos do exemplo de estudo;
- $\sigma_z$  total MEF: tensões totais normais ao plano de análise obtidas pelo Modelo A;
- $\sigma_{efet}$  MEF =  $\sigma_z$  total MEF - U (Modelo A);
- $\sigma_z$  total CR: são as tensões totais obtidas pela teoria de corpo rígido e segundo o critério de U.S.Bureau of Reclamation, onde utiliza-se a expressão (27) do método de gravidade, sem as parcelas de N e Mc

devidas à subpressão;

–  $\sigma_{\text{efet CR}} = \sigma_{z \text{ total CR}} - U$ , calculada a partir da expressão (34) de Terzaghi;  
 -  $\sigma_{\text{efet CR}} (\text{forças})$ , são as tensões totais obtidas pela teoria de corpo rígido e a expressão (27) do método de gravidade, incluindo as parcelas de N e Mc devidas à subpressão, conforme os critérios Eletrobrás (2003).

Com isto, se observa que as tensões efetivas foram calculadas de duas formas pela teoria de corpo rígido e forneceram resultados bem diferentes. Comparando-se agora estas tensões com as respectivas obtidas pelo Modelo A - MEF, observa-se que o cálculo da tensão efetiva pela teoria de corpo rígido  $\sigma_{\text{efet CR}} = \sigma_{z \text{ total CR}} - U$  (subpressão como pressão neutra) mostrou resultados mais próximos dos obtidos pelo MEF, do que aquelas que consideraram a subpressão em termos de forças ( $\sigma_{\text{efet CR}} (\text{forças})$ ). Isto foi observado para duas relações de módulo de elasticidade da fundação -  $E_m$  igual a  $2.E_c$  e  $E_c/2$ , onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto<sup>87</sup> conforme apresentado na Figura 48 e na Figura 49, respectivamente.

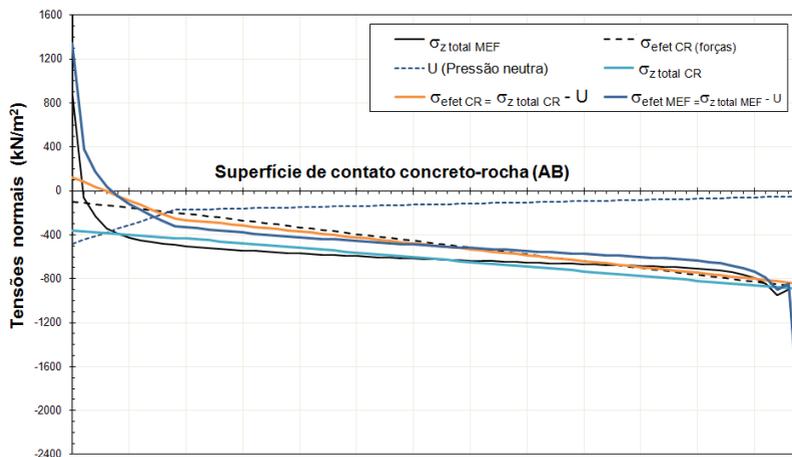


Figura 48: Tensões normais obtidas pelo MEF e Modelo A x Tensões normais obtidas pela teoria de corpo rígido (CR)  
 Contato concreto-rocha -  $E_m = E_c/2$ .

<sup>87</sup> No item 5.10 um estudo de sensibilidade do modelo aos parâmetros dos materiais da fundação é discutido; foi necessário neste momento adotar parâmetros de  $E_m$  e  $E_c = 1,15 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ , onde a variação de  $E_c/E_m$  é feita somente para mostrar se a mesma interfere nos resultados.

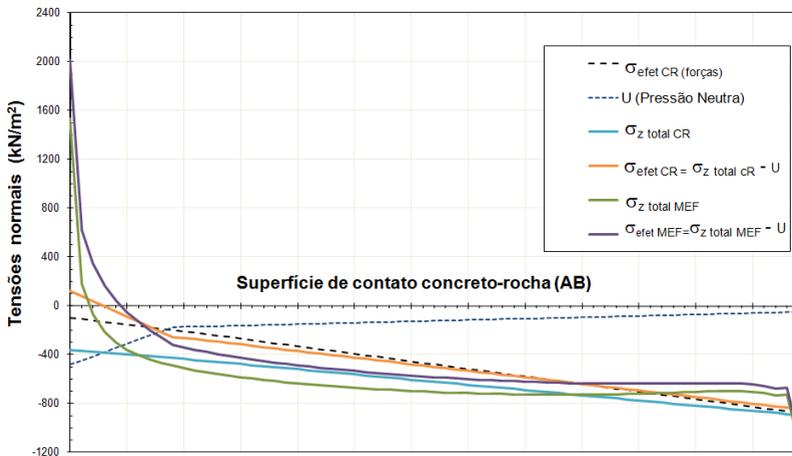


Figura 49: Tensões normais obtidas pelo MEF e Modelo A x Tensões normais obtidas pela teoria de corpo rígido (CR) - Contato concreto-rocha - Em=2.Ec.

Observa-se também a partir da análise da Figura 48 e da Figura 49<sup>88</sup>:

a) A variação de deformabilidade da fundação mostrou variação nos picos de concentração de tensões encontrados a montante e a jusante do plano de análise, em regiões de singularidade dos modelos conforme será comentado mais adiante. Isto ilustra a discussão do Capítulo 3, onde a deformabilidade influencia nestas concentrações de tensões, enquanto as formulações de corpo rígido não apresentam variações com a deformabilidade da fundação obviamente.

b) Em termos médios no entanto, exceto nas regiões de singularidade, os diagramas de tensões totais e de tensões efetivas obtidos pelas teorias do MEF e CR aproximam-se entre si ( $\sigma_{\text{efet CR}}$  segundo Terzaghi). Considerando com isto que o cálculo das tensões pela teoria de corpo rígido mais adequada é aquela onde a subpressão é calculada como pressão neutra, nos dois exemplos que foram objeto de

---

<sup>88</sup> As análises de validação e de justificação no entendimento da autora em alguns momentos podem se confundir durante as etapas da metodologia, como no caso do exemplo mostrado do Modelo A. Para validar os carregamentos, se entende que é necessário comparar resultados obtidos por diferentes modelos e suas formas de carregar. A comparação com os resultados da metodologia tradicional no entanto é que pode ser considerada uma etapa de justificação, pois já compara resultados externos ao programa. Demais discussões sobre os resultados acima são feitos mais a frente quando estas tensões são utilizadas para verificações de segurança à estabilidade global.

estudo, foram encontradas tensões de tração a montante da estrutura (embora muito pequenas). Neste caso, considerando-se também a tensão admissível à tração para o concreto como sendo nula (dentre os valores admissíveis segundo U.S.Bureau of Reclamation,1976), a rigor deve-se empregar um método de propagação de fratura analítico para este caso em se tratando da metodologia tradicional (esta verificação está calculada no Apêndice 1) e um método de propagação de fratura pelo MEF conforme será mostrado no item 5.8.3.

### 5.8.2 Carregamentos para análise de descontinuidades

Para a análise de planos de descontinuidades na fundação, a aplicação dos empuxos e subpressões em modelos elaborados pelo MEF sofrem algumas alterações com relação à análise do contato concreto-rocha, também necessitando de estudos de validação.

Em estudos pela metodologia tradicional de tensões, os empuxos hidrostáticos são aplicados até os planos de análise, que neste caso são os planos de descontinuidades na fundação. As subpressões são consideradas atuando nos planos de descontinuidades de baixo para cima (ver exemplo para o plano D1 na Figura 50).

A modelagem pelo MEF destes carregamentos pode ser feita de diferentes formas pelo programa adotado, onde algumas implicam na mudança da geometria da malha discretizada inicialmente. As subpressões nos planos de descontinuidades podem ser consideradas no modelo a partir de 3 opções. Na **opção 1** a subpressão é aplicada externamente como pressão neutra e na **opção 2**, como pressão de poro, de forma equivalente às opções 1 e 2 feitas para o contato concreto-rocha (item 5.8.1). Na **opção 3**, a subpressão é aplicada como pressões de superfície em regiões de fratura do plano de análise. Ou seja, quando se obtém no plano de descontinuidade tensão efetiva de tração, sendo feita uma análise de propagação de fratura, os carregamentos de subpressão são aplicados no modelo iterativamente como *surface pressure* (ver item 5.8.3). Os empuxos hidrostáticos a montante são considerados a partir das opções:

**Empuxo M1)** Como sendo carga triangularmente distribuída, aplicada por meio de pressões de superfície (*surface pressure*), nas faces dos elementos a montante localizados até os planos de análise;

**Empuxo M2)** Considerando a distribuição simplificada conforme mostrada na Figura 12 (item 3.5), ou seja, triangularmente distribuída até a superfície da fundação e a partir deste ponto constante até o plano de análise (equivalente a  $\gamma H$ , onde H é a coluna de água acima da superfície da rocha).

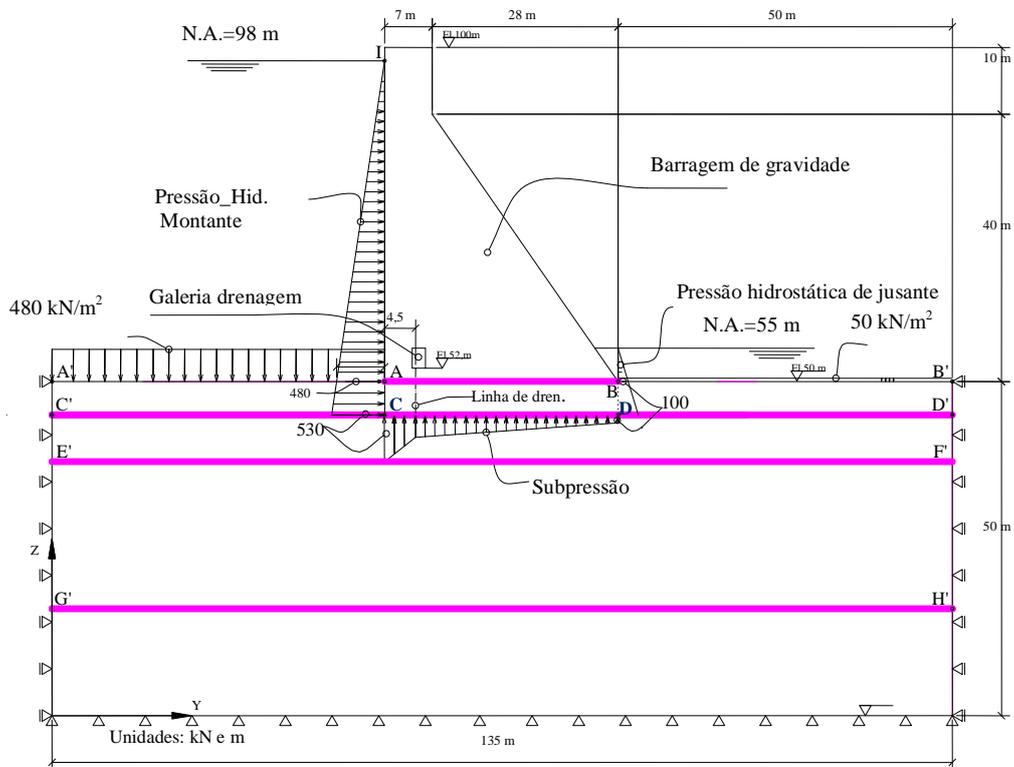


Figura 50: Empuxos hidrostáticos e subpressões aplicados no plano D1 do exemplo de estudo (adaptado de Gutstein, 2003).

**Empuxo M3)** Como sendo carga triangularmente distribuída, por meio de pressões de superfície (*surface pressure*) aplicadas nas faces dos elementos, até o plano de contato concreto-rocha. Abaixo deste plano os empuxos hidrostáticos e as subpressões são obtidas a partir dos estudos de percolação (conforme item 3.5.1).

Os empuxos hidrostáticos a jusante são considerados por sua vez por meio das opções:

**Empuxo J1)** Como sendo carga triangularmente distribuída, por meio de pressões de superfície (*surface pressure*) aplicadas nas faces dos elementos a jusante localizados até os planos de análise;

**Empuxo J2)** Idem Empuxo J1 até o plano de contato concreto-rocha e a partir daí como sendo carga triangularmente distribuída aplicada analiticamente (externamente ao modelo) como força resultante (do contato até o plano de análise), para verificações posteriores. Este carregamento é considerado para os modelos com fenda vertical a montante.

No Quadro 10 apresenta-se um resumo da metodologia para a validação desses carregamentos explicados acima, combinando as opções de subpressões e de empuxos, com o respectivo modelo de Elementos Finitos.

Os modelos do Quadro 10, em suma, correspondem a:

**Modelos D, E e H)** Modelo do conjunto barragem-fundação (para o exemplo em estudo, conforme a Figura 47);

**Modelo F)** Modelo do conjunto barragem-fundação, abrindo uma fenda vertical a montante, como a adotada em Rocha e Andrade (Cap.3) e representada na Figura 51(b)<sup>89</sup>;

**Modelo G)** Modelo do conjunto barragem-fundação anterior com abertura de fratura no plano de análise conforme a aplicação iterativa do carregamento de subpressão (para base tracionada), conforme representado na Figura 52(b)<sup>84</sup>.

A Figura 51 ilustra o exemplo em estudo com os principais aspectos que são considerados nos modelos definidos acima (ou segundo o Quadro 10), para o caso do primeiro plano de descontinuidade D1, do exemplo em estudo.

A aplicação das subpressões como pressões de superfície nos elementos do modelo foi adotada como alternativa neste caso pois é aplicada em faces da fratura e da fenda nas duas direções abrindo-as. As

---

<sup>89</sup> A hipótese de abertura de fenda vertical à montante está baseada na teoria de perda de carga nula por ser uma região de descompressão segundo discutido no item 3.5.

pressões de superfície são atribuídas nos elementos destas duas aberturas, como mostrado na Figura 51 (b) e Figura 52 (b), perpendicularmente às suas faces, podendo ser constantes ou interpoladas a partir dos valores nodais. Segundo experiência da autora, esta abordagem tem sido preferida no ambiente de projeto quando não se tem parâmetros confiáveis ou detalhados para os estudos de percolação ou quando se prefere adotar as subpressões simplificadas estabelecidas em critérios de projeto que são aplicadas em planos pré-determinados pelas faces dos elementos.

Quadro 10: Estudos de Validação - Influência dos carregamentos (empuxos e subpressões)

Mod.	Tipo de Modelo	Influência de Em?	Pressão neutra	Emp. Hid. Montante	Emp. Hid. Jusante	Tensões normais obtidas do modelo MEF
CR	Corpo Rígido	Não	Opção 1 Analitic. como pressão neutra $(\sigma_{efet} = \sigma_z - u)$	Empuxo M1 (até o plano de análise)	Empuxo J1 (até o plano de análise)	----
D	MEF / Conjunto B-F.	Sim		Empuxo M2 (Simplif.)		Empuxo J2 (até o contato em MEF e analítico abaixo)
E	MEF / Conjunto B-F.					
F	MEF / Conjunto B-F. com fenda					
G	MEF / Conjunto B-F/ com fenda e com fratura			Opção 3 Surface Pressure (iterat. na fratura)		
H	MEF / Conjunto B-F.			Opção 2* Pressões de poro nos elementos da fundação	Empuxo M3 (até o contato)	Empuxo J2 (até o contato)

Legenda: \* - Esta opção não foi testada.

As opções de modelagens feitas no Quadro 10 são mostradas partindo de modelos mais simples até modelos mais específicos para a consideração da percolação na fundação, utilizando-se de programas computacionais de MEF como o SAP2000 (COMPUTERS & STRUCTURES, Inc., 2009).

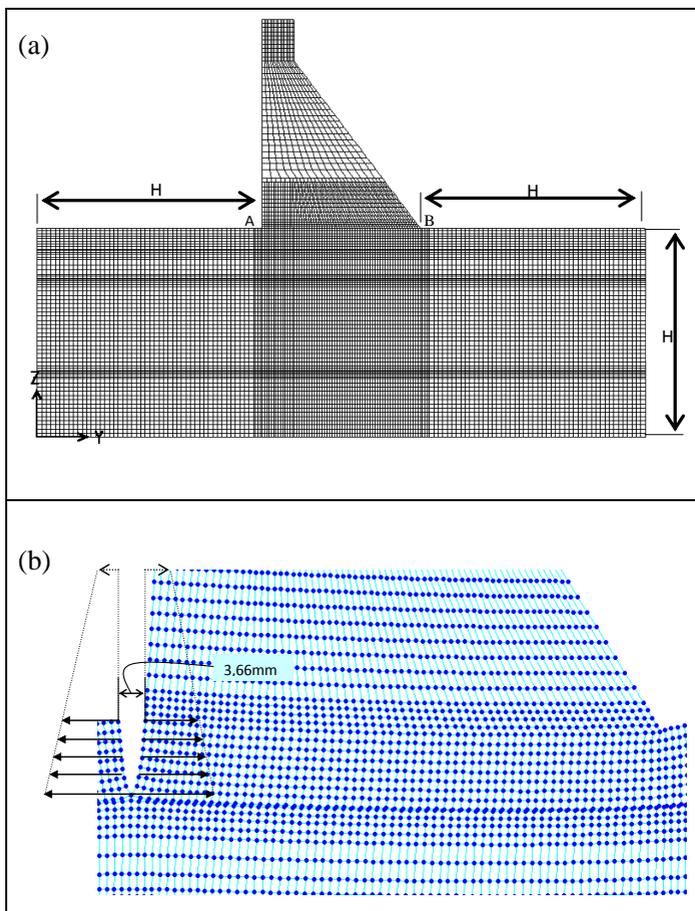


Figura 51: Modelos adotados para a validação dos carregamentos segundo o Quadro 10, sendo: (a) Modelo sem fenda, (b) Esquema da aplicação dos carregamentos de Empuxo  $M1$  na fenda vertical a montante aberta até o plano de análise (GUTSTEIN, 2003).

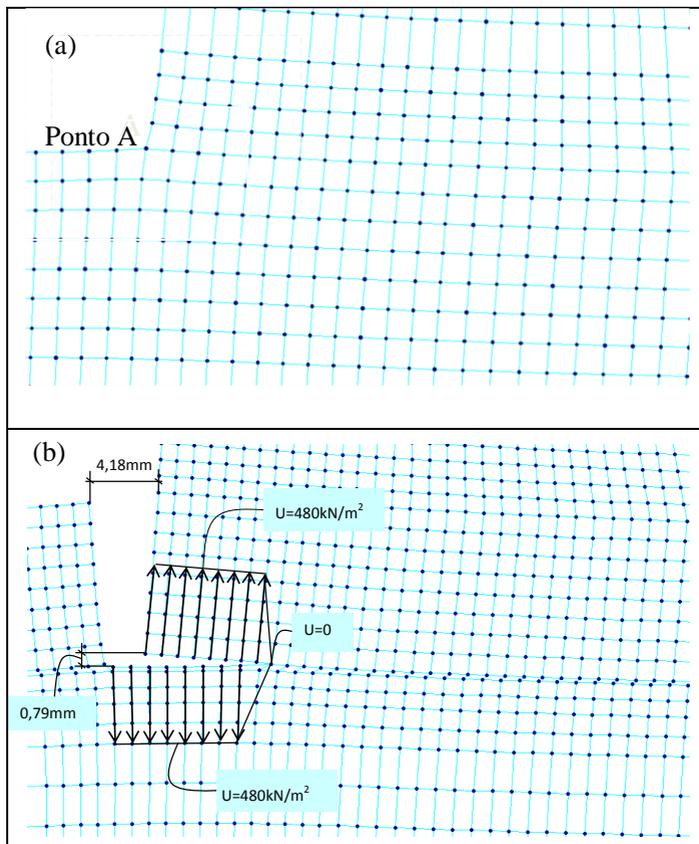


Figura 52: Modelos adotados para a validação dos carregamentos segundo o Quadro 10, sendo: (a) Detalhe do ponto A antes da abertura da fenda (localizado na Figura 51-a), (b) Detalhe da aplicação das subpressões na região fraturada do plano em análise para o Modelo G (onde  $U = \gamma.H$  : carga hidráulica constante acima do plano de análise) (GUTSTEIN,2003).

### 5.8.3 Carregamentos para análise de base fraturada

Neste tipo de análise, considera-se a não-linearidade de forma iterativa entre a aplicação das subpressões e a deformada da estrutura, em regiões localizadas do modelo onde são ultrapassadas as tensões admissíveis à tração dos materiais. De acordo com Jansen (1988), a análise da condição de base fraturada apresenta um problema onde a magnitude e distribuição da subpressão depende do comprimento da fratura e esse é por sua vez, função da magnitude e distribuição das

subpressões. A exemplo dos métodos analíticos propostos em Bureau, em cada passo o diagrama de subpressão é modificado para o comprimento da fratura obtido, até que o tamanho da fratura e da subpressão estejam concordantes. Considera-se a subpressão plena (admitida em 100% da pressão hidrostática devido ao nível do reservatório) em qualquer região que não esteja em compressão. Estes artifícios buscam a consideração a favor da segurança dos efeitos da percolação de água no maciço rochoso e sua interação com a rocha de entorno, subdividindo-se as forças de percolação em empuxos hidrostáticos e subpressões. A metodologia de propagação da fratura segue o fluxograma da Figura 53, que é aplicável para qualquer plano de análise (e seus nós  $i$  a  $n$ ).

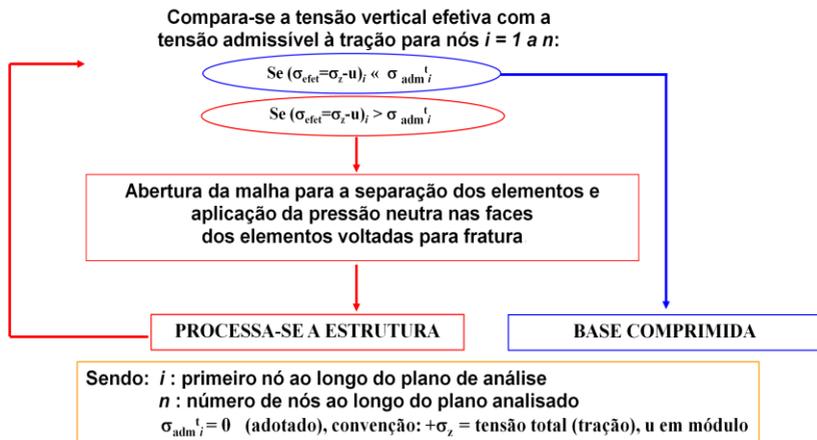


Figura 53: Fluxograma para análise não-linear aproximada: propagação de fratura no plano de análise de tensões para consideração da base fissurada (GUTSTEIN,2003).

Na análise de propagação de fratura não foi considerada a modelagem do empuxo hidrostático de jusante. Este empuxo pode ser considerado como força resultante externamente ao modelo quando for de interesse. Isto pode tornar as análises mais conservadoras, mas se considera desta forma para evitar de aplicar carregamentos como pressões de superfície a jusante, no meio da malha, o que impediria a análise da região a jusante deste carregamento. A análise de propagação de fratura deve ser adotada para os modelos tipo A, para análise do contato concreto-rocha (Quadro 9) e tipo G (do Quadro 10), para os planos de discontinuidades.

### 5.8.3.1 Exemplo do modelo A - método de propagação de fratura

No exemplo de referência em estudo, a análise de propagação da fratura pelo MEF foi feita quando foram obtidas tensões efetivas de tração, a exemplo das tensões apresentadas para o contato concreto-rocha segundo a metodologia tradicional (na Figura 48 e Figura 49). Assim para este exemplo e Modelo tipo A são elaboradas na Figura 54 e na Figura 55 comparativos entre as tensões efetivas obtidas entre o método de propagação de fratura do Modelo A e o método de propagação de fratura feito segundo o critério de base fissurada de U.S.Bureau of Reclamation. Nessas figuras também são mostradas os resultados de tensões e subpressões para cada análise iterativa até atingir a configuração final de base fraturada.

