



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  
Escola Politécnica

ESTUDO PARA O PROJETO GEOTÉCNICO DA BARRAGEM DE  
ALTO IRANI, SC.

Mariana Miranda de Souza

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador:

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc.

Rio de Janeiro

Abril de 2013

ESTUDO PARA O PROJETO GEOTÉCNICO DA BARRAGEM DE  
ALTO IRANI, SC.

Mariana Miranda de Souza

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO  
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc

---

Prof. <sup>a</sup> Maria Cristina Moreira Alves, D.Sc

---

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc

Rio de Janeiro  
Abril de 2013

Souza, Mariana Miranda de  
Estudo para o projeto geotécnico da barragem de Alto  
Irani, SC/ Mariana Miranda de Souza. – Rio de Janeiro:  
UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.  
x, 129 p.: il.; 29,7 cm.  
Orientador: Marcos Barreto de Mendonça  
Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/  
Curso de Engenharia Civil, 2013.  
Referências Bibliográficas: p. 115-117.  
1. Barragem. 2. Dimensionamento de barragens. 3.  
Análise de fluxo. 4. Análise de estabilidade.  
I. Mendonça, Marcos Barreto de. II. Universidade Federal do  
Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia  
Civil. III. Título.

## ***Dedicatória***

*Em memória das minhas avós Maria e Ana,  
das quais carrego, com muito orgulho, os nomes e  
as extraordinárias lições de vida.*

## ***Agradecimentos***

A Deus, o primeiro e melhor engenheiro de todos os tempos. Que escreveu de forma surpreendente cada linha dessa história, da minha história. Obrigada pela vida, pela força, por me permitir viver esse momento tão feliz e simplesmente por ter estado presente em toda esta dura, porém gratificante, caminhada. A Ele minha eterna gratidão por tantos benefícios.

A minha mãe, meu pai e minha irmã, pelos ensinamentos que não podem ser encontrados em nenhum livro científico, pelas orações, pela torcida, por suportarem meus momentos de estresse e por acreditarem em mim mais do que eu mesma. Meu amor por vocês é imensurável!

Aos meus queridos familiares e aos amigos mais chegados que irmãos. Muito obrigada por todo o incentivo, pelos momentos de descontração e de alegria, que me renovaram as forças sempre, e por entenderem a minha ausência, principalmente, nesse período de projeto final. Vocês são incomparáveis! Sou grata a Deus por poder conviver com pessoas como vocês.

Aos companheiros de jornada, que se tornaram muito mais do que simples colegas de turma, e sim, amigos para vida toda. Obrigada pelas madrugadas de estudo, por escutarem minhas reclamações, pelas risadas nos corredores do CT, pela paciência, pelos trabalhos compartilhados e por não me deixarem desistir nunca. Tudo que vivemos juntos foi único e será inesquecível. Saio da UFRJ não só com a alegria de conquistar um diploma, mas também com a alegria de ter conquistado amizades tão preciosas.

Aos professores que fizeram parte da minha vida acadêmica e que foram marcantes para mim por suas condutas e pelo grau de conhecimento, são eles: Leonardo Becker, Fernando Danziger, Laura Motta, Elaine Garrido, Paulo Renato e Gustavo Guimarães.

Aos antigos colegas de trabalho da Geotechnia Consultoria e Projetos e aos atuais colegas da MEK Engenharia, pela valiosa troca de experiência, por me ensinarem como é a Engenharia Civil na prática e por terem contribuído de forma tão significativa para o meu crescimento profissional. Em especial ao engenheiro Rogério Cyrillo, sempre disposto a ensinar e a ajudar.

Aos engenheiros Ronaldo Corrêa e Antônio Augusto Borges, da empresa MEK Engenharia, que foram “co-orientadores” desse projeto. Agradeço pela imensa contribuição dada a esse trabalho. Muito obrigada por me ensinarem tudo o que eu não sabia, por indicarem as bibliografias e por toda a paciência e disponibilidade em ajudar.

Ao meu orientador e professor Marcos Barreto, obrigada pela transferência de conhecimento, pelas avaliações e correções sempre tão minuciosas que enriqueceram este trabalho, por me lembrar dos prazos e pelo bom humor que lhe é peculiar.

Enfim, muito obrigada a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho e da minha graduação. Que Deus lhes retribua multiplicadamente.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## ESTUDO PARA O PROJETO GEOTÉCNICO DA BARRAGEM DE ALTO IRANI, SC.

Mariana Miranda de Souza

Abril/2013

Orientador: Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Devido à importância do sistema hidrelétrico para a matriz energética nacional, o Brasil foi um dos países que mais construiu barragens nas últimas décadas para utilização nas usinas hidrelétricas e, especialmente, nas Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs). Preveem-se ainda mais investimentos para esse setor nos próximos anos (GOVERNO FEDERAL - BRASIL, 2012).

O presente estudo faz uma revisão bibliográfica sobre os aspectos geotécnicos de um projeto de barragem. A partir desse levantamento, são desenvolvidas as principais análises para elaboração do projeto geotécnico da barragem que compõe a PCH Alto Irani, localizada em Santa Catarina. O trabalho contemplou o estudo de alternativas e as análises de estabilidade e de fluxo para a opção escolhida, que consistiu na barragem de enrocamento com núcleo argiloso. As análises e os dimensionamentos foram realizados utilizando dados das investigações geotécnicas, métodos propostos pela literatura técnica e programas computacionais do pacote Geo-Slope. Como resultado definiu-se uma seção com os elementos geotécnicos necessários de forma a garantir segurança e economia satisfatórias.

Palavras-chave: Barragem, fluxo, estabilidade de taludes.

Abstract of Undergraduation Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

GEOTECHNICAL STUDY FOR DESIGN OF DAM  
ALTO IRANI, SC.

Mariana Miranda de Souza

April/2013

Advisor: Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

Due to the importance of the hydroelectric system to the national energy matrix, Brazil was one of the countries most built dams in the last decades for use in power plants and especially on Small Hydro Power (PCH). Predict even more investments to this sector in the coming years (FEDERAL GOVERNMENT- BRAZIL, 2012).

The present study is a literature review on the geotechnical aspects of a dam project. From this survey, the main analyzes are developed for preparation of geotechnical design of the dam that forms the PCH Alto Irani, located in Santa Catarina. The work included the study of alternatives and analysis of stability and flow for the chosen option, which consisted of rockfill dam with clay core. The analysis and sizing were performed using data from geotechnical investigations, methods proposed by the technical literature and computer programs package Geo-Slope. As a result set up a section on the geotechnical elements necessary to ensure satisfactory safety and economy.

Keywords: Dams, flow, slope stability.

## Sumário

1.	INTRODUÇÃO .....	1
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1.	BARRAGENS .....	3
2.2.	TIPOS DE BARRAGENS.....	4
2.3.	CRITÉRIOS DE ESCOLHA DO TIPO DE BARRAGEM .....	15
2.4.	PROJETO GEOTÉCNICO DE BARRAGEM DE TERRA .....	20
2.4.1.	<i>CONSIDERAÇÕES GERAIS</i> .....	20
2.4.2.	<i>CONTROLE DE FLUXO</i> .....	22
2.4.3.	<i>ESTABILIDADE DE TALUDES</i> .....	46
2.4.4.	<i>ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES</i> .....	55
2.4.5.	<i>EROSÃO SUPERFICIAL DOS TALUDES</i> .....	66
3.	DESCRÍÇÃO GERAL DA BARRAGEM.....	69
4.	ELABORAÇÃO DO PROJETO.....	75
4.1.	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	75
4.1.1.	<i>ENSAIOS DE CAMPO</i> .....	75
4.1.2.	<i>GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA LOCAL</i> .....	78
4.1.3.	<i>SEÇÃO GEOLÓGICA</i> .....	79
4.1.4.	<i>ENSAIOS DE LABORATÓRIO</i> .....	82
4.2.	ESTUDO DE ALTERNATIVAS .....	83
4.2.1.	<i>BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ARGILOSO</i> .....	84
4.2.2.	<i>BARRAGEM DE TERRA HOMOGÊNEA</i> .....	86
4.2.3.	<i>BARRAGEM DE CONCRETO CCR</i> .....	87
4.2.4.	<i>SELEÇÃO DA ALTERNATIVA</i> .....	90
4.3.	DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM .....	92

<b>4.3.1. SEÇÃO DE ESTUDO .....</b>	<b>92</b>
<b>4.3.2. ANÁLISE DE FLUXO .....</b>	<b>94</b>
<b>4.3.3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM .....</b>	<b>99</b>
<b>4.3.4. PROTEÇÃO DOS TALUDES CONTRA EROSÃO SUPERFICIAL .....</b>	<b>111</b>
<b>4.3.5. SEÇÃO FINAL .....</b>	<b>111</b>
<b>5. CONCLUSÃO .....</b>	<b>113</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>115</b>
<b>ANEXO .....</b>	<b>118</b>

## 1. Introdução

O Brasil foi um dos países que mais construiu barragens nas últimas décadas. Especialmente em virtude do crescimento da geração de energia oriunda do aproveitamento hidrelétrico, já que o país dispõe de grande potencial hidrelétrico. Somente a bacia do Rio Amazonas representa 40,5% de todo o potencial hidrelétrico nacional, sendo que muito pouco do potencial dessa bacia foi explorado até então. O Plano Nacional de Energia prevê um avanço de investimentos para a construção de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs) até 2030 (GOVERNO FEDERAL - BRASIL, 2012). Atualmente esta fonte de geração de energia é responsável por aproximadamente 75% da geração de energia total (não somente energia elétrica) no Brasil, como observado na Figura 1 (ECODEBATE CIDADANIA E MEIO AMBIENTE, 2012).

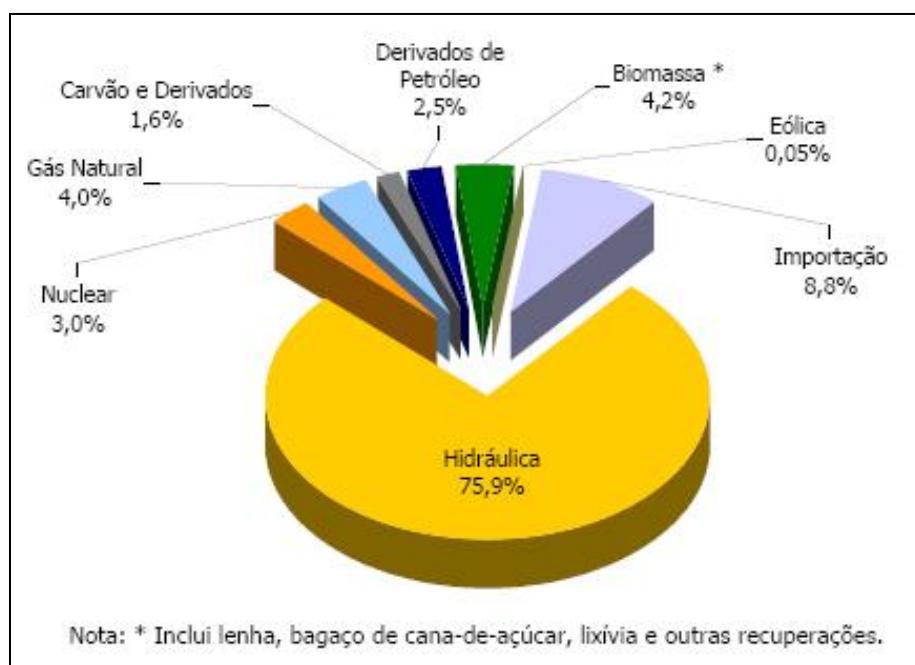


Figura 1: Matriz energética do Brasil (ECODEBATE CIDADANIA E MEIO AMBIENTE, 2012)

As barragens surgiram inicialmente com a função de utilização dos recursos hídricos para consumo humano e combate as secas, no entanto, hoje têm as mais diversas finalidades e tipologias. O tipo de barragem mais comum no Brasil é o de

barragem de terra e enrocamento, correspondendo a 82% do total, sendo os 18% restantes de barragens de concreto (SAYÃO, 2009).