Em Gutstein (2003) são encontradas as análises e resultados de propagação de fratura que foram feitas para as descontinuidades do exemplo de estudo. Em todos os casos (para os planos D1, D2 e D3) a variação da deformabilidade do maciço em  $2.E_c$  e  $E_c/2$  resultou em trechos fraturados de maior extensão para maciços mais rígidos e de menor extensão em maciços menos rígidos, de forma semelhante aos resultados obtidos para o contato. Se observa que na metodologia adotada na modelagem pelo MEF, a subpressão é recalculada iterativamente considerando a redução dos drenos, exceto quando a fratura ultrapassa a linha de drenagem (a exemplo dos critérios simplificados de cálculo de subpressões segundo U.S.Army Corps of Engineers, 1995). A drenagem foi perdida no Modelo A pelo MEF para o caso de maciço mais rígido, o que aumentou ainda mais a zona tracionada no contato.

Analisando a Figura 54 e a Figura 55 observa-se que os resultados obtidos pela metodologia tradicional de base fissurada ( $\sigma_{\text{efet}}^{\text{cracking Bureau}}$ ) são bem próximos aos resultados obtidos pelo modelo A ( $\sigma_{\text{efet MEF}}$  - Análise 9) e fundação mais rígida. Neste caso, se obteve 58,6% de base fissurada pelos critérios de Bureau e 61% pelo Modelo A, onde as distribuições de tensões dos dois casos apresentaram pequenas diferenças. Já para o modelo de fundação mais deformável se obteve 91% de base comprimida pelo Modelo A.

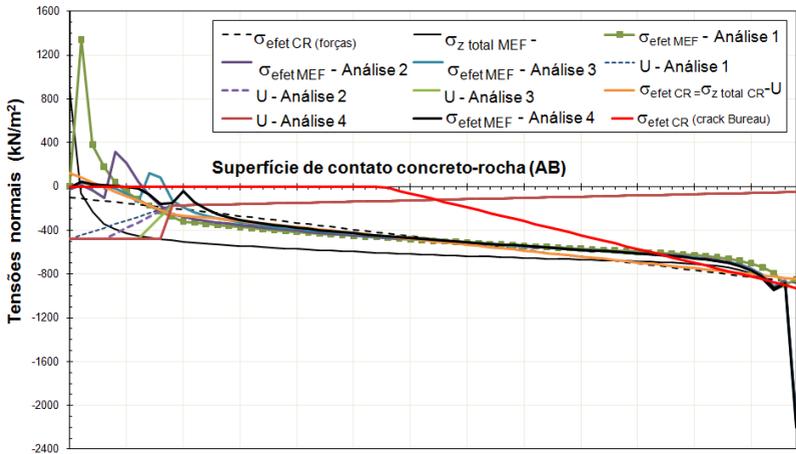


Figura 54: Análise pelo MEF com propagação de fratura, exemplo de aplicação para o contato concreto rocha - evolução das tensões efetivas e subpressões aplicadas nas análises inicial até final, comparação com tensões da metodologia tradicional (para  $E_m = E_c/2$ ).

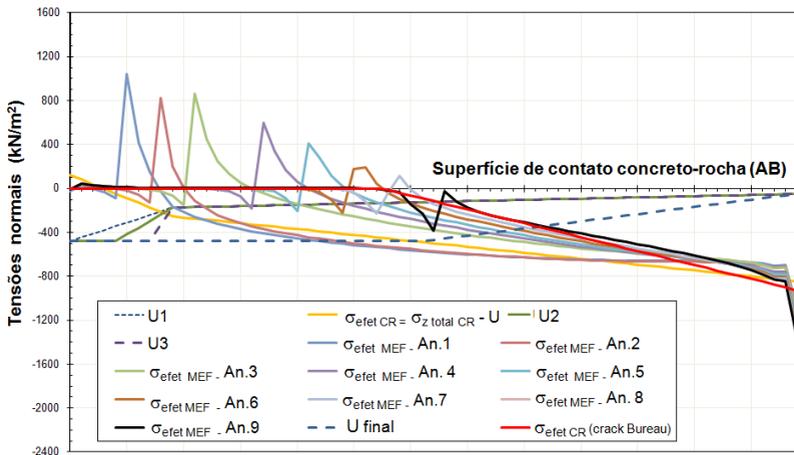


Figura 55: Análise pelo MEF com propagação de fratura, exemplo de aplicação para o contato concreto rocha - evolução das tensões efetivas e subpressões aplicadas nas análises inicial até final, comparação com tensões da metodologia tradicional (para  $E_m = E_c/2$ ).

#### 5.8.4 Comentários sobre a aplicação dos modelos propostos

No exemplo de referência em estudo, foram testadas as opções de modelos apresentadas no Quadro 10, com exceção do modelo H que não foi validado ou justificado. Segundo este estudo, o modelo mais conservador é o modelo G e o menos conservador é o Modelo E.

A partir das análises processadas em Gutstein (2003) e da classificação dos modelos elaborada neste trabalho, os resultados do Modelo F com a aplicação dos empuxos hidrostáticos na abertura de fenda a montante foram bem mais conservadores do que o modelo de maciço homogêneo sem fenda (Modelo D). Isso se deve ao carregamento e à geometria do modelo, pois se despreza qualquer resistência à tração do maciço, a porção à montante da fenda é separada do modelo até o plano de análise. A forma de aplicação dos empuxos hidrostáticos de montante e de jusante "no meio" da malha também não permite que se analise regiões fora das áreas de projeção da barragem. No modelo F os picos de tração à montante foram maiores e a distribuição ao longo do plano de projeção da barragem é mais uniforme. Isto foi observado para todos os planos de análise.

Em comparação ao modelo G, este por sua vez foi bem mais conservador, resultante em extensões maiores de área tracionada no plano de análise do que no modelo F, onde não foi propagada a fratura. Para maciços mais rígidos as fraturas encontradas nos planos de análise são muito maiores em extensão do que para maciços menos rígidos. Em termos de abertura de fratura, entretanto corresponde à ordem de poucos milímetros (1 a 2). O número de iterações totais realizadas indica o elevado dispêndio de tempo para a sua realização. O percentual de base comprimida ficou em torno de 60 e 95%, respectivamente, para maciços mais rígidos e mais deformáveis em todos os planos, exceto o plano D3. Neste último considerou-se que por estar em profundidade e com peso próprio do conjunto barragem-fundação elevado, compensam-se os efeitos da subpressão, além da interferência da proximidade das condições de contorno. Observou-se que para todos os casos de planos analisados pelo Modelo G no exemplo de estudo, a iteração entre a extensão de fratura e de aplicação da subpressão foi muito sensível à perda da drenagem ocorrida para o caso de maciço mais rígido ( $E_c/E_m=0.5$ ) e por conseguinte à deformabilidade da fundação.

Apesar dessas diferenças este processo tem sido empregado em algumas situações de projeto, segundo observações da autora. Para o exemplo estudado, proporções de base fraturada encontradas na condição normal levaria a concluir que a estrutura não atende à segurança quanto aos critérios de verificação de tensões segundo o item

#### 3.9.4.

O Modelo H do item anterior foi definido para aprimorar a modelagem das opções anteriores, utilizando-se dados de estudos de percolação e aplicando-os por meio de poro-pressões. No caso de serem encontradas tensões de tração a partir dos resultados do modelo H com a opção 2 de subpressão (de pressões de poro), um modelo com propagação de fraturas poderá ser adotado. Mas, neste caso, a complexidade de modelagem aumenta, uma vez que iterativamente as subpressões devem ser obtidas por meio de modelos de percolação a serem confeccionados considerando as novas aberturas de fraturas obtidas do modelo estrutural após a aplicação do carregamento (a cada iteração).

Outros comentários a respeito do Quadro 10 merecem destaque, quando esta metodologia é aplicada ao exemplo de referência em estudo. As variações de aplicação dos empuxos hidrostáticos nos modelos D e E, resultaram em variações acentuadas de resultados conforme se observou na comparação desses dois modelos em Gutstein (2003).

Por final, as opções de modelagem deste capítulo (Quadro 9 e Quadro 10) foram estabelecidas tendo como objetivo validar a aplicação dos carregamentos de subpressões e empuxos hidrostáticos. As considerações em projeto estão relacionadas agora aos critérios de projeto a serem sendo adotados como já mostrado para o contato concreto-rocha, para a escolha entre os modelos D, E, F e G<sup>90</sup>, onde a comparação com os métodos tradicionais pelo modelo CR deve ser feita para fins de justificação segundo o item 3.9. Também o aprimoramento dos modelos numéricos pode vir a inserir novos modelos para cada plano de análise.

Para a utilização do modelo H, é definida no item a seguir uma etapa específica para a sua validação que é a análise de sensibilidade dos parâmetros hidrogeológicos da fundação. Também se discute no Capítulo 6 uma metodologia resumida, que pode ser adotada para aplicar estes efeitos, dentre outros.

#### **5.8.5 Outros estudos**

Uma alternativa que pode ser adotada para análise do contato concreto-rocha corresponde à elaboração de uma análise não-linear, que permitiria a consideração de elementos de contato que só admitem

---

<sup>90</sup> Também para o modelo H é necessário testar antes a opção 2 (de aplicação da subpressão como pressão de poro).

compressão e abrem à tração (no SAP-2000 corresponde ao N-Link tipo GAP). Mas para a análise de BGC a propagação de fratura não é resolvida com o emprego deste elemento de contato, pois o mesmo elimina a abertura da malha para cada iteração de aplicação de carga; mas se tratando de uma análise acoplada, à medida que se abre a malha no contato devem ser aplicadas subpressões plenas (que devem ser recalculadas a cada etapa). Desta forma o processo iterativo segundo o item 5.8.3 precisaria continuar a ser feito. O emprego do N-Link foi testado inicialmente em modelos mais simples, porém só funciona em análises não-lineares e a convergência das análises se mostrou difícil. Para eliminar a análise iterativa manual, a aplicação da subpressão neste caso teria que ser feita no modelo, teoricamente, como pressão de poro ou como força de superfície. Mas nas duas formas também o cálculo de subpressões é modificado iterativamente, em configuração de base fraturada. O emprego de N-link em barragens não foi testado neste trabalho para este programa, devido a esses motivos. Para a validação deste modelo, a metodologia apresentada até o momento pode sofrer alguns ajustes para incluir a validação dos parâmetros de convergência de análise não-linear. Também outros modelos com não-linearidade física poderiam ser considerados conforme é discutido mais adiante. Estes assuntos serão também abordados no Capítulo 6.

### **5.9 Determinação das Subpressões pelo MEF (Etapa 6)**

Quando as subpressões são obtidas por meio de análise de fluxo em meios porosos podem ser utilizados programas em Elementos Finitos que considerem o gradiente de pressões e permeabilidade do meio em suma para o cálculo das subpressões na fundação. Os modelos estruturais B e H definidos na etapa anterior utilizam de carregamentos de subpressões provenientes de estudos de percolação, de onde se obtém pressões escalares nodais. Para isso um modelo hidrogeológico por EF pode ser elaborado.

Como mostrado no item 3.5 o modelo hidrogeológico da fundação é de difícil caracterização. O fluxo é condicionado pela natureza da rocha, pelo seu estado de fraturamento e alteração. Assim numa mesma feição geológica os coeficientes de permeabilidade sofrem variações em áreas muito próximas do modelo, conforme mudanças nestas características e ainda mais na presença de planos preferenciais de percolação (variações na condutividade hidráulica) onde a ordem de grandeza varia drasticamente, podendo alterar completamente os resultados.

O traçado de redes de fluxo pelo MEF permite o cálculo das pressões nodais devido aos carregamentos de empuxos hidrostáticos a

montante e a jusante da estrutura, a consideração da permeabilidade da fundação, das linhas de drenos e de injeções para diferentes geometria e variações destas condições na fundação.

Pode ser feito utilizando o programa SEEP/W de análise de fluxo em meios porosos (GEO-SLOPE, 2007), que emprega o Método dos Elementos Finitos e análise bidimensional. Este programa é utilizado como referência, bem como para um exemplo de estudo feito a seguir.

Para os estudos de percolação por meio modelagem por EF, podem também ser necessários estudos de validação do modelo, tais como:

Etapa 6.1) do refinamento da malha, tipo de elemento e suas proporções conforme as definições da Etapa 4;

Etapa 6.2) das dimensões ou geometria da fundação rochosa, analogamente às definições da Etapa 4;

Etapa 6.3) das condições de contorno, que neste caso são as superfícies admitidas como sendo permeáveis e impermeáveis por exemplo, analogamente às comparações da Etapa 4;

Etapa 6.4) estudos de sensibilidade dos parâmetros de condutividade hidráulica do maciço homogêneo, com falhas, descontinuidades e outros conforme o modelo geomecânico da fundação;

Etapa 6.5) da modelagem do dreno por meio de modelo bidimensional.

### **5.9.1 Exemplo de estudo - modelo para estudo de percolação pelo MEF**

Para explicar melhor adota-se como exemplo, a elaboração de uma rede de fluxo para a seção transversal típica da barragem em estudo conforme apresentada na Figura 38, e seu modelo geomecânico na Figura 39, que é processada pelo SEEP/W (GEO-SLOPE,2007) e MEF, a partir de um modelo bidimensional. Para esta seção foram discretizadas na malha de elementos finitos aqueles elementos que influenciam na análise de percolação como, a geometria do conjunto barragem-fundação, a cortina de injeções e de drenagem a montante partindo da galeria. Aplicam-se, para isso, as etapas de validação (6.1 a 6.3). A etapa 6.4 de estudo da sensibilidade do modelo aos parâmetros é feita por meio de uma análise paramétrica, que daria para fins de projeto variações dos resultados dentro das possibilidades de permeabilidade assumidas no modelo hidrogeológico.

Para as condições de contorno são considerados os níveis do reservatório aplicados a montante e a jusante, a linha de drenagem e admite-se a barragem e o contato concreto-rocha como sendo

impermeável<sup>91</sup>. Na etapa 6.5, a elaboração do modelo bidimensional requer o emprego de algumas simplificações, já que existe um fluxo na direção longitudinal da barragem devido a drenagem espaçada regularmente nesta direção. A drenagem na direção longitudinal é simulada a partir de duas hipóteses distintas: (a) os drenos são considerados como trincheiras contínuas e livres para a saída do fluxo d'água (assumindo a pressão atmosférica na saída dos drenos na galeria) e (b) aplica-se o método de permeabilidade equivalente segundo o item 3.5.1 e expressão (8) para o cálculo do coeficiente de permeabilidade equivalente  $k_d$ , considerando o espaçamento e diâmetro dos drenos. Do modelo se obtém as redes de fluxo e os valores de pressões nodais além das vazões onde é solicitado, como na linha dos drenos.

No Apêndice 3, estão apresentados os três modelos efetuados, para a fundação de dimensões múltiplas de 1.H, onde foram considerados: (a) maciço homogêneo, (b) maciço com descontinuidades e (c) maciço homogêneo e refinamento maior na região dos drenos para a hipótese de permeabilidade equivalente. Para estes modelos o contato concreto-rocha e o concreto do corpo da barragem é assumido como sendo impermeável, e foram elaborados para mostrar ordens de grandeza da variação da sensibilidade das vazões e subpressões quando se altera o parâmetro na ordem de 10 vezes.

No Quadro 11 estão resumidos os modelos:

a) P1 a P5: Análise paramétrica variando-se o coeficiente de permeabilidade da fundação para o modelo homogêneo. Neste caso a variação da vazão na linha dos drenos variou na mesma proporção.

b) P6 e P7: Análise paramétrica variando-se o coeficiente de permeabilidade da fundação para o modelo com descontinuidades assumindo a permeabilidade nesses planos na ordem de 10 vezes e 100 vezes menor do que o restante do maciço. Neste caso, a variação da vazão na linha dos drenos foi menor do que a obtida por fundação homogênea equivalente.

c) P8 e P9: Análise paramétrica para o modelo onde os drenos foram modelados com elementos de Kequiv. Neste caso a variação da vazão na linha dos drenos foi na ordem de 20 a 40 vezes menor do que na hipótese de trincheira contínua.

---

<sup>91</sup> A modelagem da barragem considerando o coeficiente de permeabilidade do concreto também pode ser feita quando se houver dúvida da sua influência nos resultados do modelo.

Quadro 11: Estudos paramétricos de percolação na fundação - seção típica.

Modelo	Drenos	$k_{D1, D2, D3}$	$K_m$ fundação	$Q_{dreno}(m^3/s)$
P1	Trincheira contínua	f. homogênea	$k = 10^{-7}$ m/s	$1,1 \times 10^{-5}$
P2	Trincheira contínua	f. homogênea	$k = 10^{-8}$ m/s	$1,1 \times 10^{-6}$
P3	Trincheira contínua	f. homogênea	$k = 10^{-9}$ m/s	$1,1 \times 10^{-7}$
P4	Trincheira contínua	f. homogênea	$k = 10^{-10}$ m/s	$1,1 \times 10^{-8}$
P5	Trincheira contínua	f. homogênea	$k = 10^{-2}$ m/s	1,1
P6	Trincheira contínua	$k = 10^{-6}$ m/s	$k = 10^{-7}$ m/s	$2,1 \times 10^{-6}$
P7	Trincheira contínua	$k = 10^{-6}$ m/s	$k = 10^{-8}$ m/s	$4,8 \times 10^{-7}$
P8	Malha - kequiv= $1 \times 10^{-6}$ m/s	f. homogênea	$k = 10^{-7}$ m/s	$2,7 \times 10^{-6}$
P9	Malha - kequiv= $1 \times 10^{-6}$ m/s	f. homogênea	$k = 10^{-8}$ m/s	$4,4 \times 10^{-7}$

A comparação destes resultados com os obtidos por métodos simplificados pode ser feita posteriormente para justificação dos modelos. No entanto, mesmo estando correta a modelagem computacional, o seu emprego na prática pode ser mostrar bastante diferença entre as subpressões obtidas a partir das duas metodologias (simplificada tradicional e por EF). Novamente valem as recomendações dos critérios de projeto para a decisão de qual critério a adotar, além de uma avaliação cuidadosa se os dados de entrada estão sendo representativos, se o modelo geomecânico e hidrogeológico está bem investigado e contemplado no modelo, pois os resultados podem variar numa ordem de grandeza de 10 ou 100 vezes, conforme os valores de coeficientes e condutividades mostrados no Quadro 1. Este tipo de análise em acompanhamento dos estudos provenientes de instrumentação pode ser muito importante para o aprimoramento dos modelos e também pode permitir a elaboração de critérios simplificados tais como o de Cruz e Fernandes (da Figura 13), mas de ordem prática baseados também em dados observacionais, a exemplo dos dados de referência dos critérios internacionais, mas que podem estar direcionados para determinadas feições geológicas brasileiras.

## 5.10 Determinação dos parâmetros dos materiais (Etapa 7)

### 5.10.1 Introdução

Alguns parâmetros para a modelagem numérica podem ser assumidos a partir do modelo geomecânico ou a partir da orientação de normas técnicas, por exemplo, com elevado grau de certeza. Quando se

tem incertezas quanto aos parâmetros dos materiais a serem adotados, recomenda-se que análises paramétricas sejam feitas, variando-se os parâmetros dentro do espectro de incerteza, para verificar a sensibilidade<sup>92</sup> do modelo aos mesmos. Modelos muito sensíveis a determinados parâmetros, que somados à pouca confiabilidade (certeza) dos parâmetros utilizados na análise, têm menores possibilidades de aplicações do que modelos que não são tão sensíveis, embora também tenham pouca confiabilidade dos parâmetros de entrada. Este item é extremamente importante e pode sempre constar nas análises de validação dos modelos de Elementos Finitos, pois muitas vezes o tipo de análise e/ou de comportamento do material adotado na análise requer alguns parâmetros, os quais não se tem, na prática, muita confiabilidade. Assim, embora o tipo de análise possa ser muito refinada e de certa forma seja considerada ideal, a caracterização dos parâmetros pode se tornar um obstáculo, para modelos muito sensíveis quando se tem pouca certeza dos parâmetros adotados.

#### **5.10.2 Exemplo de estudo para o contato concreto-rocha**

No exemplo de referência em estudo, foram feitas análises paramétricas a partir dos modelos da Figura 44(b) e Figura 47, com o objetivo de avaliar a sensibilidade aos parâmetros de deformabilidade da fundação, por meio da influência da análise das distribuições de tensões obtidas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), para o contato concreto-rocha. Inicialmente foram realizadas análises, variando-se o módulo de elasticidade do material da fundação ( $E_m$ ) em função do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), conforme apresentado no Quadro 12. Foram considerados dois casos de carregamentos equivalentes ao Caso de Carregamento Normal e Caso de Carregamento de Construção segundo item 3.8, onde são incluídos os empuxos hidrostáticos e peso próprio, no primeiro caso e apenas o peso próprio, no segundo caso.

Neste estudo, foram obtidas tensões normais e cisalhantes ao

---

<sup>92</sup> Análises de sensibilidade de parâmetros também podem ser feitas por meio de uma abordagem probabilística empregando métodos de confiabilidade estrutural (que não é o caso neste momento). Neste caso, a variabilidade dos parâmetros é considerada por meio de funções de densidade de probabilidade, adotando distribuições que representem a variabilidade de parâmetros e seja portanto adequada ao tipo de parâmetro em análise. É para fins de verificação de estabilidade onde a sensibilidade dos parâmetros de resistência dos materiais (que serão discutido mais adiante, como a coesão e atrito), que estes estudos tem maiores aplicações até o momento na literatura pois na abordagem por equilíbrio limite de verificação a estabilidade, a variabilidade destes parâmetros permite calcular probabilidade de ruína da estrutura.

longo do contato concreto-rocha para cada relação  $E_c/E_m$ . Foi identificado que o modelo apresentou maior sensibilidade aos parâmetros de módulo de elasticidade E2 ( $E_m=10E_c$ ) a E6( $E_m=0,1E_c$ ) do Quadro 12.

### **5.10.3 Exemplo de estudo paramétrico para análise de descontinuidades**

As análises paramétricas pelo Método dos Elementos Finitos também podem auxiliar a identificar o modelo geomecânico que seja mais crítico para as estruturas, quando existem dúvidas na elaboração do modelo geomecânico. Por exemplo, para o caso da barragem de gravidade da UHE Dona Francisca que foi comentado no Capítulo 3, havia incertezas quanto à extensão das camadas de descontinuidades na fundação. Modelos pelo MEF podem ser feitos considerando as variações na geometria do modelo geomecânico, para fornecer indicações da sua influência nos demais aspectos em análise.

Como exemplo deste tipo de estudo, para o modelo com descontinuidades da Figura 47, foram feitas primeiramente análises paramétricas para identificar se o número de descontinuidades assumidas como sendo contínuas na fundação interfere na análise do contato concreto-rocha e de cada plano de descontinuidade. Foram analisados e comparados os estados de tensões para modelos com uma, duas ou três descontinuidades. Também foram variados os módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson nos elementos das descontinuidades, dentro de um limite considerado possível. Foi validado o modelo com três descontinuidades na fundação como sendo representativo das três hipóteses.

Em seguida, para o mesmo modelo com os três planos de descontinuidade da fundação (D1, D2 e D3), foram feitas análises paramétricas considerando a variação de deformabilidade da fundação de E2 a E6 segundo o Quadro 12.

### **5.10.4 Análise dos resultados e regiões de concentração de tensões**

Para ilustrar os resultados das análises paramétricas no contato concreto-rocha, a Figura 56 e Figura 57 mostram distribuições de tensões obtidas para os modelos de maciço refinado (com descontinuidades) e homogêneo (sem descontinuidades), conforme a Figura 44 e Figura 47, respectivamente. Estes resultados mostram a sensibilidade do modelo aos parâmetros de deformabilidade do maciço rochoso (relações de  $E_c/E_m$  do Quadro 12), para o caso de carregamento normal. A elaboração destes modelos é baseada no modelo A de referência (Quadro 9), onde estão plotadas na Figura 56 e Figura 57 as tensões totais normais ao plano de contato concreto-rocha.