Mediante a importância da construção de barragens para o cenário nacional e a complexidade desse tipo de construção, que em geral envolve diversas áreas da engenharia, este trabalho tem por objetivo mostrar os principais passos para a elaboração do projeto geotécnico de uma barragem, concentrando-se nos aspectos relacionados à percolação e estabilidade dos taludes. Para tal, além de apresentar uma revisão bibliográfica sobre o tema, são desenvolvidas diferentes etapas do projeto de barragem, desde a sua concepção até o dimensionamento final, para o caso da Pequena Central Hidrelétrica de Alto Irani.

No capítulo 1 é feita uma introdução ao leitor quanto ao assunto que será tratado.

No capítulo 2 discorre-se, a partir de um levantamento da literatura especializada no tema, sobre as finalidades das barragens, os tipos existentes e os aspectos que devem ser considerados na escolha do tipo mais adequado para diversos cenários de projetos. Além disso, neste capítulo são apresentadas as diretrizes e referências para o dimensionamento dos sistemas que formam uma barragem de terra.

O capítulo 3 apresenta ao leitor as características básicas sobre a região do empreendimento em estudo, como: local da obra, topografia da área de projeto e demais características importantes para o projeto geotécnico.

O capítulo 4 trata da elaboração do projeto. São mostrados os resultados das investigações geotécnicas executadas na fase de projeto básico. Realiza-se ainda um estudo de alternativas para se escolher o tipo de barragem mais adequado para a região, além dos cálculos de dimensionamento do corpo da barragem. Estes cálculos foram divididos em análises de fluxo, de estabilidade, de deformação e da proteção superficial, com a finalidade de garantir um projeto que assegure o cumprimento dos requisitos básicos de uma barragem.

Por fim, no capítulo 5 são feitas as conclusões e considerações finais.

## 2. Revisão Bibliográfica

Neste capítulo descrevem-se de forma sucinta a definição de barragem e suas variadas funções, assim como os tipos de estruturas de barragens e os aspectos relevantes na etapa de escolha dos mesmos. Finalmente, apresentam-se os critérios de dimensionamento dos diferentes elementos do projeto de barragem e os requisitos que devem ser atendidos para garantir a segurança necessária.

### 2.1. Barragens

Barragem é uma estrutura construída transversalmente a um rio ou talvegue com a finalidade de se obter a elevação do seu nível d'água, gerando assim um reservatório. Esta pode ser destinada: a geração de energia, a irrigação, a navegação, ao abastecimento urbano e industrial, a piscicultura, a recreação, ao controle de cheias, a regularização de vazão, dentre outros objetivos.

Entende-se por barragem toda a unidade que é composta por:

- a) corpo da barragem
- b) bacia da represa
- c) terrenos de fundação
- d) estruturas anexas: vertedouros, tomada d'água, galerias, túneis, casa de força, descarga de fundo, etc.
- e) instrumentos de ascultação: piezômetros, medidores de recalque, células de tensão total, etc.
- f) instalações de comunicação e manutenção

As barragens desde o início da história da Humanidade, foram fundamentais ao desenvolvimento. A sua construção devia-se, sobretudo, à escassez de água no período seco e à consequente necessidade de armazenamento de água, feito em barragens executadas em bases empíricas (CBDB, 2011). Algumas das barragens mais antigas de que se há conhecimento situavam-se, por exemplo, no Egito, Médio Oriente e Índia. Com a Revolução Industrial, houve a necessidade de construir um crescente número de barragens, o que permitiu o progressivo aperfeiçoamento das técnicas de projeto e construção. No Brasil, as primeiras barragens foram construídas na região Nordeste, no início do século XX, com a função de combater a seca e regularizar as vazões dos rios

que eram utilizados para irrigação. Essas primeiras barragens brasileiras também foram projetadas em bases empíricas. Atualmente no Brasil, as barragens construídas são em sua maioria destinadas a geração de energia (SAYÃO, 2009), como pode ser observado na Figura 2.

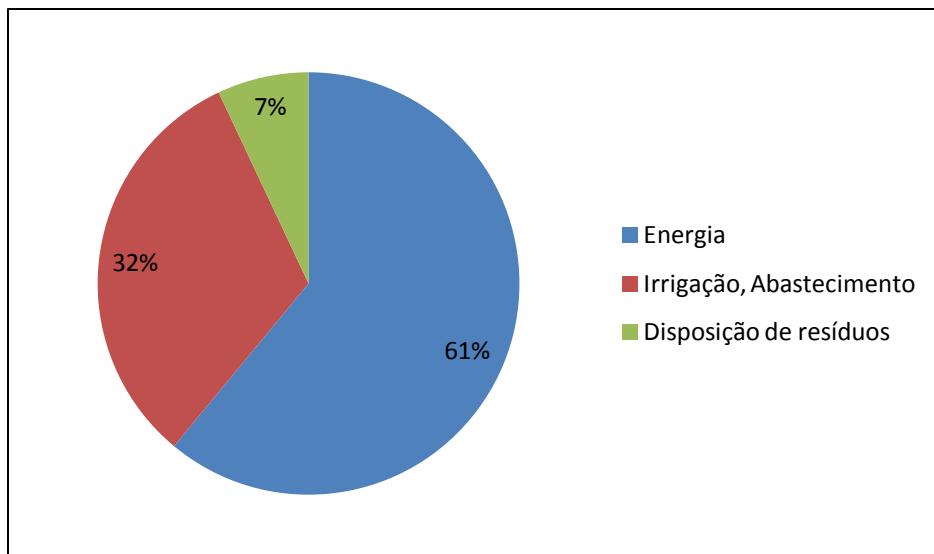


Figura 2: Funções das barragens brasileiras. (SAYÃO, 2009)

## 2.2. Tipos de Barragens

A seguir discorre-se sobre os principais aspectos dos diferentes tipos de barragens.