Quadro 12: Análises Paramétricas - Módulo de elasticidade dos materiais: maciço ( $E_m$ ) e concreto ( $E_c$ ) das análises de Gutstein (2003).

Casos de análise	$E_m$ ( $\text{kN/m}^2$ ) ( $\times 10^3$ )	$E_c/E_m$
E1	1 150 000	0,01
E2	115 000	0,1
E3	23 000	0,5
E4	11 500	1
E5	5 750	2
E6	1 150	10
E7	1 15	100
E8	11,5	1000

Estes estudos também trazem um exemplo de regiões de concentrações de tensões devido a efeitos de singularidades<sup>93</sup> do modelo adotado, que são o pé da barragem a montante e a jusante, conforme se observam nos picos de tensões junto a face de montante (ponto A) e de jusante (ponto B), na Figura 56 e Figura 57. Nestes locais em análises elástico-lineares à medida que se refina a malha, ocorre um aumento exponencial das tensões encontradas, sem haver na realidade um significado físico para tal. Este aumento ocorre devido a mudanças bruscas de geometria, concentração de carregamentos, com influência também da deformabilidade da fundação. Neste exemplo, assim como nos demais resultados de análises paramétricas obtidos em Gutstein (2003) e em algumas situações de projeto, pode-se observar que as fundações mais rígidas provocam maiores concentrações de tensões à montante e as mais deformáveis, maiores concentrações à

<sup>93</sup> Em determinadas regiões de modelos numéricos, que são consideradas regiões de singularidade em modelos lineares, o refinamento da malha não converge, ou seja, se forem verificados os valores de esforços ou de tensões obtidas na etapa "n" de discretização da malha e na etapa seguinte mais refinada "n+1", esses valores aumentam exponencialmente e não convergem para uma solução constante (mesmo que para mudanças sucessivas de malha).

jusante da barragem.

A parcela de variação das tensões obtidas no contato concreto-rocha que ocorreu por conta da deformabilidade do maciço de fundação, no entanto, é um resultado físico de interesse. Mas quantitativamente os picos de tensões a montante e a jusante não são boa representação física e são na realidade um pouco menores devido à plastificação dos materiais nas regiões de compressão à jusante (próximo do ponto B) e à ruptura por tração para alguns casos, nas regiões de tração a jusante. São pontos do modelo onde podem ser utilizados outros tipos de comportamento do material (com plastificação e não resistentes à tração, por exemplo), por meio de uma análise não-linear.

Em pontos fora das regiões de singularidade do modelo no entanto, o refinamento de malha converge para uma solução de melhor aproximação numérica. Isto foi observado no exemplo em estudo, onde as variações de tensões obtidas entre elementos adjacentes foram minimizadas no modelo com descontinuidades em relação ao modelo homogêneo, naquelas regiões onde a malha foi refinada, conforme já abordado na Etapa 4 para a determinação da malha.

Contato Concreto-Rocha (Plano AB)

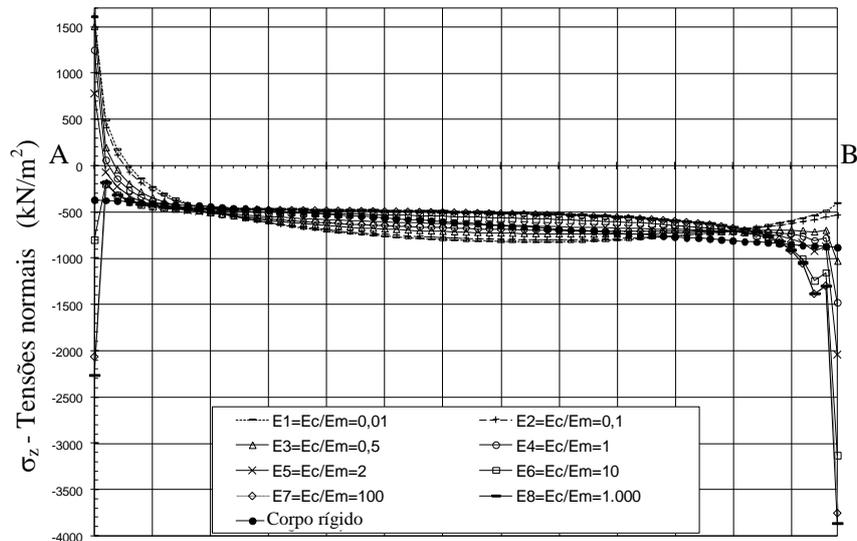


Figura 56: Análise paramétrica - Caso de Carregamento Normal - Tensões normais no contato concreto-rocha, para o modelo da Figura 47 (extraído de Gutstein, 2003).

Contato Concreto-Rocha (Plano AB)

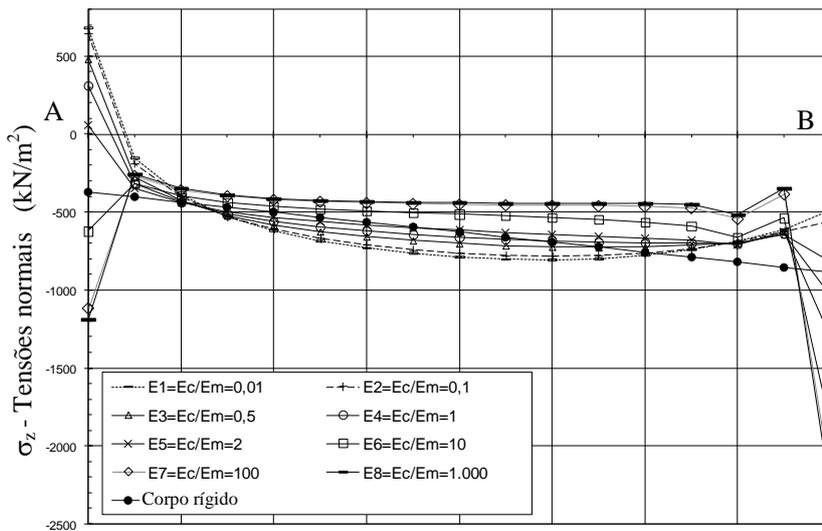


Figura 57: Análise paramétrica - Caso de Carregamento Normal - Tensões normais no contato concreto-rocha, para o modelo da Figura 44-b (extraído de Gutstein, 2003).

## **5.11 Análise dos Resultados (Etapa 8)**

### **5.11.1 Introdução**

Nesta etapa, a análise dos resultados obtidos pelos modelos numéricos elaborados pelas etapas anteriores é feita a partir de comparações entre os resultados dos modelos numéricos e aqueles obtidos da metodologia tradicional. Por exemplo, a partir dos modelos do Quadro 9, comparam-se os resultados do modelo adotado (entre os modelos A, B e C) com o modelo CR e do Quadro 10, da mesma forma (entre os modelos D, E, F, G e H) com o modelo CR. Para isso, podem ser comparadas as tensões obtidas pelos diferentes modelos, o que já foi abordado com exemplos nos itens anteriores e também estas tensões podem ser utilizadas para verificações de estabilidade global para os planos de análise. A comparação entre a metodologia computacional pelo MEF e a tradicional faz parte dos estudos de Justificação dos modelos, conforme discutido no item 3.10.3. Neste item se discute uma metodologia que pode utilizada para a Justificação dos modelos, para entender o comportamento da estrutura modelada pelo MEF frente ao comportamento idealizado pelos métodos tradicionais de verificação de estabilidade global ao deslizamento. Focalizam-se nas verificações quanto à estabilidade global ao deslizamento e de tensões na fundação que são primordiais em se tratando dos mecanismos de ruptura dos planos de análise usuais (contato e descontinuidades) e utilizam-se exemplos que são feitos a partir dos resultados dos modelos feitos em Gutstein (2003).

### **5.11.2 Verificação de Estabilidade Global**

Para análise de estabilidade global pelo MEF aplicam-se os métodos de ruptura pontual e global, conforme discutido no item 3.11.

Para o emprego do método de ruptura global (MRG) é necessário definir o mecanismo de ruptura a ser analisado. Pode ser investigado um mecanismo de ruptura crítico, em analogia ao método de equilíbrio limite e das indicações de U.S.Army Corps of Engineers conforme mostrado na Figura 14. Para o exemplo em estudo, considerando a presença das descontinuidades como sendo planos de fraqueza na fundação, compõem-se os mecanismos de ruptura apresentados na Figura 58.

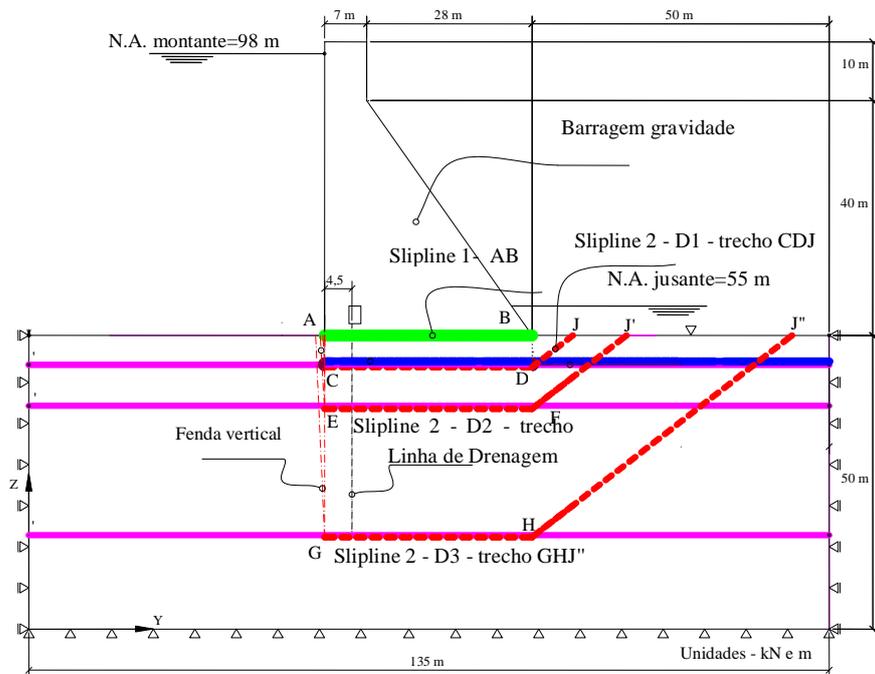


Figura 58: Esquema - Superfícies potenciais de ruptura - sliplines 1 e 2.

Os mecanismos de ruptura mostrados na Figura 58 são denominados por *slipline* 1<sup>94</sup> (para o contato concreto-rocha) e *slipline* 2 (para os planos de descontinuidades na fundação). A *slipline* 1 corresponde à superfície de ruptura na interface (Figura 14) e a *slipline* 2 corresponde à ruptura ao longo das descontinuidades, que pode estar associada ou não, à ruptura do maciço de entorno (Figura 14). As superfícies potenciais de ruptura ao deslizamento são analisadas por meio dos critérios a seguir.

Para a análise pelo método de ruptura pontual (MRP), adota-se a expressão (31) do item 3.11.1 e traçam-se curvas de tensões atuantes e resistentes de cisalhamento ao longo dos planos de análise pré-definidos (*sliplines* 1 e 2, no exemplo em estudo). Este método permite boa visualização do comportamento obtido pelo MEF e das parcelas resistente e atuante de verificação ao cisalhamento. Para a análise pelo MRP, segundo o item 3.11.2, emprega-se a expressão (32) ao longo dos planos de ruptura de análise.

Para a justificação dos modelos elaborados pelo MEF, pode-se verificar a estrutura pelos métodos MRG e MRP e comparar os resultados com aqueles de verificações feitas pela metodologia tradicional abordada no item 3.9, quanto ao deslizamento e tensões atuantes.

A seguir apresentam-se exemplos para aplicação no contato concreto-rocha e nos planos de descontinuidades da fundação.

#### **5.11.2.1 Aplicação para o contato concreto-rocha - exemplo do Modelo A**

Adotam-se os resultados do modelo A que foi discutido nas etapas anteriores. Como o contato concreto-rocha já foi estudado pela metodologia tradicional conforme resultados do Quadro 8, determina-se então a segurança ao deslizamento pelo emprego dos métodos MRG e MRP, a partir dos resultados obtidos pelo MEF.

Para o MRP determinam-se a partir da expressão (31) as curvas de tensões resistentes ( $\tau_\phi$ ,  $\tau_c$  e  $\tau_s = \tau_\phi + \tau_c$ ) considerando as propriedades dos materiais:  $\phi = 45^\circ$  e  $c = 400 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ kg/cm}^2$  (*Mat*<sub>2</sub>). Da expressão (31), se define:

---

<sup>94</sup> ou superfícies potenciais de ruptura ao escorregamento; foi adotado *slipline* para simplificar a nomenclatura nas ilustrações e textos seguintes.

$$\tau \leq \tau_s$$

$$\tau = \tau_{yz} \text{ MEF}$$

$$\tau_s = \tau_{\phi} \text{ resist} + \tau_c \text{ resist}$$

$$\tau_{\phi} \text{ resist} = (\sigma_{z \text{ total MEF}} - U) \cdot \tan \phi_s$$

$$\tau_c \text{ resist} = c_s \delta l$$

onde:  $(\sigma_{z \text{ total MEF}} - U)$ ,  $\delta l$  e  $\tau_{yz} \text{ MEF}$  correspondem às tensões normais efetivas ( $\sigma_{\text{efet MEF}}$ ), ao comprimento do elemento do nó considerado e à tensão cisalhante atuante obtida do modelo pelo MEF, respectivamente. Convém observar que a multiplicação da coesão  $c_s$  por  $\delta l$  significa considerar a coesão do material na área de influência de um nó, já que o espaçamento da malha (entre nós) pode ser diferente de um metro.

Na Figura 59 e na Figura 60 pode-se observar que a curva de tensões resistentes está acima das curvas de tensões atuantes na maior parte da *slipline* 1 (trecho AB), porém nas regiões de singularidade dos modelos (onde  $\sigma_{\text{efet MEF}}$  tende para valores de pico), ocorre ruptura localizada para os dois casos (nos primeiros 2m e 1,50m na Figura 59 e Figura 60, em ordem).

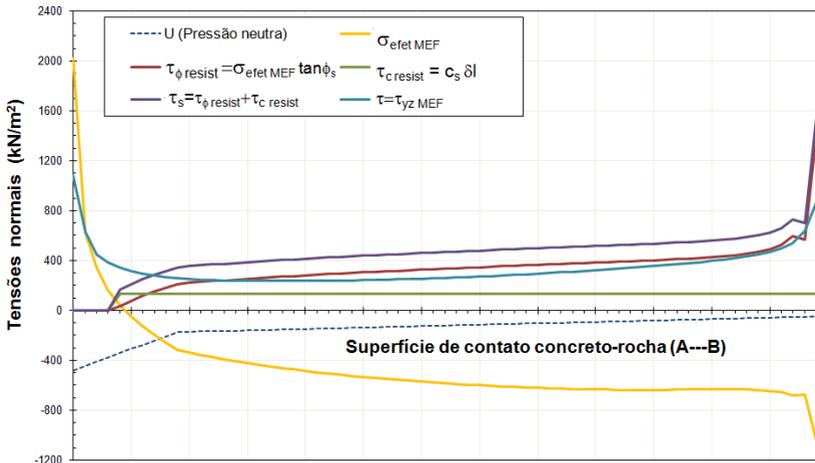


Figura 59: MRP - Modelo A - Análise do contato concreto-rocha para  $E_m=2.E_c$ .

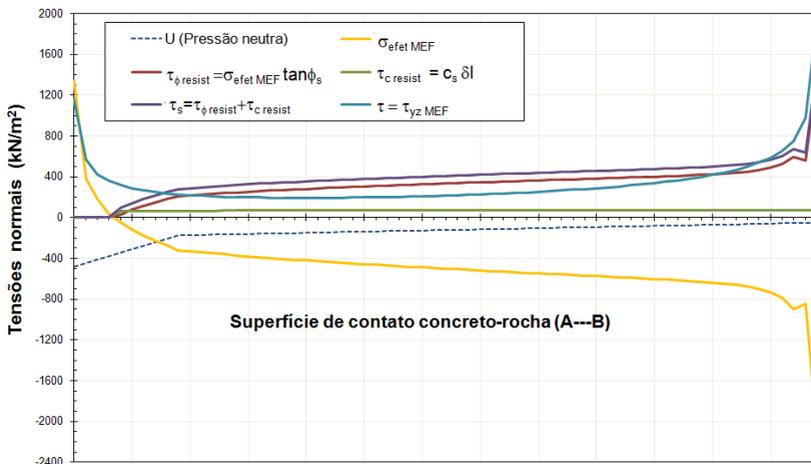


Figura 60: MRP - Modelo A - Análise do contato concreto-rocha para  $E_m = E_c/2$ .

No Quadro 13 são apresentados por sua vez, os resultados obtidos pelo MRG para o Modelo A e para o Modelo A com propagação de fratura (Modelo A Cracking), conforme as análises apresentadas no item 5.8.1.1. São incluídos os resultados pela metodologia tradicional e fatores de segurança requeridos segundo os critérios Eletrobrás, Corps of Engineers e Bureau of Reclamation (obtidos no item 5.8.3.1 e Apêndice 1).

A partir da análise deste Quadro, observa-se que os critérios de Corps e Eletrobrás são atendidos pelo Modelo A (desprezando a área tracionada) e para o Modelo A Cracking apenas para a relação  $E_c/E_m=2$  (maciço mais deformável). Os critérios de U.S. Bureau of Reclamation (base comprimida e base tracionada) não são atendidos, mas pelos mesmos se obteve fatores de segurança maiores do que os obtidos pelo Modelo A Cracking, no caso de  $E_c/E_m=0,50$  (maciço mais rígido). Já havia sido observado na Figura 54 e na Figura 55 que a curva efetiva de tração obtida pelo MEF (Modelo A Cracking) estava abaixo da respectiva curva segundo Bureau, o que implica em menores tensões de cisalhamento resistentes. O Quadro 14 mostra um resumo para o contato concreto-rocha com forças resultantes das análises por CR.

Quadro 13: Verificação da estabilidade ao deslizamento pelo Método de Ruptura Global (Modelo A) e Métodos Tradicionais (Modelo CR).

	M.R.G.				Bureau/Eletróbrás	Bureau
	Modelo A		Modelo A Cracking		Modelo CR	Modelo CR
	Ec/Em=0,50	Ec/Em=2	Ec/Em=0,50	Ec/Em=2	(base comprimida)	(base fratur)
SN	-17811,29	-17173,62	-8941,05	-16161,19	-17052,60	
SE	11466,63	11377,21	11376,59	11295,76	11395,00	
A <sub>comp 0</sub>	33,50	33,00	17,85	31,00	35,00	20,48
FSD <sub>Mat2 Eletr</sub>	1,43	1,39	0,73	1,32	1,41	
FSD <sub>Mat2 Bur</sub>	2,72	2,67	0,79	2,53	2,73	1,60

Propriedades Mat2 / Eletróbrás (FSD>1)				
fsdc	fsdφ	φ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tgφ
3,00	1,50	45,00	400,00	1,00
Propriedades Mat 2 / Bureau e Corps (FSD>3 e FSD>2)				
fsdc	fsdφ	φ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tgφ
1,00	1,00	45,00	400,00	1,00

Quadro 14: Verificação de estabilidade global ao deslizamento - Resumo - CR e Contato

Parâmetros dos materiais - Metodos Tradicionais -Contato							
Mat1:	φ (°)=	35	c (kN/m <sup>2</sup> )=	300	A (m <sup>2</sup> )=	35	
Mat2:	φ (°)=	45	c (kN/m <sup>2</sup> )=	400	A (m <sup>2</sup> )=	35	
<b>Plano</b>	<b>PP<sub>c</sub></b>	<b>P<sub>ag</sub></b>	<b>P<sub>r</sub></b>	<b>U</b>	<b>Em</b>	<b>Ej</b>	
Contato	21840,0	87,5	0,0	4874,9	11520,0	125,0	
Resultantes		Modelo CR			Modelo CR Crack		
ΣN <sub>efet</sub>	ΣE	SFF <sub>Mat1</sub>	SFF <sub>Mat2</sub>	φ <sub>mob</sub>	SFF <sub>Mat1</sub>	SFF <sub>Mat2</sub>	φ <sub>mob</sub>
17052,6	11395,0	1,97	2,73	33,8	1,16	1,60	48,60

Legenda:

- PP<sub>c</sub>** Peso próprio do concreto
- P<sub>ag</sub>** Peso de água a jusante
- P<sub>r</sub>** Peso de rocha
- U** Subpressão
- Em** Empuxo hidrostático de montante
- Ej** Empuxo hidrostático de jusante

Para fins de comparação da estabilidade global ao deslizamento, calculada pelo método tradicional e pelos modelos numéricos, se calcula um ângulo de atrito mobilizado ( $\phi_{mob}$ ) ao longo da *slipline* 1 pela expressão (40). Esta expressão é obtida da expressão (23) e (32), para  $FSD_{tot}=1$ , admitindo-se nula a coesão do material e coeficientes de segurança parciais dos materiais unitários:

$$\phi_{mob} = \arctg \left( \frac{\sum E}{\sum N,efet} \right) \quad (40)$$

onde, para os modelos elaborados pelo MEF, a integral das tensões cisalhantes  $\sum_{i=1}^n \tau_{yz}$ , corresponde a  $\sum E$  e das tensões normais efetivas

$\sum_{i=1}^n (\sigma_z - U)$ , corresponde a  $\sum N,efet$  na expressão (40) ao longo dos nós (n) da *slipline* (desprezando-se os valores de tensões efetivas de tração quando ocorrem).

Os valores de  $\phi_{mob}$  calculados para os resultados de métodos tradicionais (Modelo CR e Modelo CR Crack) estão mostrados no Quadro 14 que são comparados aos resultados dos modelos numéricos (Modelo A e Modelo A Cracking), no Quadro 15.

Interpreta-se do Quadro 14 que o material dos planos de análise deve ter um ângulo de atrito interno minorado equivalente a  $\tan\phi/fsd\phi=34^\circ$  para garantir a estabilidade ao deslizamento pelo método tradicional (Modelo CR) e  $49^\circ$  considerando a análise de propagação de fratura (Modelo CR cracking). A partir da comparação com os respectivos valores do Quadro 15, se observa (sem a interferência da segurança atribuída por cada critério) que os resultados obtidos pelo modelo elaborado pelo MEF se aproximam aos resultados obtidos pela metodologia tradicional de corpo rígido, para os casos de maciço mais rígido, no caso de análise de base fraturada.<sup>95</sup> Na análise de base comprimida, o Modelo A apresentou pouca variação com a deformabilidade e os resultados foram próximos dos obtidos pelo método analítico de corpo rígido, conforme também se observa a proximidade do somatório de forças ( $\sum N$  e  $\sum E$ ) nas duas direções provenientes dos dois métodos. As diferenças encontradas podem ser devido às diferenças de tensões nas regiões de singularidade dos modelos, conforme pode ser visualizado na Figura 59 e Figura 60, pelo MRP.

### 5.11.2.2 Aplicações para o plano de descontinuidades

Para o estudo das descontinuidades pode ser adotada a mesma

---

<sup>95</sup> Nestes exemplos foi incluída a comparação com a metodologia de base fraturada segundo Bureau, aos resultados obtidos de Gutstein (2003), para identificar as diferenças encontradas entre os métodos.

metodologia aplicada no exemplo anterior. Para ilustrar, apresentam-se a seguir algumas comparações para os modelos tipo D, F e G, que foram feitas a partir de análises paramétricas (variando-se a deformabilidade da fundação) dos estudos de Gutstein (2003).

Quadro 15: Variação com a deformabilidade da fundação de ângulos de atrito mobilizados obtidos pelos modelos A e de corpo rígido (CR), com e sem propagação de fratura.