- ***Barragem de concreto gravidade***

As barragens de concreto gravidade podem ser maciças ou vazadas, para resistir ao empuxo horizontal de água. Os materiais mais comumente utilizados neste tipo de barragem são: concreto massa (concreto convencional), ciclópico ou CCR (concreto compactado a rolo: concreto com consistência e trabalhabilidade tal que permite sua compactação através de rolos compactadores).

O CCR vem sendo bastante empregado nas barragens brasileiras, devido ao seu baixo custo e a rapidez de execução, como por exemplo, na Usina Hidrelétrica de Simplício mostrada da Figura 3. Além disso, as barragens de concreto requerem um menor volume de empréstimo de solo da região se comparadas às barragens de terra, o

vertedouro pode ser construído de forma incorporada, menor volume de concreto do que o utilizado em uma barragem de concreto convencional, dentre outras.



*Figura 3: Barragem de CCR, UHE Simplício - Rio de Janeiro (fonte: visita técnica UFRJ, 2012).*

Outra vantagem das barragens de concreto é que elas podem ser projetadas para suportar o galgamento sem sofrer danos, como é o caso da barragem de Derwent, na Inglaterra, Figura 4.

Os cálculos de dimensionamento desse tipo de barragem devem contemplar análise de segurança quanto à flutuação, deslizamento, tombamento e tensões na fundação. Como as barragens de concreto não podem sofrer muitas deformações, estas são indicadas para locais cujo terreno de fundação é composto de rocha com elevada rigidez. É comum também o uso de poços drenantes nas fundações dessas barragens para reduzir a subpressão na base. Na Figura 5, mostra-se a seção de uma barragem de concreto maciça localizada em Itumbiara, Brasil.



Figura 4: Barragem de concreto projetada para suportar o galgamento, em Derwent – Inglaterra (fonte: [www.tripadvisor.com.br](http://www.tripadvisor.com.br)).

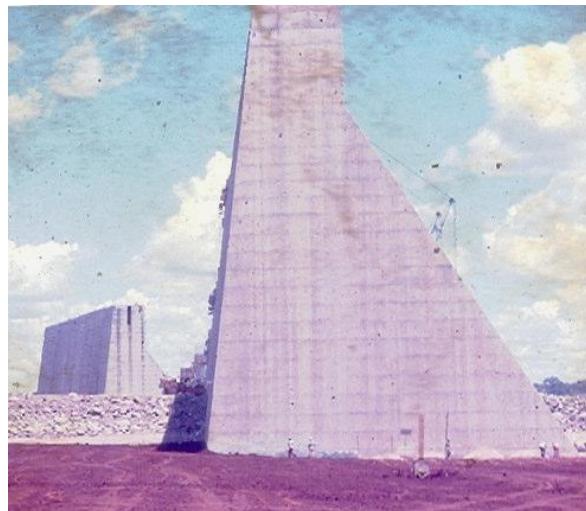


Figura 5: Seção transversal da barragem de concreto de Itumbiara, Brasil (SAYÃO, 2009).

- **Barragem de concreto estrutural com contrafortes**

Neste caso, a barragem é formada por uma laje impermeável a montante, apoiada em contrafortes verticais, exercendo compressão na fundação maior do que na barragem de concreto gravidade. Sendo assim, a fundação onde será apoiada uma barragem de concreto com contrafortes deve ser rocha com elevada rigidez (SAYÃO, 2009).

Se comparada com as barragens de gravidade, as principais vantagens são: menor volume e menor subpressão na base. No entanto, as barragens com contrafortes exigem um projeto estrutural mais complexo e o uso de um número maior de fôrmas na

execução dos contrafortes. Nas Figuras 6 e 7 são mostrados exemplos desse tipo de barragem, a Usina de Itaipu na fase de construção e a barragem de Roselend, respectivamente.



Figura 6: Usina de Itaipu - Brasil, na fase de construção dos contrafortes (UFES, 2011. Disponível em: [ecivilufes.wordpress.com](http://ecivilufes.wordpress.com)).



Figura 7: Exemplo de barragem com contraforte em Roselend – França (SAYÃO, 2009).

- **Barragem em arco de dupla curvatura**

Esta estrutura possui um pequeno volume e o empuxo da água é transmitido em arqueamento horizontal para as ombreiras. As pressões exercidas na fundação são

elevadas, e portanto, requer ombreiras e fundação, ambas, em rocha sã com alta resistência e rigidez, maior que nos outros tipos de barragem (SAYÃO, 2009). E o concreto armado utilizado na estrutura deve ser de alta resistência.

As barragens em arco são indicadas para regiões com vales estreitos e profundos, onde a barragem ficará “encaixada”, como é o caso da barragem de Gordon mostrada na Figura 8.



Figura 8: Barragem em arco de Gordon, Southwest National Park – Austrália (fonte: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Barragem>).

Existem ainda as barragens de arcos múltiplos que são utilizadas em vales menos estreitos. Estas barragens são compostas por arcos individuais de pequeno raio, apoiados em contrafortes. Um dos exemplos desse tipo de barragem no Brasil é a de Santa Luiza, em Minas Gerais, mostrada na Figura 9.