Slipline		Modelo A	Modelo A crack	CR	CR crack
		1	1	1	1
Plano	Ec/Em	AB	AB	AB	AB
Contato	0,5	32,8	51,8	33,8	48,6
	2	33,5	35,0	33,8	73,6

No Quadro 16 são apresentados os valores de  $\phi_{mob}$  para cada modelo em comparação aos valores calculados a partir da metodologia tradicional de corpo rígido (CR) pela expressão (40). O Quadro 17 mostra as forças calculadas para cada plano de descontinuidade, os valores de  $\phi_{mob}$  e dos fatores de segurança ao deslizamento (SFF) obtidos pela expressão (23) e considerando os valores característicos mostrados no próprio quadro (Mat1 e Mat2).

Os resultados dos modelos D, F e G podem ser comparados a partir dos valores de atrito encontrados no Quadro 16. Neste Quadro, a contribuição resistente da cunha a jusante (nos trechos DJ, FJ' e HJ' representados na Figura 58), está incorporada nos resultados, devido à modelagem da rocha a jusante. A representatividade do comportamento da rocha de entorno será tanto melhor quanto mais representativa for a sua modelagem.

Aqui merece salientar que nesta hipótese, recomenda-se que seja feita uma verificação da região a jusante dos modelos, com relação às tensões horizontais obtidas x resistência passiva da rocha à jusante de cálculo, pois uma vez sejam ultrapassadas as tensões resistentes, o modelo estará assumindo uma capacidade estrutural maior do que a rocha poderá suportar. Neste caso, algum tratamento localizado na modelagem dessas regiões deverá ser feito nos modelos.

Tendo em vista esta preocupação realiza-se a seguir uma verificação ao deslizamento incluindo a verificação da resistência passiva da cunha com relação às tensões obtidas nesta região a partir dos resultados dos modelos tipo F (com fenda). Para isto adota-se o mesmo procedimento de Sobrinho et al (2003).

Quadro 16: Variação com a deformabilidade da fundação de ângulos de atrito mobilizados obtidos pelos modelos D, F, G e corpo rígido (CR) (Fonte: Gutstein, 2003).

		Modelo D	Modelo F	Modelo G	CR
Slipline		2	2	2	2
D1	0,1	20,1			33,9
	0,5	20,4	27,8	43,0	33,9
	1	20,6			33,9
	2	20,9	27,4	28,2	33,9
	10	21,2			33,9
D2	0,1	14,4			31,5
	0,5	15,0	23,0	32,9	31,5
	1	15,3			31,5
	2	15,6	23,4	23,9	31,5
	10	16,2			31,5
D3	0,1	10,7			9,7
	0,5	10,9	7,2	5,4	9,7
	1	11,0			9,7
	2	11,1	7,6	5,9	9,7
	10	11,3			9,7

Quadro 17: Verificação da estabilidade global de planos de descontinuidades.pelos métodos tradicionais (adaptado de Gutstein, 2003).

Descontinuidades						
Mat1:	$\phi(^{\circ})=$	27	c (kN/m <sup>2</sup> )=	100	A (m <sup>2</sup> )=	35
Mat2:	$\phi(^{\circ})=$	35	c (kN/m <sup>2</sup> )=	300	A (m <sup>2</sup> )=	35
Plano	PP <sub>c</sub>	P <sub>ag</sub>	P <sub>r</sub>	U	Em	Ej
D1	21840,0	87,5	4200,0	6624,9	14045,0	500,0
D2	21840,0	87,5	10080,0	9074,9	18000,0	1445,0
D3	21840,0	87,5	28560,0	16774,9	33620,0	7605,0
	Rocha de jusante		Método tradicional (CR)			
	EP <sub>Rankine</sub> =	4,6				
	$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )=	14				
	Slipline 2					
Plano	EP <sub>rankine</sub>	$\Sigma N, \text{efet}$	$\Sigma E$	SFF <sub>Mat1</sub>	SFF <sub>Mat2</sub>	$\phi_{\text{mob}}$
D1	804,8	19502,6	12740,2	1,05	1,90	33,9
D2	4635,7	22932,6	11919,3	1,27	2,23	31,5
D3	37214,4	33712,6	-11199,4	-	-	9,7

### 5.11.2.3 Análise do plano D1 - Sobrinho et al (2003)

A verificação de estabilidade global ao deslizamento nos planos de descontinuidades na fundação pode ser feita também pela verificação entre forças resistentes (R e EP) e atuantes ( $A_1$  e  $A_2$ ) a partir da expressão (23) subdividida para a área da base e da cunha da *slipline* 2 (trecho CDJ), conforme representado na Figura 61. Adotando-se os materiais Mat1 e Mat2 e os resultados do modelo com fenda vertical a montante (Modelo F), integram-se as forças  $\Sigma N_{,efet}$  e  $A_1$  em CD, EF e GH,  $A_2$  em BD, BF e BH para análise de cada plano: D1, D2 e D3, respectivamente (ver trechos de integração de forças indicados na Figura 58). As forças  $R_{-Mat1}$  e  $R_{-Mat2}$  são calculadas a partir do numerador da expressão (23), que devem ser verificadas com relação às forças atuantes  $A_1$  e  $A_2$ . A força  $E_p$  é calculada pela expressão de Rankine, considerando  $K_p=4,60$  e  $\gamma_{rsub}=14kN/m^3$  (no Quadro 17).

Segundo Sobrinho et al (2003), as duas verificações devem ser atendidas:

- (a) Deslizamento no plano da slipline 2 (CD/EF/GH):

$$SFF1=R/A_1>1 \quad (41)$$

- (b) Deslizamento na cunha da slipline 2 (DJ/FJ/HJ''):

$$SFF2=EP/A_2>1 \quad (42)$$

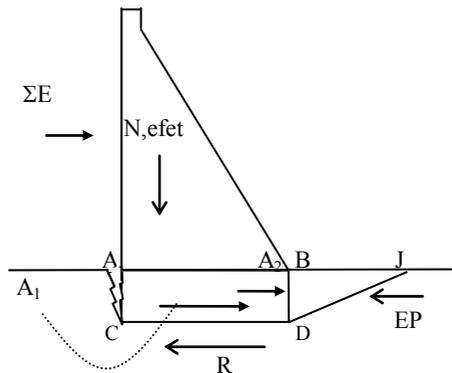


Figura 61: Forças atuantes ( $A_1$  e  $A_2$ ) e resistentes (R e EP) no plano de deslizamento D1 - slipline 2 (segundo Sobrinho et al,2003).

O Quadro 18 apresenta o cálculo de SFF1 e SFF2 para cada material e plano de análise, pelas expressões (41) e (42). Observa-se que a verificação (a) é sempre atendida e a (b) não é atendida, para os planos D1 e D2.

Quadro 18: Estabilidade global ao deslizamento das descontinuidades -  
 Modelo F aplicando a verificação de Sobrinho et al (2003).

Plano	Ec/Em	$\Sigma N_{\text{efet}}$	$A_{CD}$	$A_{BD}(\Sigma \sigma_y \cdot \sigma_l)$	$\Sigma E$	$R_{BD-Ep}$	$R_{CD-Mat.1}$	$R_{CD-Mat.2}$
D1	0,5	18123,28	9562,73	4329,19	13891,92	804,81	12734,27	23190,06
	2	16715,41	8664,01	4954,94	13618,95	804,81	12016,93	22204,26
D2	0,5	18992,28	8056,24	5300,90	13357,14	4635,70	13177,05	23798,54
	2	17791,76	7708,13	6018,64	13726,77	4635,70	12565,35	22957,92
D3	0,5	22489,31	2854,69	7175,68	10030,37	37214,38	14958,88	26247,18
	2	22292,80	2972,43	7976,85	10949,28	37214,38	14858,75	26109,59

Plano	Ec/Em	$SFF_{Mat1}$	$SFF_{Mat2}$	$SFF_{Mat1}$	$SFF_{Mat2}$	$SFF_{Mat1}$	$SFF_{Mat2}$
D1	0,5	1,33	0,19	1,52	2,43	0,19	2,61
	2	1,39	0,16	1,55	2,56	0,16	2,73
D2	0,5	1,64	0,87	2,51	2,95	0,87	3,83
	2	1,63	0,77	2,40	2,98	0,77	3,75
D3	0,5	5,24	5,19	10,43	9,19	5,19	14,38
	2	5,00	4,67	9,66	8,78	4,67	13,45

Assim, a verificação (b) é equivalente à comentada anteriormente, e mostra que, para os planos D1 e D2, as forças atuantes -  $A(\Sigma \sigma_y \cdot \sigma_l)$  que foram obtidas por integração das tensões horizontais obtidas do Modelo F, da superfície da rocha até o plano horizontal de análise (nos trechos BD, BF e BH para D1, D2 e D3, respectivamente), são maiores do que as forças resistentes -  $R_{BD-Ep}$  para um dado critério de resistência de empuxo passivo (Ep). Essas forças estão mostradas no Quadro 18 para cada plano. O Modelo F foi escolhido por ter sido o modelo de resultados intermediários no Quadro 16, sendo comum a consideração da hipótese de fenda a montante.

#### 5.11.2.4 Análises paramétricas em D1 x SFF

No Quadro 19 é apresentado um comparativo feito a partir dos resultados de Gutstein (2003), para os três modelos (D, F e G) e dois tipos de materiais (Mat 1 e Mat2), considerando as análises paramétricas da fundação Um fator de segurança ao deslizamento global é calculado pela expressão (23), onde  $fsd\phi=fsdc=1$ . Os resultados de SFF podem ser comparados com os resultados do Quadro 17 para o plano D1. Observa-se no Quadro 19 que para o material Mat1 a segurança da estrutura estaria próxima à estabelecida por U.S.Army Corps of Engineers ( $SFF > 2$ ) para os resultados do modelo D e para o Mat2, para os modelos D, F e G, dependendo da relação Ec/Em e modelo. Foi incluída neste quadro a verificação do Modelo F com a parcela de resistência da cunha, feita no item anterior. Fazendo uma análise pelo MRP do plano D1

segundo os estudos de Gutstein (2003), ao longo do plano D1 na região a jusante da barragem, os critérios de resistência para o material Mat2 estão sendo atendidas (curvas resistentes > curvas atuantes), por exemplo, para o caso de  $E_c/E_m=0,50$ . Já no trecho a montante deste plano, também neste caso foi observada a ruptura localizada junto a face de montante da barragem. No entanto, das verificações tradicionais pela expressão (23) se obteve um fator de segurança global de 1,90 (Quadro 17).

Quadro 19: Comparativo entre as metodologias - Verificação da estabilidade global ao deslizamento do plano D1.

Estudo comparativo Plano D1	SFF (Mat1: $\phi=27^\circ$ e $c=100\text{kN/m}^2$ )					SFF (Mat2: $\phi=350$ e $c=300\text{kN/m}^2$ )				
	Modelo D	Modelo F	Mod.F_cunha		Modelo G	Modelo D	Modelo F	Mod.F_cunha		Modelo G
Slipline 5 - Trecho CD										
Ec/Em	SFF	SFF	SFF1	SFF2	SFF	SFF	SFF	SFF1	SFF2	SFF
0,10	1,90					3,43				
0,50	1,88	1,34	1,33	0,19	0,81	3,42	2,46	2,43	0,19	1,53
1,00	1,87					3,42				
2,00	1,87	1,39	1,39	0,16	1,35	3,42	2,58	2,56	0,16	2,52
10,00	1,85					3,42				

Nos demais resultados publicados em Gutstein (2003) pelo MRP, para todos os planos houve ruptura localizadas próximas às regiões da face de montante e de jusante, que foi em maior área (de tensão atuante > tensão resistente) para os modelos G, F e D nesta ordem. O MRP foi traçado para todos os planos da descontinuidade neste trabalho. Mas o mesmo pode ser feito em termos de tensões principais e verificação do meio contínuo ou para tensões ao longo de outros planos.

Os resultados de Gutstein (2003) já mostraram que independente do modelo de análise numérica adotado, a deformabilidade da fundação influencia os resultados obtidos de tensões atuantes e resistentes, e conseqüentemente as verificações de estabilidade global (SFF e  $\phi_{mob}$ ). A análise pelos métodos tradicionais despreza esta influência. Esta conclusão foi mais pronunciada nos casos específicos quando se consideraram os resultados de análises elástico-lineares com propagação de fratura. No entanto, como a não-linearidade física do material não foi considerada, as simplificações para a consideração da subpressão na fundação com a abertura de fenda e propagação da fratura, podem ter conduzido a resultados conservadores.

A análise comparativa do Quadro 16 para os diferentes modelos, a variação do ângulo de atrito mobilizado pela estrutura indicou que em termos gerais a estrutura seria estável, dentro de possíveis limites de resistência dos materiais (sem se fixar em critérios de projeto neste momento). No entanto, valores críticos foram encontrados para o

Modelo G, ainda mais lembrando que se tratam de valores característicos (sem minoração da resistência de atrito, onde  $f_{sd}\phi=1$ , e sem majoração da segurança ao deslizamento, ou seja,  $FSD_{tot}=1$  para o plano potencial de ruptura ao deslizamento analisado). Mas é importante observar também neste quadro, as diferenças encontradas entre os valores de ângulos de atrito obtidos dos diferentes modelos numéricos e ainda destes com relação ao método tradicional.

Buscando a justificação segundo as indicações dos boletins do ICOLD, se forem observadas as forças resultantes obtidas por integração de tensões nos planos de análise, as mesmas são bem menores do que as cargas aplicadas, ainda mais para o plano D3; indicando que as tensões se distribuem no maciço, em regiões maiores ou menores conforme a profundidade do plano de análise, a exemplo de um bulbo de pressões de fundações. Por isto que na metodologia pelo MEF é importante verificar as demais regiões do modelo. Devido à esta distribuição de pressões, o modelo pode não estar representando adequadamente o material de campo e pode estar submetendo esse material a tensões maiores do que o seu limite.

A partir destas discussões se conclui para os modelos dos planos de descontinuidades feitos pelo MEF, que a consideração do trecho de análise de estabilidade como sendo aquele da projeção da barragem (trechos CD, EF e GH), pode ser interpretada de duas formas:

(a) que a estrutura está estável se nestes trechos a segurança ao deslizamento for atendida, desde que a modelagem da rocha a jusante seja feita de forma adequada e estando os deslocamentos da estrutura em níveis aceitáveis. A modelagem da rocha a jusante pode ser considerada adequada de forma simplificada, se a integral de tensões até o plano de análise não ultrapassar o empuxo passivo da rocha a jusante.

(b) que uma verificação de estabilidade considerando a resistência da rocha a jusante seja feita, a exemplo da apresentada no Quadro 18 e item 5.11.2.3.

Por outro lado a comparação com os métodos tradicionais e teoria de equilíbrio limite, no Quadro 17, o plano D1 e os demais estariam estáveis (considerando  $FSD>1$ , para fins de comparação). Em se tratando de análise por equilíbrio limite no entanto, pela expressão (23), podem ser somadas as parcelas dos coeficientes de segurança (na região de projeção da barragem com a região da cunha) e pode-se considerar que uma vez as forças resistentes sejam maiores ou iguais do que as forças atuantes no plano de projeção abaixo da barragem, o conjunto não desliza e a parcela de rocha a jusante pode entrar como uma resistência adicional de segurança. Isto porque neste cálculo se

consideram todas as forças atuantes distribuídas no plano de projeção e se aproxima à condição de ruptura para as cargas limites. Pelo método de equilíbrio limite se considera que todos os pontos do plano de análise plastificam e mobilizam os parâmetros característicos dos materiais assumidos. A segurança neste caso fica garantida pelo fator de segurança que é em relação à ruptura, ou seja, uma solução de Estado Limite Último como já abordado, lembrando que se o plano potencial de ruptura assumido não é o mais crítico, se estará contra a segurança e devem ser testados outros planos potenciais de ruptura.

Nas análises de estabilidade feitas a partir dos modelos elaborados pelo MEF, mesmo que se assumam determinados planos de análise ao longo da fundação ou conjunto barragem-fundação, deve-se ter atenção para compreensão do comportamento da estrutura. Nos casos onde a integral das tensões normais e cisalhantes ao longo do plano não resulte no somatório de forças atuantes, então mesmo que a segurança esteja sendo atendida neste plano, não será o suficiente pois deve-se verificar as outras regiões da fundação que estão sendo solicitadas pela barragem.

Na análise de estabilidade do plano de contato concreto-rocha, as diferenças entre as forças atuantes e as absorvidas pelo modelo no plano de análise tendem a ser nulas, devido às condições de equilíbrio. Alguns resultados apresentados mostraram que estas diferenças são de fato pequenas e podem ter ocorrido por conta dos problemas de singularidade dos modelos.

Com estas observações pode-se concluir que a verificação de estabilidade global ao deslizamento a partir das tensões obtidas pelo MEF e modelos elástico-lineares, não é simplesmente resolvida pela integração das tensões ao longo dos mesmos planos de ruptura assumidos pelos métodos tradicionais de equilíbrio limite. Uma vez que as cargas aplicadas distribuem-se em regiões maiores no maciço, restam dúvidas de qual seria a região a integrar para considerar um método de ruptura global que pudesse se aproximar da verificação por equilíbrio limite. É necessário verificar as condições de equilíbrio nas regiões adjacentes aos planos de análise com relação à metodologia tradicional para interpretar se o modelo está representando adequadamente a resistência destes materiais.

O modelo matemático considera o entorno do maciço rochoso em função das propriedades de peso específico ( $\gamma$ ), deformabilidade ( $E$ ) e Poisson ( $\nu$ ). O modelo analítico de equilíbrio limite trata a contribuição da rocha a jusante como sendo um empuxo passivo ou como uma cunha

resistente, no modelo de cunhas de ruptura, baseados nos parâmetros  $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$  e na geometria, embora não seja consensualmente adotado em projeto. Isto porque se assume a hipótese onde empuxo passivo só atua se há uma mobilização do mesmo e para isso deve haver um pequeno deslocamento (ou deslizamento ao longo do plano de análise (do plano CD do exemplo de estudo). No modelo pelo MEF, a contribuição da rocha faz parte do modelo de análise e é uma parcela resistente às solicitações que irão ocorrer segundo à distribuição de tensões no maciço e isto é interessante desde que o modelo represente a realidade.

### 5.12 Volta ao início (Etapa 9)

Esta etapa foi adicionada na metodologia para lembrar que uma vez não estejam sendo atendidos os critérios de segurança, ou haja dúvidas devido à justificação dos modelos com relação à metodologia tradicional por exemplo, novas análises são necessárias. Neste caso, deve-se voltar às etapas iniciais, como para a Etapa 1 (Figura 62), se forem feitas alterações na geometria da estrutura ou em outras condicionantes de projeto, ou para a Etapa 2, se forem feitas mudanças do tipo de análise, por exemplo, para considerar o comportamento não-linear dos materiais e assim sucessivamente. Neste caso, ao invés da metodologia discutida a partir da Etapa 2 (item 5.5 em diante), poderia ser adotado um caminho similar, a partir da escolha de outro tipo de análise, como representado na Figura 63.

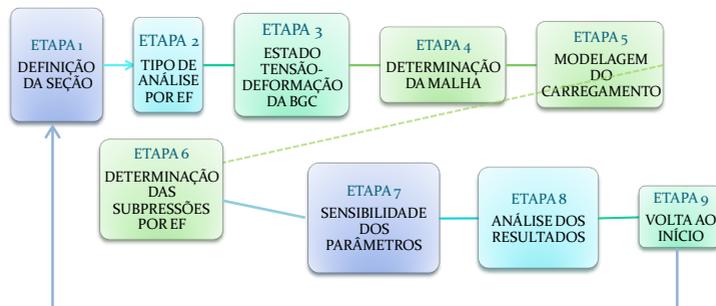


Figura 62: Resumo das etapas da metodologia de análise de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto pelo MEF.

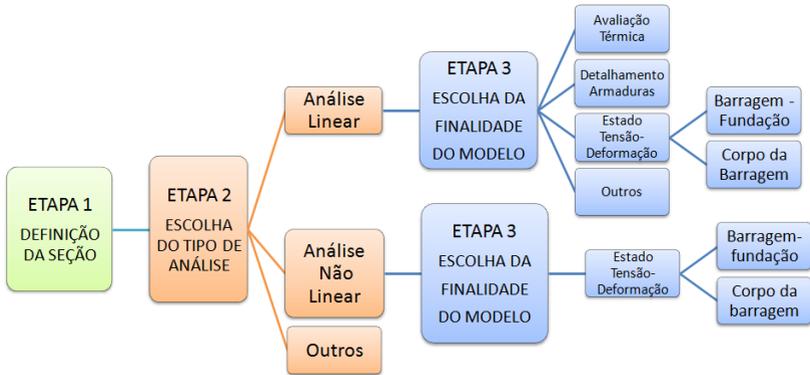


Figura 63: Alternativas da metodologia de análise de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto pelo MEF.

## 6. TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 Introdução

Neste capítulo é feita uma apresentação de etapas que podem ser adotadas para fins de validação de análises que foram citadas ao longo deste trabalho, mas que ainda não foram utilizadas, tais como, de aplicação dos carregamentos como pressão de poro, de simulação da fundação por rigidez (mola não-linear), comportamento não-linear dos materiais. Para isso, admite-se a utilização do programa Sap2000, pelos mesmos motivos que o mesmo vem sendo utilizado nos capítulos anteriores.<sup>96</sup>

### 6.2 Validação de novas ferramentas

As etapas são definidas inicialmente para modelos simples e efeitos independentes. O objetivo é a validação da ferramenta do programa e entendimento do seu funcionamento dentro das aplicações que se deseja, para depois serem utilizadas nos modelos de BGC. Neste caso, os modelos de BGC podem ser elaborados, validados e justificados tendo como base a metodologia discutida neste trabalho, fazendo-se algumas adaptações para os novos modelos, se forem necessárias, bem como para a realização das análises não-lineares. No entanto, estes estudos iniciais já fornecem indicativos para a aplicação nos modelos.

Para esta análise deverá ser feito um estudo inicial de modelagem com relação à ferramenta computacional utilizada, avaliando-se o comportamento isolado dos efeitos: da simulação não-linear de rigidez da fundação (*non-linear link element - NLINK Gap element*), da carga de subpressão (*pore pressure*) e da não-linearidade física (pelo critério de Drucker&Prager ou consideração de comportamento elasto-plástico), a partir de um modelo padrão pelo Método dos Elementos Finitos, conforme segue:

a) Elaboração de um modelo padrão: composto por uma malha de 10x10 elementos (extensão de 10m x 10m em Y e Z, bidimensional no plano YZ), em estado plano de deformação pelo MEF. Considera-se um carregamento triangular, para simular tração e compressão nos apoios localizados na superfície AB, em Z=0 (Figura 64). Considera-se

---

<sup>96</sup> SAP 2000 v.11 *Non-linear* do Laboratório de Análise de Estruturas (LAE/UFSC), conforme Computer & Structures, Inc. (1997). Esta ferramenta foi escolhida como referência por ser de uso difundido na prática de projeto de engenharia de barragens, apesar de ser usualmente empregada em projeto a versão linear, ou a correspondente análise linear da versão não-linear.

inicialmente o peso próprio como sendo nulo (modelo similar à Figura 64). Os casos de carregamentos, casos de análises e condições de contorno serão incluídos conforme as influências a serem consideradas em seguida.