Figura 9: Exemplo de barragem em arcos múltiplos, Santa Luiza – Brasil (SAYÃO, 2009).

A seguir são apresentados tipos de barragens que podem ser agrupados como barragens de terra e/ou enrocamento. A geometria básica desses tipos de barragem é ilustrada na Figura 10.

- **Barragem de terra**

A barragem de terra é a mais comum no Brasil, por se ter vales muito largos e ombreiras suaves, necessitando de grandes extensões de crista, ao mesmo tempo em que se dispõe abundantemente de solo. Por não ser uma estrutura rígida estas barragens permitem ser assentes em fundações mais deformáveis, transmitindo esforços baixos para as fundações se comparadas com as barragens citadas anteriormente. Elas são indicadas para fundação de qualquer tipo de solo ou rocha (MENDONÇA, 2012).

Para a construção desse tipo de barragem há a necessidade de grande quantidade de material para a elaboração do núcleo (material argiloso), espaldares, filtros e drenos. Sendo assim, precisa-se analisar a disponibilidade de materiais adequados nas proximidades do local de instalação da barragem.

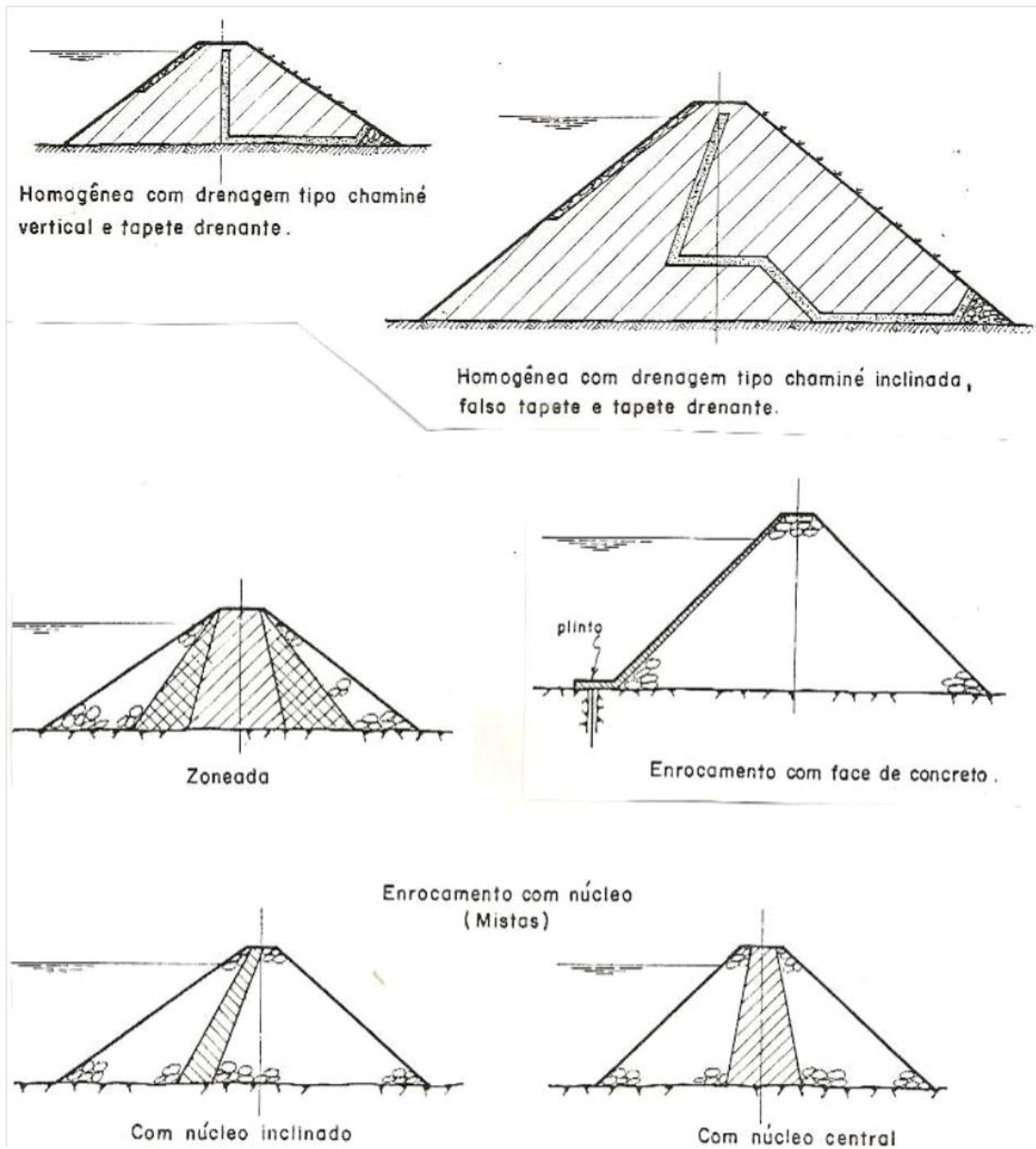


Figura 10: Seções esquemáticas de barragens de terra e enrocamento (BTE) em uso comum no Brasil (SANDRONI, 2012).

As barragens de terra podem ser homogêneas (solo argiloso) ou zoneadas. Barragem zoneada é uma variação da barragem de terra homogênea constituída de diferentes tipos de solo ou o mesmo solo compactado em condições diferentes para

otimização da seção ou em função da disponibilidade de materiais. Exemplos dos dois tipos de barragem de terra citados anteriormente são mostrados nas Figuras 11 e 12.