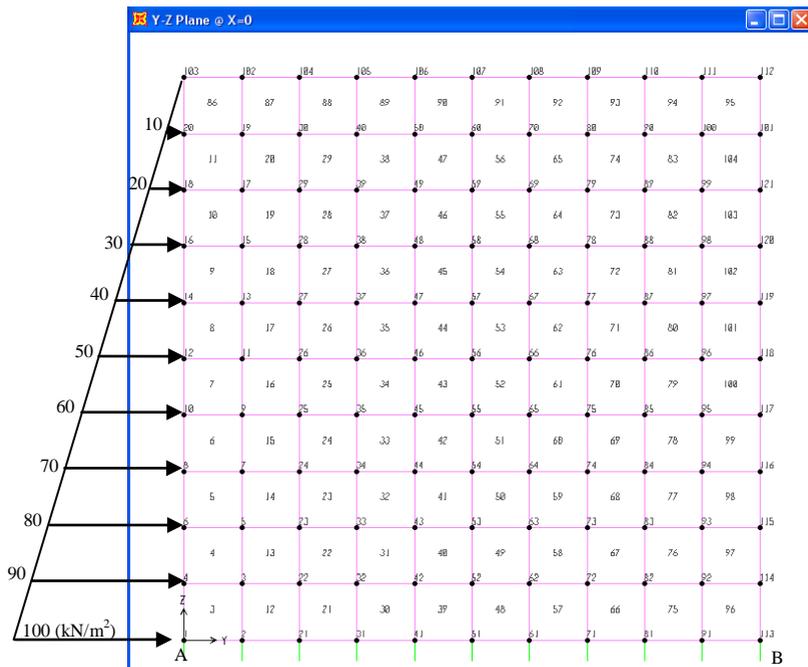


Figura 64: Modelo inicial bidimensional em estado plano de deformação com carregamento.

b) Influência da rigidez não-linear: Como o carregamento triangular adotado no item anterior tende a tracionar os elementos de apoio do lado próximo a aplicação da carga e comprimir os demais elementos do lado oposto (por analogia com a região de contato concreto-rocha de BGC a montante e a jusante, respectivamente), aplicam-se elementos de rigidez não-lineares do tipo *NLINK Gap elements*. Os elementos *Nlinks* são modelados nos nós equivalentes ao contato concreto-rocha nos graus de liberdade na direção 1 (paralela a Z global - Figura 64), restringindo-se o movimento nos outros dois graus de liberdade dos mesmos nós (conforme representadas as janelas do programa na Figura 65). Estes elementos permitem que sejam absorvidos os esforços de compressão com comportamento elástico-linear, porém não permitem os esforços de tração, dentre outras

possibilidades. Depois se avalia a influência deste modelo conforme a variação do carregamento (por exemplo: aplicando-se carga do lado direito, do lado esquerdo, de baixo para cima, sendo de cada forma isoladamente, ao longo do contato onde são instalados os NLINKS). Isto deverá ser feito por meio de análise não-linear por controle de carga (*loading control*) e deverão ser ajustados o número de passos (*steps*) no modelo de forma a convergir.

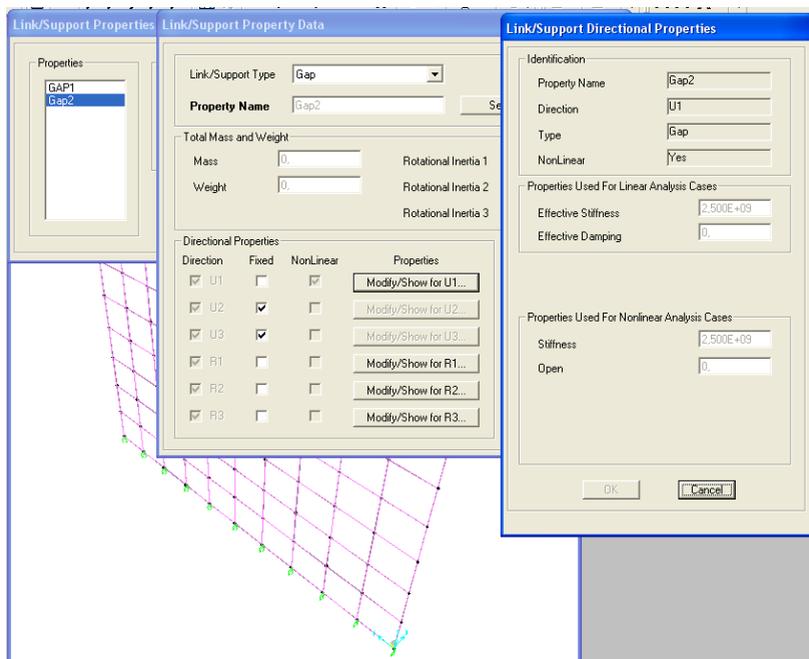


Figura 65: Atribuição de rigidezes elásticas e NLinks - programa Sap2000-versão 11.

A aplicação de carga por controle de carga será utilizada uma vez que se conhece a magnitude de carregamento a ser aplicado e se desconhece o deslocamento. Neste caso, as cargas são aplicadas a partir de zero até a carga total especificada, incrementalmente (que pode ser a carga de colapso iminente discutida anteriormente). Utiliza-se a configuração de incrementos de carga (*steps*) a qual permite registrar os resultados intermediários à carga total e avaliar a resposta da estrutura para cada parcela de carregamento. A adoção deste intervalo de

incrementos permite incluir outros eventos significativos para os quais os dados são salvos.<sup>97</sup>

c) Influência da carga de subpressão: Discute-se aqui a aplicação das subpressões por meio de *pore-pressure* onde pressões escalares são aplicadas no modelo. Para isso, é necessário determinar as subpressões, que podem ser obtidas por meio de outro modelo de estudo de fluxo pelo MEF para a estrutura modelada. Pode-se adotar os passos discutidos na Etapa 6 deste trabalho (item 5.9) efetuando-se uma análise de sensibilidade de parâmetros dentro do espectro de incertezas que se deseja estudar, como o apresentado no exemplo desta etapa. A modelagem posterior em modelos de percolação para BGC pode ser feita também como discutido na Etapa 6.

d) Influência da não-linearidade física do material: Da mesma forma que foram avaliadas a subpressão e as molas não-lineares, considera-se agora o material como sendo de comportamento físico não-linear, podendo ser utilizado em primeiro momento o critério de Drucker e Prager (1952) apud Chen (1975), o qual está disponível para modelagem via SAP2000 - V.11. (COMPUTERS & STRUCTURES, Inc., 2009). Para esta etapa deve-se estudar como processar a análise não-linear, além da forma de aplicação e sensibilidade dos parâmetros. Um exemplo base, a ser definido durante o processo, deverá ser elaborado para avaliar se o comportamento foi modelado corretamente.

e) Influência da carga de subpressão considerando-se dados de percolação: Estudo da aplicação das poro-pressões no modelo estrutural a partir do modelo inicial (padrão) para identificar a forma correta de modelar este carregamento por meio do *pore-pressure/SAP2000* e então interpretar seus resultados, por meio de comparações com modelos físicos, se possível, e modelos numéricos cujos resultados sejam conhecidos, para aferir o modelo.

f) Influência da carga de subpressão, obtida por meio de análises de percolação, conforme estudo (e) x critério de Drucker e Prager para a consideração da não-linearidade física, conforme estudo (d).

g) Influência das características do modelo em (f): subpressão obtida por análise de percolação e material com não-linearidade física,

---

<sup>97</sup> Mais adiante levando-se este tipo de análise para as BGC, foram encontradas algumas publicações na literatura onde as análises não-lineares foram conduzidas aplicando-se o carregamento de forma incremental e a segurança é avaliada em função do acréscimo de carregamento máximo que a estrutura "suportaria" (mesmo que fictício na estrutura), em complementação aos critérios tradicionais que continuam sendo aplicados nestes trabalhos.

acrescentadas ao modelo com elementos de rigidez não-linear (estudado em b). Em função dos resultados obtidos, estudar as soluções para os casos de abertura do NLINK (o que equivaleria a terem sido encontradas tensões de tração) para a aplicação da subpressão e no caso da não abertura (por meio das variações de carregamentos estudadas no início).

h) Interpretação dos resultados: Tendo sido encontrado resultados satisfatórios, ou seja, se foi obtido êxito na modelagem das características acima conforme a comparação com modelos cujo comportamento ou resultados são conhecidos segue-se para a modelagem numérica da seção típica via MEF e programa SAP2000. Caso contrário, se após sucessivos estudos não foi possível modelar o comportamento da subpressão e empuxos hidrostáticos empregando o *pore-pressure*, ou o comportamento de material não resistente a tração por meio de elementos de rigidez não-linear ou ainda o comportamento de não-linearidade física por Drucker&Prager no SAP2000, deve-se buscar alternativas ou outras ferramentas (para a não-linearidade existem outros comportamentos do material que podem ser adotados). Além disso existem diversos outros programas que podem ser aplicados e talvez para a modelagem computacional de meios rochosos, até com mais recursos (como GEO5, ADINA, ANSYS entre outros), mas que não foram inicialmente selecionados pela não disponibilidade direta e principalmente por seu uso ainda ser muito restrito em projeto.

### **6.3 Justificação dos novos modelos formados**

A aplicação das poro-pressões, uma vez validadas pelo item anterior, pode ser feita nos modelos B e H para a análise do conjunto barragem-fundação - contato concreto-rocha e planos na fundação. A partir daí, aplicam-se os demais estudos de validação dos modelos da etapa 5 em diante da metodologia (Cap.5), uma vez que as análises lineares podem continuar a ser feitas.

No caso de elaboração de análises não-lineares, devem ser levadas em conta as dificuldades de processamento que forem observadas na realização da primeira análise, pois estar-se-á utilizando de métodos iterativos, onde não se pode considerar a superposição de efeitos, devendo ser tomados alguns cuidados com a aplicação dos carregamentos. A subtração da pressão neutra de tensões totais, por exemplo, não pode ser feita neste tipo de análise.

As análises com não-linearidade física podem possibilitar a identificação do mecanismo de ruptura na fundação por meio de análises sucessivas de plastificação na fundação. Como já comentado no trabalho, isto pode ser de interesse quando na ausência de planos potenciais de ruptura ou desconhecimento do modo de falha da

estrutura. Alguns outros modelos podem ser pesquisados quanto à sua aplicação em conjunto com os modelos estruturais elaborados por este programa como, de material não resistente à tração, critério de Hoek-Brown e outros. Neste caso, as subpressões podem ser aplicadas iterativamente no modelo conforme dados obtidos de estudos de percolação (na etapa c acima, ou pela Etapa 7 - Cap.5), até que o modo de falha seja encontrado em convergência com o trecho tracionado. Após identificação do modo de falha, procede-se à justificação dos modelos.

Convém ressaltar que os resultados obtidos pelas análises não-lineares, em função das discussões apresentadas neste trabalho podem ser utilizados para a identificação posterior das superfícies potenciais de ruptura por meio do Método de Ruptura Pontual (MRP). São identificados assim os planos principais de tensões atuantes que dependendo de seu comprimento e geometria poderão ser as superfícies potenciais de ruptura. Estas análises podem proporcionar comparações entre os resultados obtidos por MRP e em seguida pelo Método de Ruptura Geral (MRG) nestas superfícies obtidas, bem como nas demais superfícies já estudadas. Neste caso, a abordagem por MRP a partir de modelos com plastificação ou que sejam conduzidos por outras análises não-lineares iterativas, já prevê a redistribuição de esforços e um comportamento mais próximo da ruptura, como uma situação de estado limite último, a exemplo do considerado no método de ruptura geral.

#### **6.4 Outros estudos**

Além dos aspectos de modelagem computacional, o aprimoramento do projeto de barragens de gravidade de concreto também pode ser feito a partir do emprego de métodos probabilísticos para a quantificação da segurança estrutural de estabilidade global, onde se permitiria atingir uma abordagem mais aproximada às verificações de estados limites de normas técnicas (de ações e segurança e normas de estruturas, em geral). Este assunto foi discutido resumidamente no item 4.5 e poderia ser tratado por meio de pesquisa em primeiro momento, onde a variabilidade dos parâmetros pode ser assumida a partir de funções de densidade de probabilidade, podendo ser utilizado o método de Monte Carlo para a quantificação da segurança e determinação dos estados limites. A nível de projeto, já se utilizam estudos de confiabilidade estrutural para considerar a variabilidade aleatória de parâmetros e quantificar um fator de segurança ao deslizamento para determinadas probabilidades de ruína.

As variáveis que interferem na segurança ao deslizamento, tais como, coesão, ângulo de atrito, níveis de água a montante e a jusante e

peso próprio, considerando a expressão (23), podem ter sua variabilidade representada a partir de funções de densidade de probabilidade, com distribuição normal, por exemplo. A Figura 66 mostra exemplos de funções de densidade de probabilidade que podem ser obtidas para essas variáveis, para o caso da seção típica de barragem de gravidade de concreto da Figura 38<sup>98</sup>.

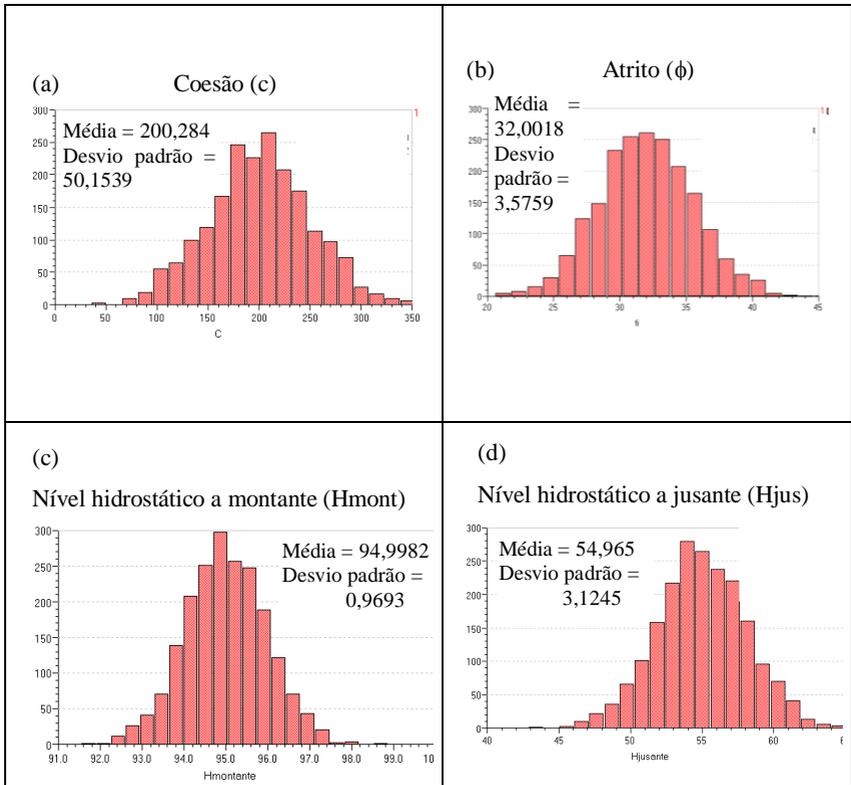


Figura 66: Exemplo de funções de densidade de probabilidade (distribuição normal) para: (a) coesão, (b) atrito, (c) nível hidrostático a montante e (d) nível hidrostático a jusante (adaptado de Gutstein e Carone, 2005).

Na Figura 67, mostra-se que pode ser obtida uma distribuição normal para o fator de segurança ao deslizamento, considerando a variabilidade dos parâmetros de entrada adotados e a expressão (23). A

<sup>98</sup> Esses exemplos foram retirados de Gutstein e Carone (2005).

partir do Método de Monte Carlo, pode ser feito um estudo para determinar a probabilidade de ruína da estrutura.

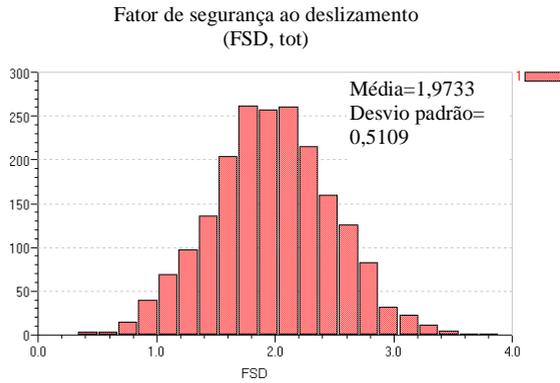


Figura 67: Distribuição normal obtida para o fator de segurança ao deslizamento (FSD,tot), segundo Gutstein e Carone (2005).

## 7. *CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES*

Este trabalho apresentou diversos aspectos que envolvem o problema de análise de barragens de gravidade de concreto, desde a sua concepção inicial, as hipóteses assumidas de carregamentos, de modelos e metodologias tradicionais. Neste sentido, tentou-se inserir estes aspectos numa metodologia de análise baseada nas diretrizes das principais publicações de referência na área de barragens, que são os boletins do ICOLD. Buscou-se atender então às diretrizes, onde os modelos computacionais devem envolver os três aspectos chaves, de Justificação, Validação e Garantia da qualidade, de onde se concluiu que:

- as etapas de Justificação e Validação são importantes para a elaboração de modelos numéricos de BGC. Isso foi observado mesmo em casos onde o modelo computacional em estudo já tenha sido bastante utilizado para analisar determinado problema, pois a sensibilidade de parâmetros não é de todo conhecida e muda conforme os diferentes fenômenos envolvidos que estiverem sendo modelados;

- a necessidade de realização de todas as etapas abordadas na metodologia deste trabalho deve ser avaliada para cada projeto, podendo ser eliminadas algumas etapas nos casos onde experiências anteriores possam ser tomadas como referência para tomadas de decisões;

- de acordo com as ferramentas computacionais adotadas e principalmente as decisões do analista estrutural com relação à modelagem, muitos resultados diferentes podem ser obtidos para um mesmo estudo de caso. Isto foi observado nos exemplos e discussões apresentados ao longo deste trabalho. Por isto, a Justificação se faz necessária, avaliando os modelos elaborados com relação aos modelos físicos (sempre que possível), e com relação aos modelos de métodos tradicionais.

Se observarmos rapidamente os modelos que utilizam de recursos computacionais disponíveis a nossa volta, é fácil encontrar aqueles que podem representar alguns dos fenômenos aqui descritos de uma forma mais aprofundada. Se observou neste trabalho que existem soluções computacionais complexas que podem ser adotadas, como aquelas da teoria da Mecânica da Fratura. Neste caso, outros parâmetros são exigidos e ainda um entendimento profundo do problema, das simplificações, métodos de convergência assumidos, além de tempo para o desenvolvimento e interpretação dessas análises. São análises ainda de difícil aplicação para fins de projeto, onde a Validação e a Justificação podem ser bem mais complexas. Outra forma apresentada

de aprimoramento dos modelos, que pode ser adotada em projeto é a modelagem da não-linearidade física dos materiais, em regiões de singularidades dos modelos, ou para auxiliar a representação dos mecanismos de ruptura, por meio da plastificação dos materiais. No entanto, se concluiu que mesmo na área de pesquisa, esses modelos ainda resolvem um ou alguns dos aspectos do problema, de uma forma geral (na modelagem pelo MEF de aspectos específicos, como da fissuração durante a vida útil, do comportamento da estrutura durante a fase construtiva, da subpressão em fases determinadas, de planos de ruptura à estabilidade e assim sucessivamente).

Sendo assim, a metodologia que foi discutida não está fechada e nem poderia estar com as inovações frequentes na área de tecnologia. Mas é no emprego das inovações, que se faz ainda mais necessário seguir uma metodologia, validando e justificando os resultados com o "comportamento tradicionalmente aceito dentro da comunidade técnica", justamente por este comportamento não ser somente idealizado (baseado em modelos), e sim, muitas vezes, baseado em dados observacionais e experiências anteriores.

Assim, à medida que vão sendo disponibilizadas novas ferramentas computacionais, com possibilidade de caracterização dos materiais, novas etapas referentes às mesmas podem ser incorporadas no processo. Por isto, se pensou inicialmente (o que foi uma das motivações para a realização deste trabalho) que a discussão de uma metodologia, mesmo que baseada na análise linear, de início, vem a tratar dos assuntos de projeto, mas também vem a fornecer subsídios para que novos modelos possam ser utilizados de forma adequada, aprimorando deficiências identificadas em modelos mais simples. Os boletins do ICOLD, citados ao longo desse trabalho, mostraram-se também com objetivos parecidos. No entanto, as suas recomendações são ainda muito gerais, não abrangem os aspectos de projeto, ou em detalhe, o estudo de BGC por meio do Método dos Elementos Finitos para verificações de estabilidade, como foi discutido ao longo do trabalho.

Por outro lado, o caminho de otimização do projeto aprimorando algumas etapas, passo a passo e utilizando ferramentas simples, pode conduzir a resultados interessantes, conforme os abordados neste trabalho.

Como resultados deste trabalho e contribuições à comunidade técnica e acadêmica se destacam:

- a visão geral do problema, por mostrar alguns aspectos do atual estado da arte no assunto;

- a sistematização e a aplicação dos métodos utilizando o MEF na verificação de tensões e de estabilidade;
- a identificação das lacunas e diferenças de abordagem entre a metodologia tradicional, baseada no método de equilíbrio limite, e a metodologia sugerida, para a análises de modelos numéricos;
- que a metodologia discutida pode ser aplicada para a validação, justificação e garantia da qualidade de modelos numéricos para fins de análise de tensões e de estabilidade global de BGC.

Dentre as contribuições apresentadas, vale ressaltar a importância da sistematização da metodologia, seja em projeto ou em pesquisa, onde é bastante comum o emprego ou o desenvolvimento de novos programas aprimorados para resolverem determinados problemas. No entanto, é no entendimento do problema de engenharia e da sua representação por meio de modelos computacionais (interpretação e análise), onde muitas vezes se encontram os erros de projetos, por esquecimentos, concepção, hipóteses e interpretações não apropriadas, por exemplo, apesar de algumas vezes não se dar tanto valor a este assunto.

Além disso, também se observou na elaboração deste trabalho que:

- nos exemplos mostrados, os modelos sugeridos para a análise do contato concreto-rocha permitiram melhor aproximação com a metodologia tradicional;
- os modelos sugeridos para a análise dos planos de descontinuidade na fundação precisam ser aprimorados frente às diferenças encontradas pelos métodos abordados, o que pode ser feito seguindo as sugestões apresentadas na metodologia;
- também no Brasil não há um método verdadeiramente padronizado para comprovar a estabilidade de barragens de gravidade de concreto, quando se empregam modelos computacionais pelo MEF.

Com relação à parte de modelagem para fins de estudos de percolação, ressalta-se que:

- com as inovações na área de modelagem computacional, existe uma tendência cada vez maior de serem utilizados modelos numéricos para a determinação das ações provenientes das subpressões, tomando-se os devidos cuidados para a caracterização dos parâmetros;
- se observou que existem incertezas inerentes da modelagem computacional, que na maioria das vezes estão relacionadas com as dificuldades de se obterem parâmetros e condições de contorno do problema, de forma que sejam representativos;
- os exemplos apresentados mostraram que os parâmetros de modelo hidrogeológicos influenciam muito os resultados;

- quando a caracterização dos parâmetros não é suficiente, os modelos numéricos pelo MEF podem complementar os estudos para a determinação das subpressões e vazões;

- esses modelos também podem ser utilizados para auxiliar na análise e acompanhamento da estrutura durante as fases construtivas e vida útil.

Por outro lado, a caracterização dos parâmetros de entrada dos modelos numéricos, de uma forma geral, pode ser aprimorada em diversas situações de projeto, utilizando-se de investigações geológico-geotécnicas e respectivas interpretações mais aprofundadas, mas evidentemente sempre existirão incertezas devido às hipóteses assumidas. A quantificação destas incertezas só pode ser feita por inclusão de análises probabilísticas no projeto, ou ainda de análises qualitativas (como análises paramétricas).

Por fim, para a definição do escopo deste trabalho foi necessário focar em alguns aspectos. Se concluiu que existe uma grande diversidade de estudos específicos e detalhados mas que ainda precisam ser trazidos para o ambiente de projeto, pois uma vez que contemplam alguns dos aspectos do problema, por não terem a visão geral, não geram de imediato contribuições para o projeto de BGC. Neste sentido, a visão geral do problema e a metodologia desenvolvida contribuíram para o estado da arte do projeto por meio de modelagem computacional de barragens de gravidade de concreto. Também trouxeram diretrizes para estudos futuros de aprimoramento da modelagem numérica por meio do MEF. Cada uma das sub-áreas que foram abordadas de forma sucinta, dentro do tema deste trabalho, pode ser objeto de trabalhos futuros.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 15577 - Agregados - Reatividade Álcali-Agregado (Partes 1 a 6).** Rio de Janeiro, 2008 (versão corrigida).

ALVES SILVEIRA, J. F. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

AMADEI, B. e ILLANGASEKARE, T. **Stability of Concrete Gravity Dams with Drained and Finite Cracks.** ASCE Journal of Energy Engineering, 1992. p. 149-163.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - COMMITTEE 318. **ACI 318-08 - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, 2008.

ANDRADE, R. M. A. **Drenagem nas Fundações das Estruturas Hidráulicas - Análise, Interpretação, Prática.** Rio de Janeiro: Centro de Documentação do Depto. de Engenharia Civil da Engevix S.A. - Estudos e Projetos de Engenharia, 1982.

ANDRIOLO, F.R. **The Use of Roller Compacted Concrete.** São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

BAZANT, Z. P. **Is no-tension design of concrete or rock structures**

**always safe? - Fracture analysis.** Journal of Structural Engineering - ASCE, UK, 1996. vol. 122. 2-10.

BHATTACHARJEE, S.S. e LINSBAUER, H.N. **Uplift pressure effects on the sliding resistance of concrete gravity dams.** Dam Engineering Magazine, United Kingdom, 2004. v.XI.

BOLZON, G. **Size effects in concrete gravity dams: a comparative study.** Engineering Fracture Mechanics-Elsevier Ltd., 2004. pp.1891-1906.

BOWLES, J. **Foundation Analysis and Design.** McGraw-Hill Publishing Company, 1988.

BRAND, B. **Variational method for evaluating failure modes of concrete dams.** Dam Engineering Magazine, United Kingdom, 2004. v. XIII.

CAMARGO, F.P. et al. Development of Conceptual Geomechanical Models for Foundations of Concrete Dam - Approach Applied to Three Projects. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATIONS, 1978, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: M.A.Kanji and R.A. Abrahão, 1978. v.1.

CASCAS, Las. **Sobre a empresa Cadtec.** Site da Cadtec (Centro de Apoio, Desenvolvimento Tecnológico e Ensino da Computação Gráfica). [Online] Cadtec. [Citado em: 15 de Janeiro de 2011.] <http://www.cadtec.dees.ufmg.br/NucleoEAD/Forum/Arquivos/cap3.PDF> F. (notas de aula).

CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens. **Sobre o VII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas.** Site do Comitê Brasileiro de Barragens. [Online] Abril de 2010. Citado em: 26 de Dezembro de 2010. <http://www.emtermos.com.br/cbdb/releases/release1/releasepch1.html>.

CBDB/ICOLD-BRAZILIAN COMMITTEE ON DAMS. **Main Brazilian Dams III - Design, Construction and Performance.** Rio de Janeiro, 2009, v.III.

CBDB-COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. **Guia básico de segurança de barragens**. São Paulo: Núcleo regional de São Paulo, Comissão regional de segurança de Barragens - CBDB/ICOLD, 2001.

CELESTINO, T.B. Emprego de Modelos Matemáticos no Projeto de Fundações de Barragens de Concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, São Paulo, 1983. **Anais...** São Paulo, 1983. p. 299-318.

CEN - EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990 - Eurocode 1 - Basis for Structural Design**. Brussels, 1990.

\_\_\_\_\_. **EN 1992 1-1:2004 - Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

\_\_\_\_\_. **EN 1992 1-1:2004 - Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 1: General rules and rules for buildings**. Brussels : CEN, 2004.

CHEN,W. **Limit Analysis and Soil Plasticity - Developments in Geotechnical Engineering 7**. Nova York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.

CHUHAN, Z.; GUANGLUN, W.; SHAOMIN e W; YUEXING, D. **Experimental Tests of Rolled Compacted Concrete and Nonlinear Fracture Analysis of Rolled Compacted Concrete Dams**. Journal of Materials in Civil Engineering - ASCE, China, 2002. v.14. n<sup>o</sup>.2.

CIUMASIU, C. **Sobre o Depto de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa**. Site do Depto de Eng. Civil da Faculdade de Ciências e de Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. [Online] [Citado em: 2011 de Janeiro de 15.] [http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S\\_Estruturas/Elementos\\_finitos/MEF.pdf](http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Elementos_finitos/MEF.pdf). (Notas de Aula).

COMPUTERS & STRUCTURES, Inc. **CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETabs and Safe**. Berkeley: Computers & Structures, Inc., 2009.

COOK, R.D. et al. **Concepts and Applications of Finite Element**

**Analysis.** John Wiley & Sons, 1989. 3<sup>a</sup> ed.

CRUZ, P.T. da. **Análise de Subpressões em Barragens de Concreto Fundadas e Formações Basálticas.** São Paulo: Escola Politécnica de São Paulo (documento não publicado), 1976.

CRUZ, P.T. e BARBOSA, J.A. Critérios de cálculo para subpressões e análises de estabilidade ao escorregamento em barragens de concreto gravidade. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1981, Recife. **Anais...** Recife, 1981.

CRUZ, P.T. e FERNANDES, R. Uplift pressures at the base and in the rock basaltic foundations of gravity concrete dam. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATIONS, Rio de Janeiro, 1978. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1978.

CRUZ, P.T.da. **100 Barragens Brasileiras.** São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAVIS, C.V. e SORENSEN, K.E. **Handbook of Applied Hydraulics.** McGraw-Hill book company, 1969. Third Edition.

ELETROBRÁS. **Instruções para Estudos de Viabilidade de Aproveitamentos Hidrelétricos.** Rio de Janeiro: Eletrobrás, 1997.

\_\_\_\_\_. **Manual de Inventário Hidrelétrico de Bacias Hidrográficas.** Rio de Janeiro: Eletrobrás, 1997.

\_\_\_\_\_. **Diretrizes para Elaboração de Projeto Básico de Usinas Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Eletrobrás, 1999.

\_\_\_\_\_. **Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Eletrobrás, 2000.

\_\_\_\_\_. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Centrais Elétricas Brasileiras S.A.– Eletrobrás/CBDB/ICOLD, 2003.

ELLINGWOCK, B. e TEKIE, P.B. **Fragility Analysis of Concrete Gravity Dams.** Journal of Infrastructure Systems, 2001. p.41.

FERC - FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION. **FERC 0119-2 - Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects.** Washington, 1991.

GAP/UFSC/FEESC e Tractebel Energia. **Desenvolvimento de Critérios de Auscultação, Instrumentação e de Projeto Civil visando a Segurança de Barragens.** Relatório de conclusão do projeto de P&D (divulgação restrita), 2007.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Seepage Modeling with Seep/W 2007 - an Engineering Methodology.** Canadá: Geo-Slope International Ltd., 2007. 2nd edition.

GIOIA, G. e BAZANT, G.P. **Is no-tension dam design always safe?** UK : Dam Engineering Magazine, 1992. 3 (1), 23-34.

GOMEZ, L.A. et al. **Contratos EPC Turnkey.** Florianópolis: Visual Books, 2006.

GOODMAN, R. E. e AHIGREN, C.S. **Evaluating Safety of Concrete Gravity Dam on Weak Rock: Scott Dam.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, No.5, Mendocino. v.126. n°. 20649.

GRISHIN, M.M. **Hydraulic Structures.** Moscow: English Translation Mir Publishers, 1982. v.1.

GUIMARÃES NETO, J.D. **Estabilidade de Frente em Túneis.** São Paulo, 1997. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica - USP.

GUIMARÃES, M.C. de A.B. **Uma Análise de Métodos de Avaliação de Subpressão em Estruturas do Tipo Gravidade.** São Paulo, 1988. 238f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP, 1988.

GUSTAFSSON, et al. Sliding Stability of Concrete Gravity Dams Founded on Rock-Proposal for new swedish guidelines. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS - CIGB/ICOLD, Brasília, 2009. **Proceedings...** Brasília, 2009.

GUTSTEIN, D. e CARONE, R. **Análise de risco quanto ao projeto de barragens de gravidade de concreto.** Florianópolis: Trabalho da disciplina Análise de Risco - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica - UFSC, 2005.

GUTSTEIN, D. **Estudo das Tensões em Fundações de Barragens de Gravidade de Concreto por meio do Método dos Elementos Finitos.** Florianópolis, 2003. 278 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

GUTSTEIN, D. e LA ROVERE, H.L. Estudo das tensões na fundação de barragens de gravidade de concreto através do método dos elementos finitos. In: XXX JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Brasília, 2002. **Anais...** Brasília, 2002. TRB 0158.

GUTSTEIN, D. e LA ROVERE, H.L. Avaliação das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto através do MEF e de critério de propagação de fraturas. In: 47<sup>o</sup> IBRACON - CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Olinda, 2005. **Anais...** Olinda, 2005. v.1, p.1-17.

GUTSTEIN, D.; LA ROVERE, H.L. e LORIGGIO, D.D. Análise numérica de estabilidade ao deslizamento de barragens de gravidade de concreto com descontinuidades na fundação. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 2006. **Anais...** São Paulo, 2006. v.1, p.389-404.

HERRERA LÓPEZ, R. **Aplicação da mecânica da fratura à análise de fundações de barragens de concreto fundadas em rocha.** São Carlos, 2005. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

HIRTH Jr, H.C. **A Introdução da Segurança no Projeto Estrutural de Barragens de Concreto pelo Método Semi-Probabilístico.** São Paulo, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Boletim 30a - Finite Element Method in Analysis and Design of**

**Dams.** Paris, 1987.

\_\_\_\_\_. **Boletim 94 - Computer Software for Dams. Validation. Comments and Proposals.** Paris, 1994.

\_\_\_\_\_. **Boletim 117 - A Barragem de Gravidade - Uma Barragem para o Futuro.** Paris, 2000. Traduzido por João Luís Escosteguy Merino (CBDB), 2004.

\_\_\_\_\_. **Boletim 122 - Procedimentos computacionais para engenharia de barragens - Confiabilidade e Aplicabilidade.** Paris, 2001. Traduzido por Júlio Cesar Ezequiel da Costa - CBDB/2008.

\_\_\_\_\_. Theme A2-Imminent Failure Flood for a Concrete Gravity Dam. In: Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Denver, 1999. **Proceedings...** Denver, 1999.

\_\_\_\_\_. TWENTY-THIRD INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 33, 2009, Brasília. **Proceedings...** 2009, vol.II, q. 89.

**IPT - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. Relatório No.39 759: Ensaios de cisalhamento direto "in situ" em blocos de arenito, UHE Dona Francisca, município de Agudo-RS.** São Paulo: IPT, 1999. (divulgação restrita).

**ITAIPU BINACIONAL. Itaipu Hydroelectric Project.** Engineering Features, 1994.

**JANSEN, R. B. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation.** New York: Van Nostrand Reinhold, 1988.

**KAVAMURA, E.E. Estudo do comportamento termo-estrutural bidimensional de barragens de gravidade de concreto utilizando o Método dos Elementos Finitos.** Curitiba, 2005. Dissertação (Mestrado) - CESEC - Universidade Federal do Paraná.

**KERR, J.W. Upper Glendevon - Increasing dam stability.** International Water Power and Dam Construction, 1995.

**KRUGUER, D.A.V. Análise Térmica Transiente de Estruturas de**

**Concreto Executadas por Camadas.** Curitiba, 2001. Dissertação (Mestrado) - CESEC - Universidade Federal do Paraná.

KUMAMOTO, H. e HENLEY, E.J. **Probability Risk Assessment and Management for Engineers and Scientists.** New York : IEEE Press, 1996. Second Edition.

KUMAR, R. e NAYAK,G.C. **Numerical Modeling of Tensile Crack Propagation in Concrete Dams.** Journal of Structural Engineering-ASCE, Índia, 1994, v.120, n<sup>o</sup>.4. 2597.

LECLERC, M.; LÉGER, P. e TINAWI, R. **Computer aided Stability Analysis of Gravity Dams – CADAM.** Elsevier, 2003.

LIMA, A.L.C. **Influência da Presença de Sulfetos na Implantação da UHE Irapé - Vale do Jequitinhonha - Minas Gerais.** Ouro Preto, 2009. Dissertação (Mestrado) - Escola de Minas - NUGEO - Universidade Federal de Ouro Preto.

LINSBAUER, H.N. e BHATTACHARJEE, S. Dam Safety Assessment due to Uplift Pressure Action in a Dam-foundation Interface Crack. In: FIFTH BENCHMARK WORKSHOP ON COMPUTACIONAL ASPECTOS OF NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS - ICOLD. **Proceedings...** Denver, 1999.

LIU, J., FENG, X. e DING, X. **Stability assessment of the Three-Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modeling - Part I: physical model tests.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences - Elsevier Ltd., China, 2003. 609-631.

LIU, J.; FENG, X. e DING, X. **Stability assessment of the Three-Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modeling - Part II: numerical modeling.** International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences - Elsevier Ltd., China, 2003. 633-652.

LORIGGIO, D.D. e LA ROVERE, H.L.L. **Análise não-linear de estruturas - notas de aula.** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina - PPGEC, 2005.

LOURENÇO, P.B. **Métodos computacionais na mecânica dos sólidos não-linear.** Azurém: Universidade do Minho - Departamento de

Engenharia Civil, 1999. Relatório 99/DEC-E1.

LUBLINER, J. **Plasticity Theory**. New York : University of California at Berkeley, 1990.

MANFREDINI, P.; CHILLÉ, F. e MEGHELLA, M. Fracture mechanics analysis of a gravity dam. In: FIFTH BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS - ICOLD. Denver, 1999. **Proceedings...** Denver, 1999.

MASON, J. **Estruturas de Aproveitamentos Hidrelétricos**. Rio de Janeiro: Sondotécnica, 1988.

MASSAD, F. **Obras de terra - Curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA (MME). Portaria MME n.91 de 29 de maio de 2007. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, 30 de maio de 2007, seção 1, p. 103.  
<http://www.aneel.gov.br/cedoc/prt2007091mme.pdf>.

MIRZABOZORG,H. e GHAEMIAN,M. **Non-linear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley & Sons, Ltd., 2004. 34:247-269.

NGO, D. e SCORDELIS, A.C. **Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams**. Farmington Hills: ACI Journal, Farmington Hills, 1968. v.65, n.9, p. 757-766.

OLIVEIRA, F.F. **Análise de tensões e estabilidade global de barragens de gravidade de concreto**. Brasília, 2002. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília.

OLIVEIRA, F.F.de; SOUSA JR, L.C. e PEDROSO, L.J..Avaliação de tensões e estabilidade em barragens de concreto pelo método de gravidade. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Brasília, 2002. **Anais...** Brasília, 2002. v.XXX. TRB 0601.

PACELLI DE ANDRADE, W. **Concretos: Massa, Estrutural,**

**Projetado e Compactado a Rolo: Ensaio e Propriedades.** São Paulo: Pini, 1997.

PAULA SILVEIRA, A.L.Z. **Estudo da reação álcali-agregado em rochas carbonáticas.** Brasília, 2006. Dissertação (mestrado) - Instituto de Geociências - Universidade de Brasília. n.209.

PINHEIRO MACHADO, B. Canabrava Project. In: Brazilian Committee on Dams/CIGB-ICOLD. **Main Brazilian Dams III - Design, Construction and Performance.** Rio de Janeiro, 2009, v.III.

PLIZZARI, G.A. **On the influence of uplift pressure in concrete gravity dams.** Engineering Fracture Mechanics - Elsevier Science Ltd. Great Britain, 1998. v.59. n.º.3. pp. 253-267.

PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA - CASA CIVIL - SUBCHEFIA PARA ASSUNTOS JURÍDICOS. Palácio do Planalto. Site do Palácio do Planalto. [Online] 20 de Setembro de 2010. [Citado em: 01 de Fevereiro de 2011.] [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm).

PRISZKULNIK, S. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto afetadas pelas reações cimento-agregado. In: IBRACON. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações - Vol.2.** São Paulo: Ibracon, 2005, pp. 1017-1070.

ROCHA, M. **Alguns Problemas Relativos à Mecânica das Rochas dos Materiais de Baixa Resistência.** Lisboa: LNEC, 1977. Memória n.º491.

ROCHA, M. **Analysis and Design of the Foundations of Concrete Dams.** Lisboa: LNEC, 1981. 54p. Memória N.º. 562.

ROCHA, M. **Presentes possibilities of studying foundations of concrete dams.** Lisboa, Portugal: LNEC, 1974. memória No.457.

ROYET, P. et al. Analytical Review of Gravity Dam Stability: From Novel French Limit-State Guidelines to a Probabilistic Assessment of Structural Safety. In: 23RD INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, Brasília, 2009. **Anais...** Brasília:International Commission on Large Dams - CIGB/ICOLD, 2009. q.91- r.36.

SANTOS, S. H. C. e SOUZA LIMA, S. Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano. In: XVII JORNADAS ARGENTINAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, Buenos Aires, 2004. **Anais...** Buenos, Aires, 2004.

SANTOS, S.H.C. e SOUZA LIMA, S. Estimativa do Impacto no Projeto de Edificações da Proposta de Norma Brasileira de Sismos. In: 47<sup>o</sup> CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Ibracon, 2006.

SILVA FILHO, J.F.da. **Modelo Numérico para a Análise do Fluxo Tridimensional de Água através das Fundações de Barragens de Concreto Assentes sobre Rochas Contínuas Permeáveis.** Belo Horizonte, 2002. 166f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia da UFMG.

SILVEIRA, A.F.da; PEDRO, J.O. e ALMEIDA, L.T.dos S. **Estudo da influência da heterogeneidade da fundação sobre a distribuição de tensões em contrafortes de barragens de abóbadas múltiplas de grandes vãos.** Lisboa: LNEC, 1974. Memória N<sup>o</sup>. 427.

SOBRINHO, J.A., et al. Dona Francisca Dam in Brazil Challenges of Building a RCC Dam on a Weak Foundation. In: SEVENTH BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS-ICOLD, Bucharest, 2003. **Proceedings...** Bucharest, 2003.

SOBRINHO, J.A. et al. Critical conditions of seepage under RCC dam on permable foundation - The case of the Dona Francisca Dam. In: SEVENTH BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS-ICOLD, Bucharest, 2003. **Proceedings...** Bucharest, 2003.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-2200 - Engineering and Design - Gravity Dam Design.** Washington DC, 1995.

\_\_\_\_\_. **EM 1110-1-2908: Engineering and Design: Rock Foundations.** Washington DC, 1994.

\_\_\_\_\_. **EM-1110-2-1901: Seepage Analysis and Control for Dams.**

Washington DC, 1993.

U.S.BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Gravity Dams.** Denver, 1976.

\_\_\_\_\_. **Design of Small Dams.** Denver, 1987. 3<sup>a</sup> ed.

\_\_\_\_\_. **Design of arch dams.** Denver, 1977.

WIKIPÉDIA. **Wikipédia a Enciclopédia Livre.** Site da Wikipedia. [Online] Wikipédia.org.br, Agosto de 2010. [Citado em: 31 de Janeiro de 2011.] [http://pt.wikipedia.org/wiki/Escoamento\\_laminar](http://pt.wikipedia.org/wiki/Escoamento_laminar).

## **Apêndice 1: Aplicação dos métodos tradicionais**

## Introdução

Neste Apêndice é elaborada a memória de cálculo de verificação de tensões e de estabilidade global, considerando os métodos tradicionais apresentados no item 3.9, para um exemplo de aplicação.

A seção transversal em estudo corresponde à seção típica mostrada na Figura A1- 1 e os valores de referência para os fatores de segurança à estabilidade global são os definidos nos Quadros 5 e 6 do item 3.9. Considera-se o caso de carregamento normal, conforme esquema de carregamentos da Figura A1- 1 abaixo:

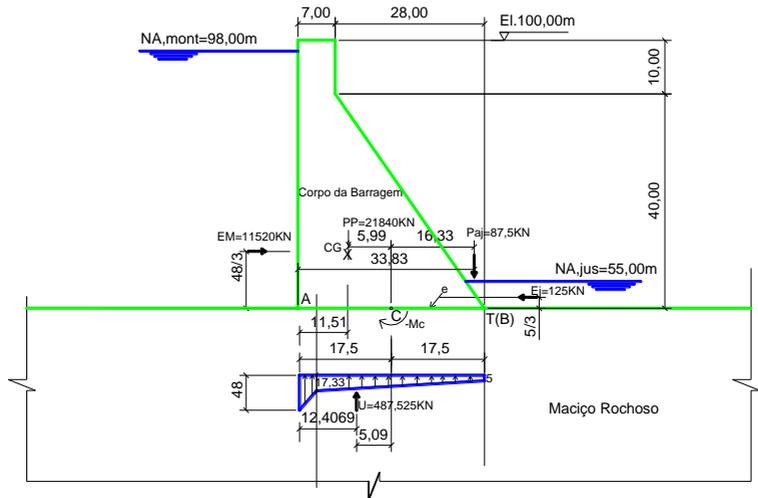


Figura A1- 1: Esquema de carregamentos - verificação de tensões e estabilidade global para a seção típica.

### 1) Verificação de tensões - Critérios Eletrobrás (2003)

Adota-se a expressão (27) do item 3.9 e calcula-se inicialmente as tensões conforme indicado pelos critérios Eletrobrás (2003), segundo o item 3.9.4, onde a subpressão é incluída na determinação do somatório de forças normais e momentos fletores (cálculo de tensões com subpressões em termos de força):

$$\sigma_{efet} = \frac{\sum N}{l.b} \mp \frac{6 \cdot \sum M_C}{l.b^2} \quad (27)$$

$$\sum N = PP + P_{AJ} - U = 21840 + 87,5 - 4875,25 = 17052,25 \text{ kN}$$

$$\sum M_C = PP \cdot x_{PP} + E_J \cdot y_{EJ} - E_M \cdot y_{EM} - P_{AJ} \cdot x_{PAJ} - U \cdot x_U$$

$$\sum M_C = 21840,5,99 + 125,1,67 - 11520,16 - 87,5,16,33 - 4875,25,5,0931$$

$$\sum M_C = -79548,66 \text{ kN.m} \quad \perp M_C$$

$$\sigma_{efet_{MAF}} = \frac{17052,25}{35} \mp \frac{6 \cdot 79548,66}{35^2}$$

$$\sigma_{efet_{MAF}} = 487,21 \mp -389,63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (+)\sigma_{J(\text{ponto } B)} = 876,9 \text{ kN/m}^2(c) \\ (-)\sigma_{M(\text{ponto } A)} = 97,6 \text{ kN/m}^2(c) \end{array} \right\}$$

Estas são as tensões efetivas (de compressão) que foram calculadas em termos de forças conforme a expressão (27), da interpretação dos critérios Eletrobrás (2003). O diagrama de tensões está representado na Figura A1- 3, correspondendo a curva Eletrobrás efet.

## 2) Verificação à flutuação

Pela expressão (19) do item 3. 9.1:

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum U} = \frac{21840+87,5}{4875,25} \quad \mathbf{FSF = 4,5 > 1,30 \text{ ok!}}$$

## 3) Verificação ao tombamento

### a) Verificação ao tombamento segundo U.S. Corps of Engineers (1995):

Calculando a posição da resultante eb pela expressão (28) do item 3.9.5:

$$e_b = \frac{\sum M_T}{\sum N_i}$$

$$(-)M_{T_{EM}} = (-)184320 \text{ kN.m/m}$$

$$(+)M_{T_{EJ}} = (+)208,75 \text{ kN.m/m}$$

$$(+)M_{T_{PP}} = 21840 \times (5,99 + 17,50) = 513021,6 \text{ kN.m/m}$$

$$(+)M_{T_{PAJ}} = 87,5 \cdot 3,5 \cdot \frac{1}{3} = 102,08 \text{ kN.m/m}$$

$$(-)M_{T_U} = 4875,25 \cdot (35 - 12,4069) = (-)110147,01 \text{ kN.m/m}$$

$$\sum M_T = (+)218865,42 \text{ kN.m/m}$$

$$\sum N = 17052,25 \text{ kN/m}$$

$$eb = \frac{\sum M_T}{\sum N} = 12,83 \text{ m}$$

$e_b=12,83 > 35/3$ , ou seja, a resultante está posicionada dentro do núcleo central de inércia e a **base está 100% comprimida** segundo este critério.