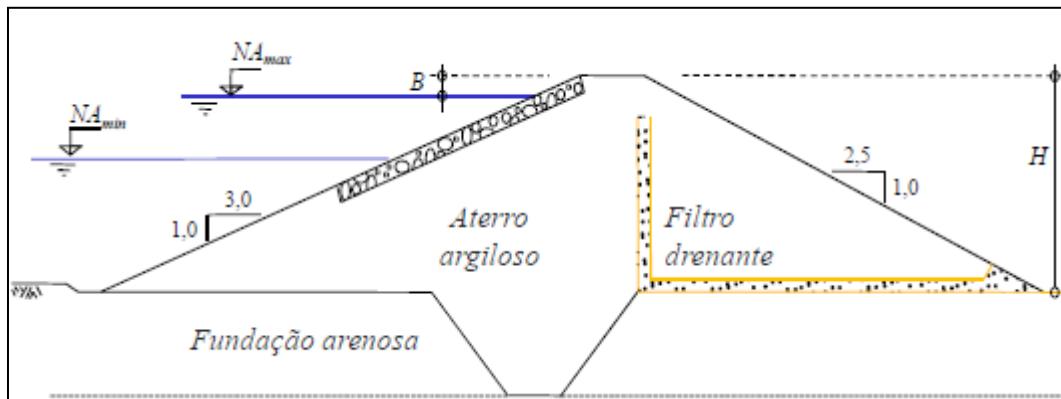


Figura 11: Esquema de barragem de terra homogênea (SAYÃO, 2009).

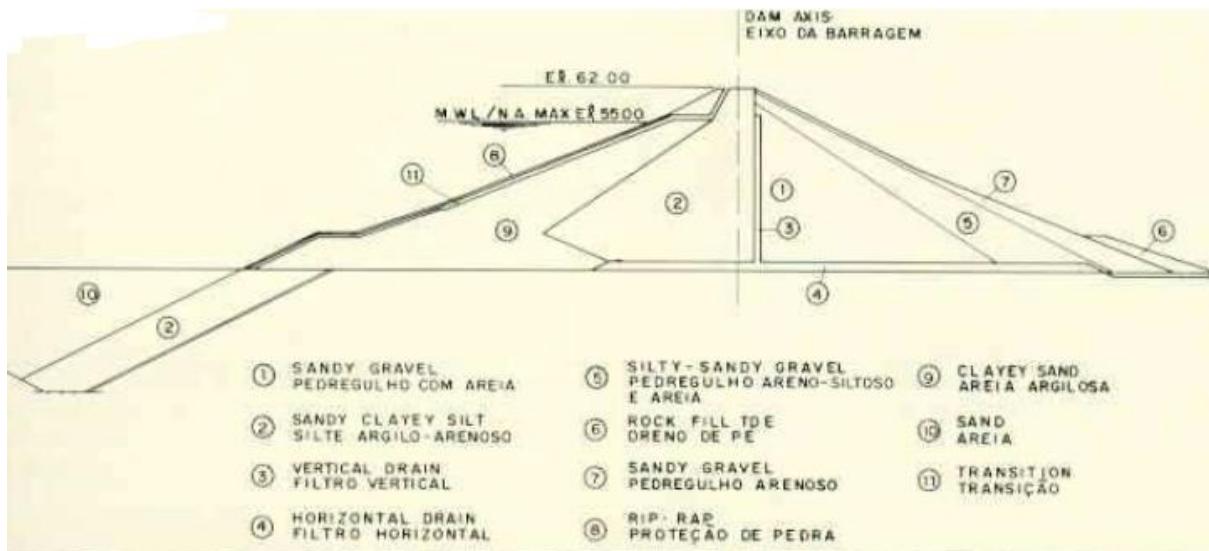


Figura 12: Esquema de barragem de terra zoneada, Barragem Engº. Armando Ribeiro Gonçalves - RN (MENDONÇA, 2012).

- **Barragem de terra e enrocamento**

É formada por um núcleo argiloso, que proporciona a função de vedação à barragem, e enrocamento, que são fragmentos de rocha ou cascalho que garantem a resistência necessária à estrutura. Este tipo de barragem permite a construção de taludes mais íngremes e é bastante utilizada no Brasil. A fundação deve ser mais estanque que a fundação das barragens de terra, pois nestas o caminho de percolação é maior.

Nas Figuras 13 e 14 são mostrados, respectivamente, exemplos de uma seção desse tipo de barragem e uma foto de uma barragem de terra e enrocamento no Canadá.



Figura 13: Esquema de barragem de terra e enrocamento (CRUZ, 2004).



Figura 14: Barragem de terra e enrocamento em Lajoie – Canadá (SAYÃO, 2009).

- **Barragem em aterro hidráulico**

Esta barragem pode ser constituída de areia ou de rejeitos de mineração. O diferencial desse tipo de barragem é que o material do aterro é transportado por meio de tubulações com água (transporte com cerca de 85% de água). Após o lançamento do aterro ocorre a segregação do material. As partículas mais grossas se depositam perto do ponto de descarga e as partículas mais finas ficam mais distantes desse ponto. Nesse

tipo de barragem os taludes de montante e jusante são naturalmente mais abatidos, ou seja, menos íngremes, devido ao tipo de lançamento do material. Como mostrado na Figura 15.

Uma das vantagens da barragem de aterro hidráulico é o baixo custo e a grande desvantagem é que os espaldares não são compactados ou são levemente compactados, fornecendo uma areia fofa, sujeita ao efeito de liquefação se submetidos a uma solicitação muito rápida, como devido a sismos.

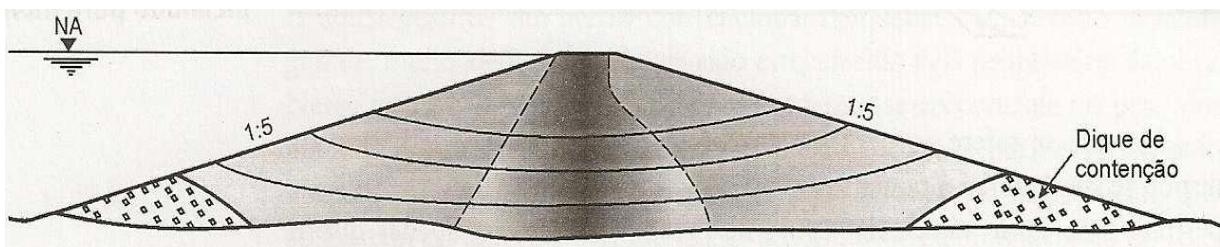


Figura 15: Esquema de barragem em aterro hidráulico (MASSAD, 2003).