**b) Verificação ao tombamento segundo a expressão (20) do item 3.9.2:**

$$FST = \frac{\sum M_E}{\sum M_T} = 1,74 > 1,50 \text{ ok! , sendo:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M_E = 208,75 + 513021,6 + 102,08 = 513332,43 \\ \sum M_T = 184320 + 110147,01 = 294467,01 \end{array} \right.$$

**4) Verificação da Segurança ao Deslizamento - para base 100% comprimida, conforme cálculo de tensões em (1):**

Adotando-se os critérios Eletrobrás (2003) e U.S. Bureau of Reclamation (1976) e dois conjuntos de parâmetros dos materiais:

- (a)  $\phi=35$  e  $c=300 \text{ kN/m}^2$   
 (b)  $\phi=45$  e  $c=400 \text{ kN/m}^2$

**a) Empregando a exp. (23) segundo critérios Eletrobrás (2003):**

$$\sum E = E_M - E_j = 11395 \text{ kN/m}$$

$$(a) FSD_{TOT} = \frac{17052,25 \frac{\tan\phi}{1,5} + c \cdot \frac{35}{3}}{11395} = 1,01$$

$> 1,00 \text{ ok! para } \begin{cases} \phi = 35^\circ \\ c = 300 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

$$(b) FSD_{TOT} = 1,41 > 1,00 \text{ ok! para } \begin{cases} \phi = 45^\circ \\ c = 400 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

**b) Empregando a expressão (23) segundo critério Bureau (1976):**

$$SFF = \frac{C \cdot A + (\sum N + \sum U)\tan\phi}{\sum V} \leq$$

$$(a) \begin{cases} \phi = 35^\circ \\ c = 300 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$SFF = \frac{300 \cdot 35 + (17052,25) \tan 35}{11395} = 1,97 < 3,0$$

$$(b) \begin{cases} \phi = 45^\circ \\ c = 400 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$SFF = 2,73 < 3,0 \text{ (CCN)}$$

SFF Contato	SFF Fund.	Caso de Carregamento
3,0	4,0	CCN
2,0	2,7	CCE
1,0	1,3	CCL

### 5) Verificação de Tensões segundo Bureau:

Empregando a expressão (27) onde  $\sum N$  e  $\sum M_C$  não inclui a parcela de subpressão U (subpressão é considerada em termos de pressão neutra - Terzaghi), sendo:

Tensões totais -  $\sigma_z$ :

$$\sigma_z = \frac{\sum N}{b} \mp \frac{\sum M_y}{I} \therefore \frac{\sum N}{35} \mp \frac{6 \sum M_C}{35^2}$$

$$\sigma_z = \frac{21840 + 87,5}{35} \mp \frac{6 \cdot (130821,6 + 208,75 - 184320 - 1429,17)}{35^2}$$

$$\sigma_z = 626,5 \mp (-268,01) \begin{cases} 358,49 (c) = \sigma_z M(\text{ponto A}) \\ 894,51 (c) = \sigma_z J(\text{ponto B}) \end{cases}$$

As tensões totais obtidas estão representadas na curva Bureau tot da Figura A1- 3.

As tensões efetivas são calculadas considerando as expressões (5) a (10) de U.S. Bureau of Reclamation (1976) e U.S. Bureau of Reclamation (1987), conforme mostrado a seguir:

$$\text{Expressão (5): } \rightarrow \sigma_z \therefore \sigma_{zu} = \gamma h - \frac{f \cdot t}{s} \therefore \sigma_{zu} = 10 \cdot 48 = 480 \text{ KN/m}^2$$

Considerando a tensão admissível a tração como sendo nula -

f.t/s=0:

$$\sigma_{zm} = 358,49 < 480(\sigma_{zu}) \therefore \text{Fissuração}$$

Se conclui que é necessário fazer uma análise de base fissurada. As tensões efetivas neste estágio podem ser calculadas subtraindo-se o diagrama de subpressões das tensões totais acima, conforme mostrado na Figura A1- 3, sendo:

*curva Bureau efet 1 = curva Bureau tot - Subpressão inicial*

Cálculo como base fissurada:

Da expressão (8) de Bureau:  $e' = \frac{\sum M_C}{\sum W - \overline{A3.T}}$ , sendo:

T – Espessura da seção

$$\sum M = \sum M_C (\text{exceto subpressão})$$

$$\sum W = \sum N (\text{exceto subpressão})$$

$$\overline{A3} = \gamma h = 480 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

$$\sum M_C = -54718,82 \text{ kN.m/m}$$

$$\sum N = 21972,5 \text{ kN/m}$$

$$\overline{A3} = 480 \text{ kN/m}^2$$

$$T = 35,00 \text{ m}$$

$$e' = \frac{54718,82}{21972,5 - 480.35} = 10,67 \text{ m}$$

Da expressão (9) de Bureau:  $T_1 = 3. \left( \frac{T}{2} - e' \right)$

$$T_1 = 3. \left( \frac{35}{2} - 10,67 \right)$$

$$T_1 = 20,49 \text{ m}$$

Da expressão (10) de Bureau:  $\overline{B5} = \frac{2(\sum W - \overline{A3.T})}{T_1} + \overline{A3}$

$$\overline{B5} = \frac{2(21972,5 - 480.35)}{20,49} + 480$$

$$\overline{B5} = 980,48 \text{ kN/m}^2$$

Os respectivos diagramas de tensões totais, efetivas e de subpressão calculados acima estão representados esquematicamente na Figura A1- 2. As tensões efetivas são comparadas com os demais diagramas na Figura A1- 3 (curva denominada Bureau efet final).

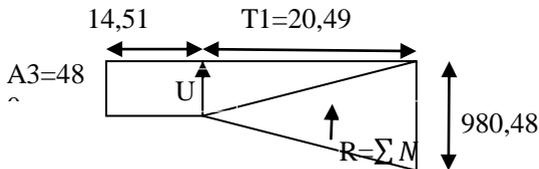


Figura A1- 2: Tensões obtidas pelo cálculo como base fissurada, segundo Bureau.

Verificando os resultados:

$$U=6964,8+4917,6=11882,40\text{KN/m}$$

$$R_{\text{total}} = \sum N = 10045,02 + 11882,40 = 21927,40\text{kN/m.}$$

Este cálculo resulta em **58,50% de base comprimida**, sendo necessário recalcular o fator de segurança ao deslizamento para a nova área comprimida e novo diagrama de subpressões.

Verificação ao deslizamento para a seção fissurada, segundo a expressão (6) de Bureau:

$$SFF = \frac{c.A + (\sum(N-U))\tan\phi}{\sum V}, \text{ sendo:}$$

$$R = (\sum(N - U)) = 10045,10 \text{ kN/m}$$

$$A = 20,49 \text{ m}$$

$$(a) \begin{cases} \phi = 35^\circ \\ c = 300 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$SFF = \frac{300 \cdot 20,49 + (10045,10)\tan 35}{11395} = 1,16 < 3 - \text{n\~{a}o ok!}$$

$$(b) \begin{cases} \phi = 45^\circ \\ c = 400 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$SFF = \frac{400 \cdot 20,49 + (10045,10)\tan 45}{11395} = 1,60 < 3 - \text{n\~{a}o ok!}$$

Para o CCN, os resultados obtidos acima não atendem aos critérios de verificação ao deslizamento e também ao critério de tensões, onde não se admite tensões efetivas de tração.

## 6) Quadro Resumo de resultados

Apresenta-se no Quadro 1- 1 a seguir um resumo dos fatores de segurança encontrados e os respectivos valores mínimos admissíveis, para os dois materiais considerados, sendo:

$$\text{Mat1: (a) } \begin{cases} \phi = 35^\circ \\ c = 300\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Mat2: (b) } \begin{cases} \phi = 45^\circ \\ c = 400\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

Bureau FR: Bureau com base fraturada pelo item 5)  
e FSF=4,50.

Quadro 1- 1: Quadro Resumo - verificação à estabilidade da seção típica

Critério/ métodos Tradic.	Coefic. de seg. parciais materiais		FSD <sub>adm</sub> /SFF <sub>adm</sub>	FSD <sub>calc</sub> / SFF <sub>calc</sub>		% Base comp.	Tensões efetivas (kN/m <sup>2</sup> )	
	fsd $\phi$	fsdc		Mat <sub>1</sub>	Mat <sub>2</sub>		$\sigma_{\text{efet}}$ (A)	$\sigma_{\text{efet}}$ (A)
Eletróbrás	1,5	3	1	1,01	1,41	100	98 (C)	877 (C)
Corps	1	1	2	1,97	2,73	100	-	-
Bureau	1	1	3	1,97	2,73	-	122 (T)	845 (T)
Bureau Fr.	1	1	3	1,16	1,60	59	0	981 (C)

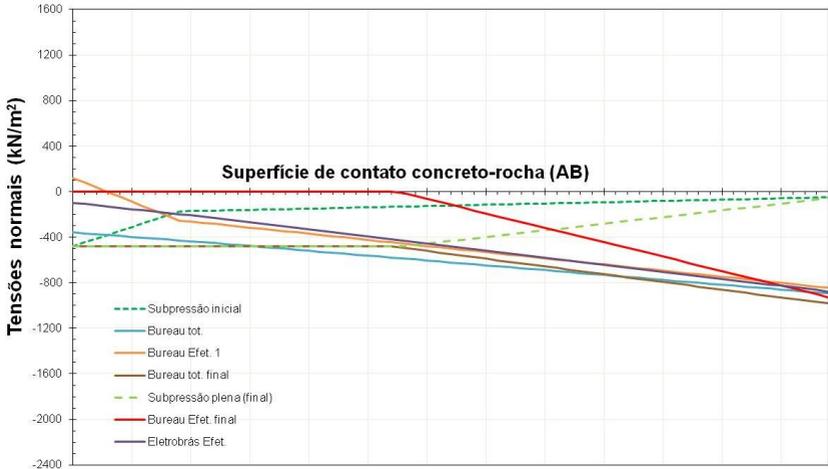


Figura A1- 3: Representação das tensões obtidas segundo os critérios da metodologia tradicional.

## 7) Observações

Para fins de comparações ao longo do trabalho, calcula-se qual o ângulo de atrito que seria necessário para estabilizar o plano de análise, considerando a coesão como sendo nula, (a) SFF=1 e (b) SFF=3:

$\phi_{necessário}$  para (a)  $SSF = 1$  e  $c = 0$ :

$$1 = \frac{\sum(N - U) \cdot \tan\phi}{\sum V} \therefore \phi = \arctan\left(\frac{\sum V}{\sum(N - U)}\right) = 48,60^\circ$$

$\phi_{necessário}$  para (b)  $SSF = 3$  e  $c = 0$ :

$$3 = \frac{\sum(N - U) \cdot \tan\phi}{\sum V} \therefore \phi = \arctan\left(\frac{\sum V}{\sum(N - U)}\right) = 73,62^\circ$$

A formulação de U.S. Bureau of Reclamation com o método Gravidade e cálculo de SFF com base fraturada, se aproxima da análise com propagação de fratura pelo MEF, a ser tratada mais adiante, onde para o exemplo em estudo se obtém:

$$\phi_{mobilizado_{EF}} \begin{cases} \frac{E_C}{E_M} = 0,5 \therefore \phi_{Mob} = 51,84^\circ \\ \frac{E_C}{E_M} = 2,0 \therefore \phi_{Mob} = 34,95^\circ \end{cases}$$

## **Apêndice 2: Influência da deformabilidade da fundação**

Neste apêndice apresenta-se um resumo de alguns aspectos importantes discutidos em Gutstein (2003) e outros, sobre a influência da deformabilidade da fundação em barragens de gravidade de concreto.

A influência da deformabilidade da fundação em barragens de gravidade de concreto foi estudada por Tyelke (1938) citado por Grishin (1982) e por Gutstein (2003), por meio de métodos analíticos, considerando-se diferentes taxas de  $E_m$  (módulo de elasticidade da fundação) e  $E_c$  (módulo de elasticidade do concreto). No estudo de Tyelke, foi considerada uma barragem de 60 m de altura e foram considerados dois casos de carregamento: peso próprio e operação com atuação do empuxo hidrostático. O autor não faz qualquer menção à subpressão onde se assume que as tensões obtidas correspondem às tensões totais (segundo o conceito de Terzaghi já discutido no Cap.4) conforme mostrado na Figura A2- 1.

Nessa figura também pode ser observado que um diagrama trapezoidal de tensões é muito distorcido no contato. Segundo Grishin (1982) com reservatório vazio, a concentração de tensões horizontais ( $\sigma_x$ ) e verticais ( $\sigma_y$ ) perto da face de montante aumenta, conforme o aumento da relação entre  $E_c/E_m$ . Também para este caso de carregamento, as tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) são favoráveis à estrutura no trecho a jusante, pois contribuem para o fechamento das fissuras, dando aumento às tensões horizontais de compressão.

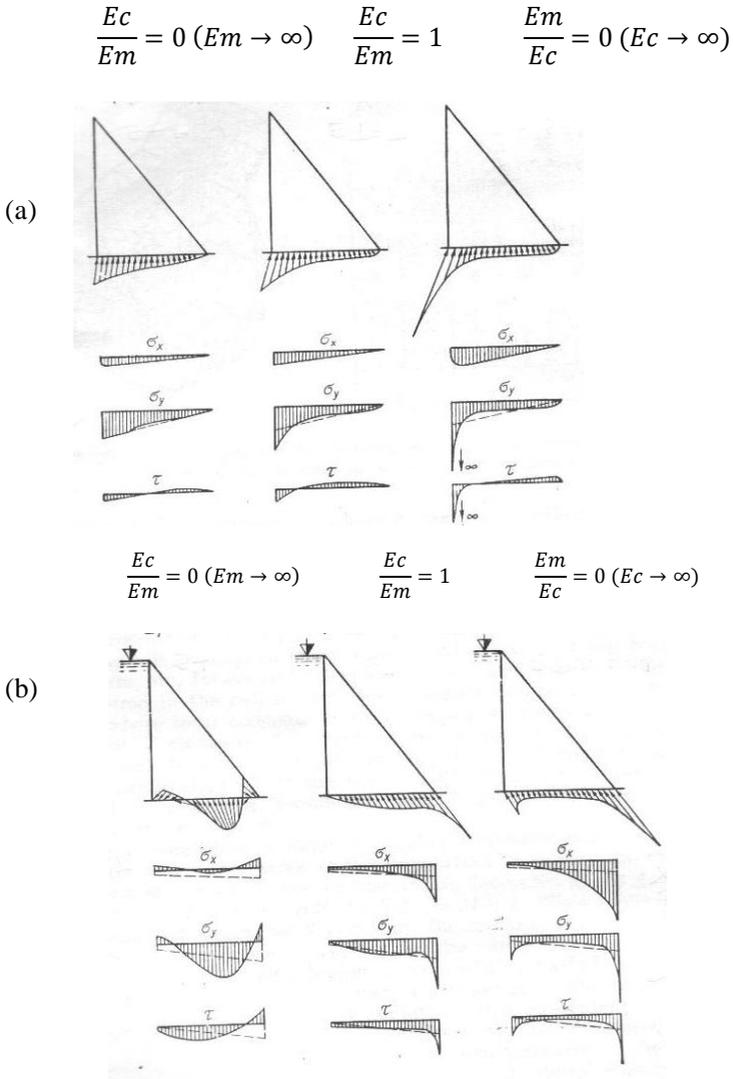


Figura A2- 1: Estudo de Tensões na fundação desenvolvido por Tyelke (1938) *apud* Grishin (1982): (a) mostra os diagramas obtidos para o carregamento devido ao peso próprio e (b) para o carregamento de peso próprio e empuxo hidrostático de água a montante.

Uma redução das tensões verticais de compressão  $\sigma_y$  nos pontos mais a montante do contato concreto-rocha (e até mesmo sua mudança para tensão de tração), com concentração de tensões no meio da seção transversal para pequenas relações de  $E_c/E_m$ , são típicas para o caso de operação normal (peso próprio e empuxo hidrostático na Figura A2- 1). Para o mesmo caso de carregamento, essa obra também menciona que a concentração de tensões  $\sigma_y$  na face de jusante é significativa e aumenta conforme o aumento da relação  $E_c/E_m$ . Para grandes relações  $E_c/E_m$ , certa concentração de tensões também ocorre junto à face de montante. As tensões de cisalhamento são distribuídas da mesma forma que as tensões verticais de compressão. As tensões horizontais de compressão ( $\sigma_x$ ) aumentam consideravelmente em comparação àquelas calculadas pela teoria convencional de tensões (curvas tracejadas na figura).

Grishin (1982) acrescenta ainda que desta forma, para condições de reservatório cheio, as deformações da fundação levam a uma redistribuição indesejável de tensões na base da seção transversal. O perigo de cisalhamento ao longo da base da junta aumenta e as tensões crescem perto da face de jusante da barragem. Este crescimento depende da relação  $E_c/E_m$ . Ainda segundo o autor, teoricamente, os picos de tensões verticais podem exceder várias vezes os valores determinados pelo método de análise dos elementos finitos, porém, praticamente, estes picos serão altos.

Também segundo Grishin (1982), na análise das tensões na seção transversal da barragem de concreto, por sua vez, observa-se que na região abaixo de 1/3 a 1/4 da altura da barragem, esta distribuição de tensões sofre a influência da adesão. Acima desta altura, entretanto a distribuição de tensões aproxima-se gradualmente da distribuição linear conforme já confirmado pela literatura quando se empregam métodos analíticos como Oliveira, Souza e Pedroso (2002).

O U.S.Bureau (1976) define que um conhecimento profundo da deformabilidade da fundação de uma barragem de gravidade é necessário para a previsão de recalques diferenciais; a fim de determinar as concentrações de tensões na barragem ou na fundação devido a regiões adjacentes com baixo módulo de elasticidade e para determinar a distribuição de tensões a ser adotada em estudos de estabilidade.

Em Silveira, Pedro e Almeida (1974) foi realizado um estudo da influência da heterogeneidade da fundação sobre a distribuição de tensões em contrafortes de barragens de abóbadas múltiplas de grandes vãos por meio de modelos numéricos por MEF em estado plano de deformação, análise elástico-linear, diferentes materiais homogêneos

isotrópicos posicionados de forma paramétrica na fundação com coeficientes de Poisson do concreto e da fundação de 0.25 e 0.20, respectivamente. Os resultados mostraram que a fundação de fato pode comportar-se de modo muito diferente e dar origem a esforços na estrutura igualmente muito diversos, em alguns casos de grande importância. Em geral, as zonas de grande rigidez na fundação absorvem as maiores tensões. No caso da fundação e do contraforte terem rigidez semelhante verificou-se que para seções no contraforte afastadas da superfície de contato obtém-se distribuições lineares de tensões (conforme a teoria da elasticidade). Entretanto esta hipótese se mostrou inválida sempre que existiam na fundação zonas de menor rigidez.

Segundo Rocha (1974) e Rocha (1977) a influência da deformabilidade das fundações no estado de tensões em barragens de concreto de vários tipos foi extensivamente estudada, analiticamente e experimentalmente, pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Lisboa/Portugal), com mais de 250 modelos estudados durante 25 anos. Embora o estado de tensões em barragens dependa de vários parâmetros, Rocha apresenta algumas conclusões gerais de como o estado de tensões é influenciado pela relação entre o módulo de elasticidade do maciço rochoso ( $E_m$ ) e do concreto ( $E_c$ ). Em geral, conclui que o problema da deformabilidade é relevante quando os maciços de fundação são constituídos por rochas de baixa resistência, mas o autor frisa que pode ser também para maciços constituídos por rochas de elevada resistência. Comenta que outros fatores como a anisotropia e a heterogeneidade também influenciam na deformabilidade da fundação e, por conseguinte, no comportamento da barragem. A flutuação da deformabilidade de ponto para ponto pode implicar em grandes deslocamentos diferenciais, o que é especialmente relevante em problemas de fundações.

Os estudos de Gutstein (2003), conforme comentado no Capítulo 2 vêm a comprovar pelo MEF que a deformabilidade influencia no estado de tensões do conjunto barragem-fundação determinados para o contato concreto-rocha e também em planos de descontinuidades de fundações. Para o contato concreto-rocha as distribuições de tensões para maciços mais rígidos se aproximam da reta obtida pela Resistência dos Materiais, exceto em algumas regiões de singularidades dos modelos onde são obtidas concentrações de tensões. A determinação do estado de tensões ao longo de planos de descontinuidades na fundação resultou em maiores diferenças com relação as retas obtidas por meio da Resistência dos Materiais,

aumentando à medida que foram considerados maciços mais deformáveis para os trechos na parte mais central da base da barragem. Para os regiões de extremidade, o estado de tensões foi mais influenciado nos modelos com maciços mais rígidos (concentração de tensões). Alguns resultados deste trabalho são mostrados no Capítulo 5, com algumas ilustrações apresentadas para a metodologia discutida neste capítulo.

## **Apêndice 3 - Modelos de Percolação**

Apresentam-se a seguir os três modelos que foram elaborados para o estudo de fluxo no conjunto barragem-fundação para o exemplo de estudo adotado ao longo deste trabalho (seção típica da barragem segundo a Figura 38). A fundação foi modelada com dimensões múltiplas de 1.H, onde foram considerados:

- (a) modelo com maciço rochoso homogêneo conforme a Figura A3- 1.
- (b) modelo com maciço rochoso com planos de descontinuidades (Figura A3- 2), conforme geometria das descontinuidades adotada na Figura 39;
- (c) modelo de maciço homogêneo e refinamento maior na região dos drenos (Figura A3- 3), considerando a hipótese de permeabilidade equivalente, conforme discutido no item 5.9.1.

Em todos os modelos admitiu-se o contato concreto-rocha como sendo impermeável e os carregamentos aplicados conforme a seção típica e exemplo do Apêndice 1. Um resumo dos carregamentos e hipóteses adotados nos modelos estão apresentados no Quadro 3- 1.

Quadro 3- 1: Indicação dos carregamentos e hipóteses básicas adotados nos modelos de percolação.

Indicação nos modelos	Carregamentos/hipóteses
Vermelho	NA, montante=98,00 m
Verde	NA, jusante = 55,00 m
Azul claro	Superfície impermeável (contato concreto-rocha)
Azul-escuro	Linha de drenos (trincheira contínua)

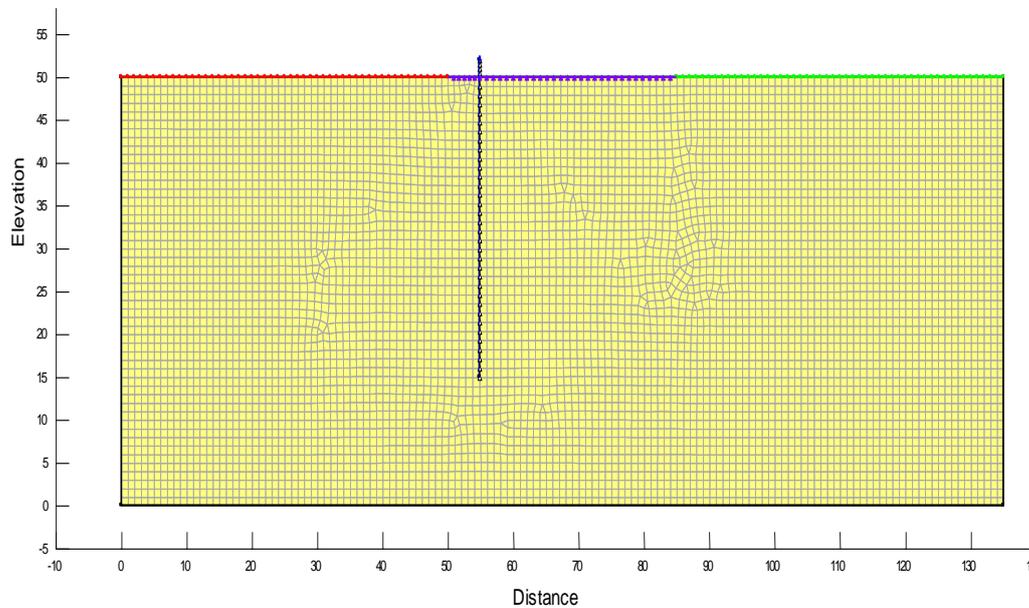


Figura A3- 1: Estudos de percolação - Malha do modelo fundação homogênea.

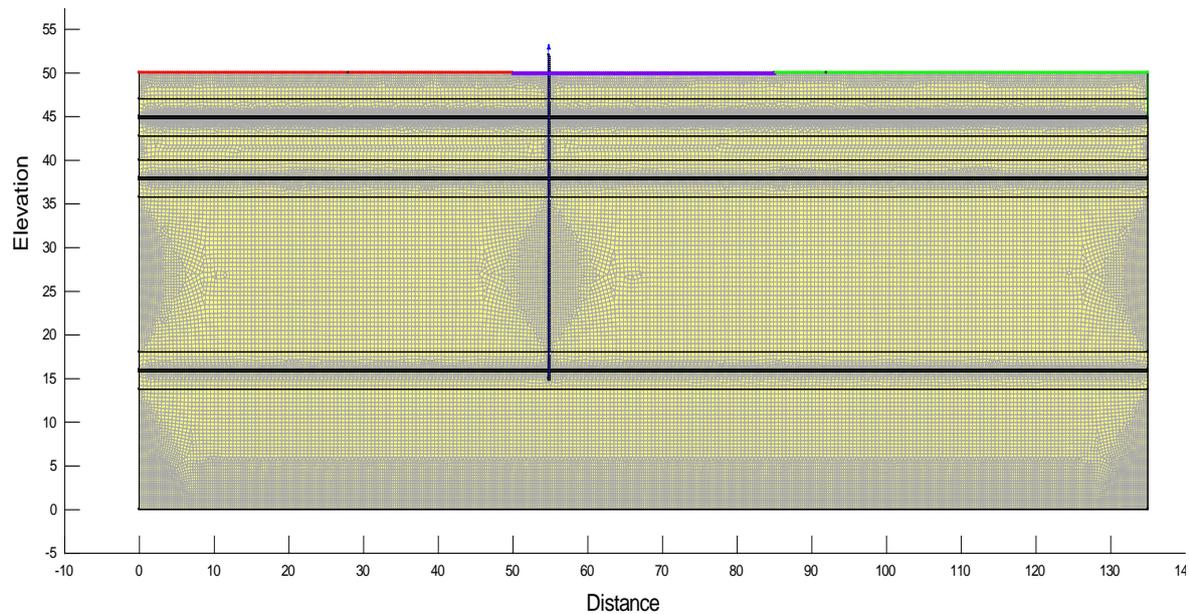


Figura A3- 2: Estudos de percolação - Malha do modelo fundação com descontinuidades.

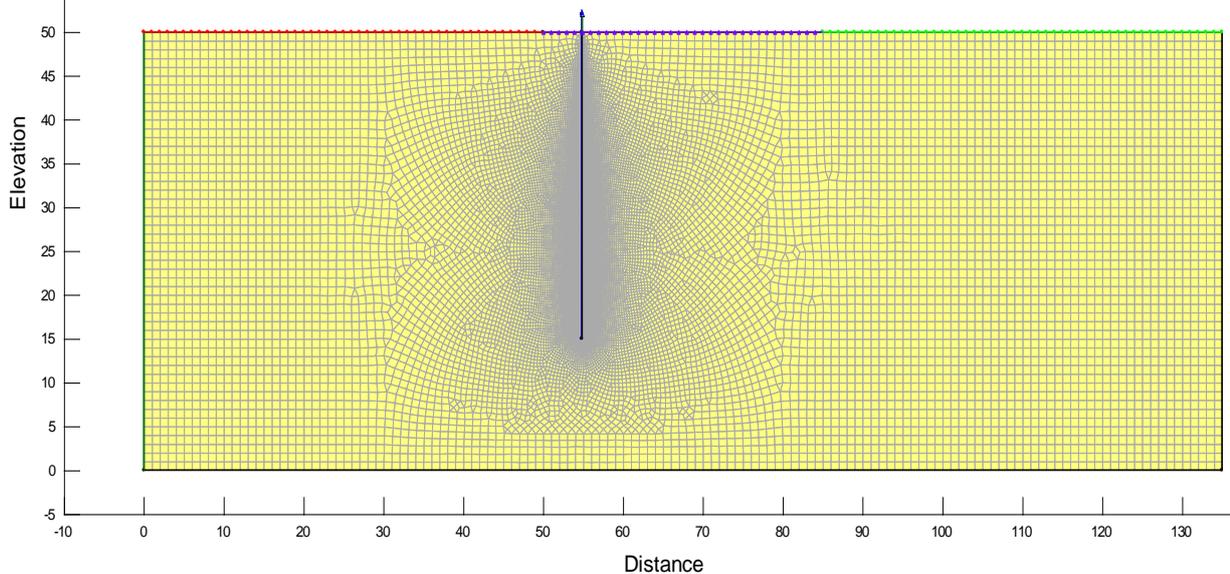


Figura A3- 3: Estudos de percolação - Malha do modelo fundação com modelagem do dreno (kequiv).

Quadro 3- 2: Detalhes dos modelos de percolação - análises paramétricas - nome dos modelos

Nome	Drenos	$K_m$ fundação	$k_{D1, D2, D3}$	Interface concreto-rocha	Dimensões do maciço	$Q_{dreno}(m^3/s)$
MOD-001	Trincheira contínua	$k = 10^{-7}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	1,12E-05
MOD-002a	Trincheira contínua	$k = 10^{-8}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	1,12E-06
MOD-002b	Trincheira contínua	$k = 10^{-9}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	1,05E-07
MOD-002c	Trincheira contínua	$k = 10^{-10}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	1,12E-08
MOD-002d	Trincheira contínua	$k = 10^{-2}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	1,05E+00
MOD-003	Trincheira contínua	$k = 10^{-7}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	0,5Hx0,5Hx0,5H	8,58E-06
MOD-004	Trincheira contínua	$k = 10^{-8}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	0,5Hx0,5Hx0,5H	8,58E-07
MOD-005	Trincheira contínua	$k = 10^{-7}$ m/s	f. homogênea	$K_{cont} = 1 \times 10^{-10}$ e $K_{dam} = 1 \times 10^{-7}$ m/s	HxHxH	1,14E-05
MOD-006	Trincheira contínua	$k = 10^{-8}$ m/s	f. homogênea	$K_{cont} = 1 \times 10^{-10}$ e $K_{dam} = 1 \times 10^{-7}$ m/s	HxHxH	1,41E-06
MOD-007	Trincheira contínua	$k = 10^{-7}$ m/s	$k = 10^{-6}$ m/s	Impermeável	HxHxH	2,12E-06
MOD-008	Trincheira contínua	$k = 10^{-8}$ m/s	$k = 10^{-6}$ m/s	Impermeável	HxHxH	4,80E-07
MOD-009	Malha - kequiv= $1 \times 10^{-6}$ m/s	$k = 10^{-7}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	2,73E-06
MOD-010	Malha - kequiv= $1 \times 10^{-6}$ m/s	$k = 10^{-8}$ m/s	f. homogênea	Impermeável	HxHxH	4,35E-07

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Arranjo Geral da UHE Dona Francisca (adaptado de Sobrinho et al, 2001).</i>	31
<i>Figura 2: Seção transversal típica da barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca (adaptado de CBDB,2009)</i>	32
<i>Figura 3: Barragem-vertedouro da UHE Dona Francisca - Estruturas de concreto, vista da margem direita conforme arranjo geral (cedido por Engevix Engenharia).</i>	33
<i>Figura 4: Arranjo Geral da UHE Cana Brava (adaptado de Pinheiro Machado, 2009)</i>	34
<i>Figura 5: UHE Cana Brava, sendo: (a) seção transversal típica (adaptado de Pinheiro Machado, 2009) (b) vista de jusante das estruturas de concreto (Pinheiro Machado, 2009).</i>	35
<i>Figura 6: PCH Monte Serrat - Muro de aproximação da ombreira direita, sendo (a) Vista da face do canal de aproximação, (b) Vista da face do muro da ombreira direita durante a compactação do aterro entre o muro de aproximação e a encosta natural (fotos cedidas por Engevix Engenharia).</i>	38
<i>Figura 7: UHE Salto Caxias - Barragem de gravidade em CCR, sendo: (a) Fases construtivas de projeto e (b) galgamento da estrutura durante a fase construtiva. (Fonte: Kruguer et al, 2003 apud Kavamura, 2005 e Kruguer, 2001, em ordem)</i>	43
<i>Figura 8: Modelo utilizado por Andrade (1982) para cálculo de Sd e comprovação pelo MEF.</i>	50
<i>Figura 9: Modelo hidrogeológico da Barragem-Vertedouro da Usina Hidrelétrica Dona Francisca, para análises de percolação via MEF pelo programa Seep/W (Adaptado de Sobrinho et al, 2002).</i>	54
<i>Figura 10: Distribuição de subpressões e vazões na linha dos drenos obtidos por análise de fluxo via MEF – Seep/W (Adaptado de Sobrinho et al, 2003).</i>	55
<i>Figura 11: Distribuição das pressões hidrostáticas e subpressão no contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade de concreto para o caso sem drenagem (extraído de Gap et al, 2007 e adaptado de Eletrobrás, 2003).</i>	56
<i>Figura 12: Distribuição da subpressão no contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade de concreto, com uma linha de drenos operantes a montante (extraído de Gap et al, 2007 - adaptado de Eletrobrás, 2003).</i>	59
<i>Figura 13: Critério simplificado proposto por Cruz e Fernandes (1978) para barragens de concreto fundadas em formações basálticas.</i>	61
<i>Figura 14: Mecanismos potenciais de ruptura a serem identificados no modelo geomecânico (adaptado de U.S. Army Corps of Engineers, 1994).</i>	
<i>Figura 15: Sismicidade na América do Sul (extraído de Santos e Souza</i>	

<i>Lima, 2004)</i> _____	70
<i>Figura 16: Zoneamento Sísmico para o Brasil (extraído de Santos e Souza Lima,2006)</i> _____	71
<i>Figura 17: Esforços inerciais devido ao sismo induzido pela acomodação do reservatório (adaptado de Gap et al,2007)</i> _____	74
<i>Figura 18: Coeficientes de pressão hidrodinâmica - Valores de <math>\theta x</math> coeficientes de pressão <math>C</math>, para faces com inclinação constante (extraído de Zanger,1953 apud Davis e Sorensen,1969).</i> _____	77
<i>Figura 19: Distribuição dos coeficientes de pressão hidrodinâmica <math>C</math> ao longo da altura da barragem (extraído de Zanger, 1953 apud Davis e Sorensen,1969).</i> _____	78
<i>Figura 20: Exemplo de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Fonte: Rocha,1981).</i> _____	90
<i>Figura 21: Análise de estabilidade ao deslizamento pelo método de cunhas múltiplas, mostrando as cunhas resistentes, atuantes e estrutural (Traduzido e extraído de U.S. Army Corps of Engineers,1995).</i> _____	95
<i>Figura 22: Critério de verificação de tensões segundo U.S.Army Corps of Engineers (1995).</i> _____	99
<i>Figura 23: Fluxograma da análise pelo MEF de modelos matemáticos (adaptado de Cismasiu,2009)</i> _____	105
<i>Figura 24: Problema bidimensional – EPD (COOK et al, 1989)</i> _____	107
<i>Figura 25: Exemplos de modelagem, sendo: (a) barragem em arco (extraído de Cismasiu,2009); Muro de gravidade de concreto- PCH Monte Serrat, sendo (b) Modelo em 3D - vista da ombreira, (c) foto da execução com indicação da região modelada e (d) Modelo em 3D - vista de jusante da estrutura (ilustrações cedidas por Engevix Engenharia).</i> _____	110
<i>Figura 26: Comparação entre MRP e MRG por distribuições de tensões atuantes <math>x</math> resistentes obtidas pelo MEF na superfície do contato concreto-rocha de uma barragem de gravidade, sendo (a) obtida por Rocha (1981), onde <math>\sigma</math>, <math>\tau_s</math> e <math>\tau</math> são as tensões normais efetivas, cisalhantes resistentes e atuantes na expressão (31) e (b) obtida por Gutstein (2003), onde <math>\tau_{atuante} = \tau</math> e <math>\tau_{e+\phi resist} = \tau_s</math> são as curvas de tensões atuantes e resistentes, respectivamente.</i> _____	125
<i>Figura 27: Relação tensão-deformação para solos idealizados perfeitamente plásticos (curva tracejada) e curva de comportamento do material obtida experimentalmente com amolecimento após atingida a tensão de pico (curva com traço cheio) (Traduzido de Chen, 1975).</i> _____	135
<i>Figura 28: Curva tensão deformação de um material com endurecimento, mostrando os estágios: elástico, elásto-plástico, plástico e endurecimento até o colapso ou carga limite (Extraído de Chen,1975).</i> _____	140
<i>Figura 29: Ensaios de compressão em concreto ou rocha: tensão (<math>\sigma</math>) versus deformação longitudinal (<math>\epsilon_l</math>) e versus deformação volumétrica (<math>\epsilon_v</math>),</i>	

<i>onde sentido positivo de deformações é de compressão (Extraído de LUBLINER, 1990).</i>	140
<i>Figura 30: Fenômeno da dilatação em amostra submetida ao deslizamento (Traduzido de Chen, 1975).</i>	141
<i>Figura 31: Exemplo de ruptura progressiva - Crescimento da zona de escoamento, com ângulo de atrito interno = 20° e coesão=3447 kN/m<sup>2</sup> (adaptado de Chen, 1975; unidades não indicadas em kN/m<sup>2</sup>).</i>	142
<i>Figura 32: Critério de Coulomb, sendo: (a) Círculo de Mohr para um dado material dentro da superfície de escoamento de Coulomb - regime elástico; (b) Superfície de escoamento de Coulomb representada em termos de tensões principais <math>\sigma_1</math>, <math>\sigma_2</math> e <math>\sigma_3</math> (adaptado de Chen, 1975).</i>	153
<i>Figura 33: Regra de Escoamento (Adaptado de Chen, 1975).</i>	155
<i>Figura 34: Diferenças entre o escorregamento e cisalhamento por Coulomb. (Adaptado de Chen, 1975).</i>	156
<i>Figura 35: Mecanismo num talude vertical.</i>	157
<i>Figura 36: Árvore de falha de Análise de Risco – Relações de causa e efeito para a ruptura da barragem ao deslizamento.</i>	172
<i>Figura 37: Fluxograma dos estudos de estabilidade de BGC para a definição da seção (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	179
<i>Figura 38: Seção típica da barragem de gravidade adotada nos estudos de Gutstein (2003).</i>	180
<i>Figura 39: Geometria do modelo geomecânico hipotético para a seção de BGC em análise e esquema de carregamentos para a seção típica e contato concreto-rocha (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	180
<i>Figura 40: Modelo do corpo da barragem rigidamente apoiado (apoios fixos na direção vertical).</i>	186
<i>Figura 41: Discretização da estrutura - exemplos: (a) transição da malha, (b) exemplo de discretização e proporcionalidade entre os elementos e (c) ligação de duas malhas por meio de constraint (adaptado do manual do SAP2000, em Computers &amp; Structures, Inc., 2009).</i>	188
<i>Figura 42: Exemplo de modelos, sendo (a) modelo com transição, (b) modelo sem transição no corpo da barragem (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	191
<i>Figura 43: Comparativo entre os diagramas de tensões normais no contato para os modelos com e sem transição (as curvas são coincidentes), em (a) e detalhe das deformações em modos incompatíveis na transição em (b) (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	192
<i>Figura 44: Estudos de validação do modelo do conjunto barragem-fundação - geometria da fundação, com dimensões do maciço como sendo múltiplas de (a) 2xH, (b) 1xH e (c) 0,5xH, onde H corresponde à altura da barragem (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	193
<i>Figura 45: Vinculação do modelo (extraído de Gutstein, 2003).</i>	194
<i>Figura 46: Perturbação de tensões no contato concreto-rocha de BGC</i>	

<i>devido a modelagem em EF da galeria - caso de carregamento com peso próprio e empuxos hidrostáticos (extraído de Gutstein, 2003).</i>	196
<i>Figura 47: Modelo refinado - para estudo do contato concreto-rocha e de planos de descontinuidades na fundação conforme modelo geomecânico hipotético (extraído de Gutstein, 2003).</i>	196
<i>Figura 48: Tensões normais obtidas pelo MEF e Modelo A x Tensões normais obtidas pela teoria de corpo rígido (CR) Contato concreto-rocha - <math>E_m = E_c/2</math>.</i>	202
<i>Figura 49: Tensões normais obtidas pelo MEF e Modelo A x Tensões normais obtidas pela teoria de corpo rígido (CR) - Contato concreto-rocha - <math>E_m = 2.E_c</math>.</i>	203
<i>Figura 50: Empuxos hidrostáticos e subpressões aplicados no plano D1 do exemplo de estudo (adaptado de Gutstein, 2003).</i>	205
<i>Figura 51: Modelos adotados para a validação dos carregamentos segundo o Quadro 10, sendo: (a) Modelo sem fenda, (b) Esquema da aplicação dos carregamentos de Empuxo M1 na fenda vertical a montante aberta até o plano de análise (GUTSTEIN,2003).</i>	208
<i>Figura 52: Modelos adotados para a validação dos carregamentos segundo o Quadro 10, sendo: (a) Detalhe do ponto A antes da abertura da fenda (localizado na Figura 51-a), (b) Detalhe da aplicação das subpressões na região fraturada do plano em análise para o Modelo G (onde <math>U = \gamma H</math>: carga hidráulica constante acima do plano de análise) (GUTSTEIN,2003).</i>	209
<i>Figura 53: Fluxograma para análise não-linear aproximada: propagação de fratura no plano de análise de tensões para consideração da base fissurada (GUTSTEIN,2003).</i>	210
<i>Figura 54: Análise pelo ME,F com propagação de fratura, exemplo de aplicação para o contato concreto rocha - evolução das tensões efetivas e subpressões aplicadas nas análises inicial até final, comparação com tensões da metodologia tradicional (para <math>E_m = E_c/2</math>).</i>	212
<i>Figura 55: Análise pelo MEF com propagação de fratura, exemplo de aplicação para o contato concreto rocha - evolução das tensões efetivas e subpressões aplicadas nas análises inicial até final, comparação com tensões da metodologia tradicional (para <math>E_m = E_c.2</math>).</i>	212
<i>Figura 56: Análise paramétrica - Caso de Carregamento Normal - Tensões normais no contato concreto-rocha, para o modelo da Figura 47 (extraído de Gutstein, 2003).</i>	223
<i>Figura 57: Análise paramétrica - Caso de Carregamento Normal - Tensões normais no contato concreto-rocha, para o modelo da</i>	224
<i>Figura 58: Esquema - Superfícies potenciais de ruptura - sliplines 1 e 2.</i>	226
<i>Figura 59: MRP - Modelo A - Análise do contato concreto-rocha para <math>E_m = 2.E_c</math>.</i>	228
<i>Figura 60: MRP - Modelo A - Análise do contato concreto-rocha para</i>	

<i>Em=Ec/2.</i>	229
<i>Figura 61: Forças atuantes (A1 e A2) e resistentes (R e EP) no plano de deslizamento D1 - slipline 2 (segundo Sobrinho et al,2003).</i>	234
<i>Figura 62: Resumo das etapas da metodologia de análise de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto pelo MEF.</i>	239
<i>Figura 63: Alternativas da metodologia de análise de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto pelo MEF.</i>	240
<i>Figura 64: Modelo inicial bidimensional em estado plano de deformação com carregamento.</i>	242
<i>Figura 65: Atribuição de rigidezes elásticas e NLinks - programa Sap2000-versão 11.</i>	243
<i>Figura 66: Exemplo de funções de densidade de probabilidade (distribuição normal) para: (a) coesão, (b) atrito, (c) nível hidrostático a montante e (d) nível hidrostático a jusante (adaptado de Gutstein e Carone, 2005).</i>	247
<i>Figura 67: Distribuição normal obtida para o fator de segurança ao deslizamento (FSD,tot), segundo Gutstein e Carone (2005).</i>	248

## ÍNDICE DE QUADROS

<i>Quadro 1: Valores de grandezas de condutividade hidráulica/permeabilidade (k) (Fonte: Cruz, 1996).....</i>	<i>46</i>
<i>Quadro 2: Valores de condutividade hidráulica em basalto de estruturas de concreto (Fonte: Cruz, 1996).....</i>	<i>47</i>
<i>Quadro 3: Parâmetros típicos de deformabilidade e de resistência de rochas (Adaptado de Rocha, 1977).....</i>	<i>68</i>
<i>Quadro 4: Zoneamento Sísmico (Extraído de ABNT NBR15421:2006).....</i>	<i>71</i>
<i>Quadro 5: Coeficientes de segurança mínimos para análises de estabilidade, segundo Eletrobrás (2003).....</i>	<i>88</i>
<i>Quadro 6: Fatores de segurança ao deslizamento (SFF) segundo U.S.Bureau of Reclamation. ....</i>	<i>94</i>
<i>Quadro 7: Índices de Confiabilidade atribuídos para os problemas de BGC e comportamento estático, segundo Boletim 122 (ICOLD, 2001). ....</i>	<i>114</i>
<i>Quadro 8: Quadro resumo da verificação da estabilidade global - metodologia tradicional, para a seção típica em estudo.....</i>	<i>182</i>
<i>Quadro 9: Validação das subpressões para a análise do contato concreto-rocha.....</i>	<i>201</i>
<i>Quadro 10: Estudos de Validação - Influência dos carregamentos (empuxos e subpressões).....</i>	<i>207</i>
<i>Quadro 11: Estudos paramétricos de percolação na fundação - seção típica. ....</i>	<i>218</i>
<i>Quadro 12: Análises Paramétricas - Módulo de elasticidade dos materiais: maciço (Em) e concreto (Ec) das análises de Gutstein (2003). ....</i>	<i>221</i>
<i>Quadro 13: Verificação da estabilidade ao deslizamento pelo Método de Ruptura Global (Modelo A) e Métodos Tradicionais (Modelo CR).....</i>	<i>230</i>
<i>Quadro 14: Verificação de estabilidade global ao deslizamento - Resumo - CR e Contato.....</i>	<i>230</i>
<i>Quadro 15: Variação com a deformabilidade da fundação de ângulos de atrito mobilizados obtidos pelos modelos A e de corpo rígido (CR), com e sem propagação de fratura. ....</i>	<i>232</i>
<i>Quadro 16: Variação com a deformabilidade da fundação de ângulos de atrito mobilizados obtidos pelos modelos D, F, G e corpo rígido (CR) (Fonte: Gutstein, 2003).....</i>	<i>233</i>
<i>Quadro 17: Verificação da estabilidade global de planos de descontinuidades.pelos métodos tradicionais (adaptado de Gutstein, 2003). ....</i>	<i>233</i>
<i>Quadro 18: Estabilidade global ao deslizamento das descontinuidades - Modelo F aplicando a verificação de Sobrinho et al (2003). ....</i>	<i>235</i>
<i>Quadro 19: Comparativo entre as metodologias - Verificação da estabilidade global ao deslizamento do plano D1. ....</i>	<i>236</i>