- **Barragem de enrocamento e face de concreto**

A barragem é constituída de enrocamentos e placas de concreto sobre o talude de montante, conforme a seção mostrada na Figura 16 e o exemplo da Figura 17. Deve ser dada atenção especial à ligação entre as placas de concreto, pois se apoiam em meio deformável formado pela camada de enrocamento que pode sofrer recalques significativos no primeiro enchimento. Além disso, deve ser ter atenção também com a ligação entre a face de concreto e a fundação para garantir a estanquiedade dessa região.

Algumas vantagens desse tipo de barragem são: construção mais rápida, pois pode ser construída independentemente do clima; taludes mais íngremes, o que proporciona menores volumes de material e maior altura da estrutura. É ideal para regiões com pouca disponibilidade de argila e areia, e com períodos prolongados de chuva. Uma das desvantagens é que a fundação deve ser em rocha sã, pois a estrutura não pode sofrer muitos recalques excessivos.

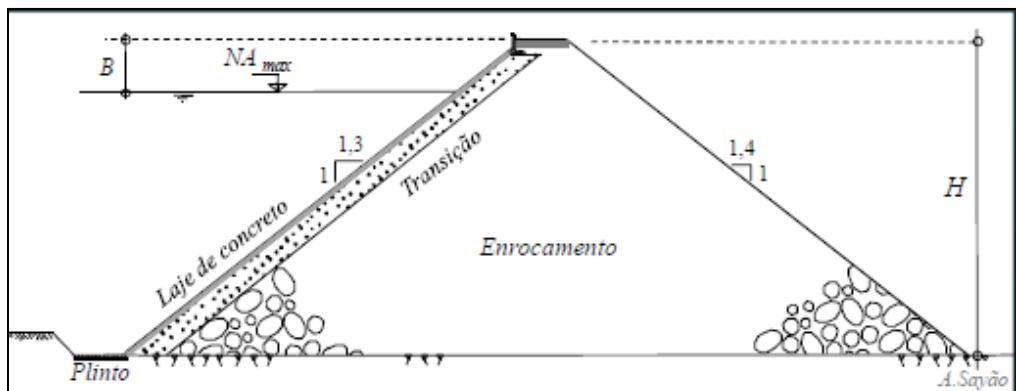


Figura 16: Esquema de barragem de enrocamento com face de concreto (SAYÃO, 2009).



Figura 17: Exemplo de barragem com face de concreto, Barragem de Foz do Areia – PR (MENDONÇA, 2012).

Devido ao aumento dos estudos do emprego de geossintéticos, vem sendo também utilizada a geomembrana em detrimento ao concreto na face. As vantagens dessa troca seriam uma maior impermeabilização e deformabilidade em relação ao concreto, e agilidade na execução.

- **Barragem de enrocamento com núcleo asfáltico**

Nestas barragens o núcleo argiloso é substituído por concreto asfáltico. Com isso permite que a barragem tenha espaldares com menores volumes de enrocamento (espaldares mais íngremes) e a construção é mais independente das condições climáticas.

A primeira vez em que foi utilizada essa nova tecnologia foi na Alemanha em 1962. No Brasil existem poucas barragens com núcleo asfáltico em operação, sendo a

primeira delas construída em 2009/2010 na Usina Hidrelétrica de Foz do Chapecó, no rio Uruguai, que fica na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul e é mostrada na Figura 18, ainda na fase de construção.



Figura 18: Fase de construção do núcleo asfáltico da Barragem de Foz do Chapecó – Brasil (MENDONÇA, 2012).

### 2.3. Critérios de escolha do tipo de barragem

Uma das etapas do projeto de barragem que requer bastante cuidado e experiência é a escolha do tipo de barragem a ser construída. Diversos aspectos devem ser considerados para que se opte pela configuração de barragem mais adequada para a região onde esta será inserida. Alguns desses aspectos são:

- ***Disponibilidade de material***

É importante ter um amplo conhecimento quanto ao tipo, a localização e o volume dos materiais da região que possam ser aproveitados na construção da barragem. Para isso realiza-se uma análise das características geotécnicas do solo nas áreas próximas a obra. Têm-se então algumas indicações do tipo de barragem mais adequado, considerando-se as características do material disponível, como mostrado na Tabela 1, de acordo com Sayão (2009).

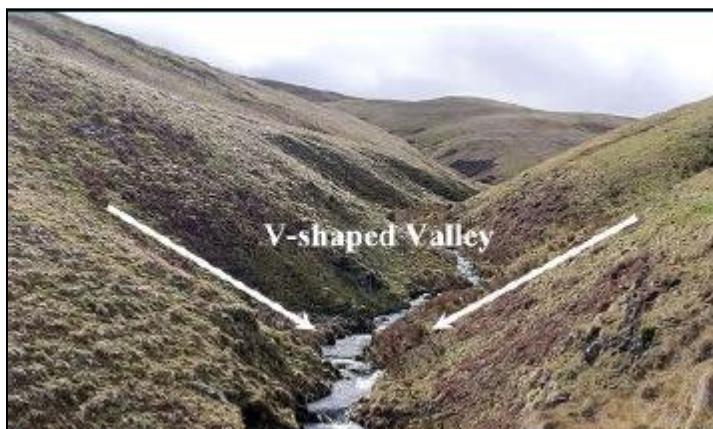
*Tabela 1: Relação entre material disponível e tipo de barragem adequado (SAYÃO, 2009).*

<b>Material disponível</b>	<b>Tipos de barragem mais indicados</b>
região de basalto - argila	barragem de terra homogênea
região de granito - rocha (enrocamento e agregado para concreto)	barragem de terra e enrocamento ou de concreto gravidade
região com pouca argila	barragem com núcleo delgado ou face de concreto
região com solos distintos	barragem zoneada

Alguns aspectos construtivos também devem ser considerados como a área de armazenamento do material de empréstimo, o ideal é que a utilização seja direta, ou seja, disposto no corpo da barragem logo após a sua escavação. A distância entre a localização original desse solo e a área onde ele será aplicado na obra, deve ser avaliada. O ideal é que a área de exploração esteja em cotas superiores a da área de lançamento no aterro para facilitar o transporte.

- **Topografia**

Uma análise da forma e da dimensão do vale onde será inserida a barragem é fundamental na etapa de escolha do tipo mais apropriado de barragem. Os vales nos quais o rio a ser barrado está inserido podem ser abertos (menor razão entre a altura e o comprimento da crista -  $H/L$ ), fechados (maior razão  $H/L$ ) e intermediários. E ainda podem ser classificados quanto a forma a que se assemelham, sendo chamados de vale em V (mais usual e área de construção facilita o projeto), como o da Figura 19, ou vale em U (encostas íngremes e maior volume de aterro), como o da Figura 20.



*Figura 19: Exemplo de vale em forma de V (SAYÃO, 2009).*



Figura 20: Exemplo de vale em forma de U (SAYÃO, 2009).

Na Tabela 2 são mostradas as características de cada vale e o tipo de barragem mais indicado, segundo Sayão (2009).

Tabela 2: Tabela que correlaciona tipo de vale e tipo de barragem mais indicado (SAYÃO, 2009).

<b>Tipo de vale</b>	<b>Características do vale</b>	<b>Barragem indicada</b>
Fechado	Erosão vertical, menor volume de construção	Barragem de concreto (arco ou gravidade)
Irregular	Descontinuidades na altura da barragem, recalques diferenciais, trincas transversais	Barragem de concreto (gravidade ou contrafortes) ou de enrocamento
Aberto	Maior custo de geração, erosão lateral, depósitos sedimentares, maior área de reservatório	Barragem de terra ou enrocamento com núcleo

- **Clima**

Os fatores climáticos influenciam diretamente nas características do solo da região, assim como interferem no prazo (cronograma da obra) e nas técnicas construtivas utilizadas na construção da barragem. Sendo assim, a frequência das chuvas, a variação de temperatura da região e a umidade local, são fatores meteorológicos que devem ser avaliados na fase de escolha do tipo de barragem.

De um modo geral, lugares com clima úmido tem disponibilidade de solos finos em camadas espessas, enquanto os com clima seco tem solos mais grosseiros em camadas rasas. A intensidade e a duração das chuvas são itens que requerem uma

avaliação mais aprofundada, pois as chuvas influenciam no cronograma da obra e na erosão do talude de jusante durante a vida útil da barragem (no caso de barragens de terra ou terra e enrocamento). Além disso, a pluviometria interfere no controle da umidade ótima na fase de execução e compactação dos aterros. Sayão (2009) estabelece uma correlação entre índices pluviométricos e sua influência nos dias de paralisação na construção do aterro, conforme mostrado na Tabela 3.

*Tabela 3: Correlação entre a intensidade de chuva e os dias de paralisação na construção do aterro (SAYÃO, 2009).*

Intensidade de chuva (mm/dia)	< 4	4 a 10	10 a 50	>50
Paralisação do aterro (dias)	< 0,2	1	2	3

Ainda quanto ao clima é fundamental se estudar o regime de cheias do rio que será barrado. A vazão do rio na época da construção pode ser decisiva na escolha do tipo de barragem.

- ***Material de fundação***

É imprescindível a análise de resistência, deformabilidade e permeabilidade do material de fundação sobre o qual a barragem será construída. De acordo com essas características da fundação pode-se então indicar o tipo de barragem mais adequada. Além disso, com essas análises determina-se qual tratamento será realizado no solo de fundação. Os tratamentos de fundação serão citados mais adiante neste trabalho, mas é importante citar que eles também podem interferir no volume total da barragem, já que uma das formas de tratamento é a remoção ou substituição do solo de fundação, quando este é inadequado. Na Tabela 4, são mostrados os tipos mais adequados de barragem para fundação em rocha de acordo com as suas propriedades mecânicas.

*Tabela 4: Correlação entre a classe da rocha e o tipo de barragem mais adequada (MARQUES FILHO e GERALDO, 1998).*

Classe de rocha	Simb	Rocha	Resistência a compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Tipo de barragem adequada
muito resistente	R1	granitos, diabásios, basaltos maciços, andesitos, gnaisses, migmatitos, quartzitos, calcáreo, metarenito, metagrauvaca. (são muito mais resistentes que o concreto)	>120	>50	Qualquer
resistente	R2	Basaltos vesiculares, quartzo, anfibólio-xisto, arenito, grauvacas e siltito. (são mais resistentes que o concreto)	120 a 60	50 a 20	menos adequadas p/ bar. de concreto em arco
pouco resistente	R3	Tufos soldados, brechas basálticas, micaxisto, filitos quartzosos, folhelhos silticos compactos e arenitos medianamente resistentes.	60 a 30	20 a 5	Não apropriadas p/ bar. de cimento em arco ou em contrafortes
branda	R4	Folhelhos argilosos, arenitos brandos, filitos grafíticos, talco-xistos, etc.	30 a 10	5 a 1	
muita branda	R5	Argilitos, siltitos brandos	<10	<1	estruturas de gravidade

Para as fundações em solo as barragens mais adequadas são de terra, terra e enrocamento. Pois estas podem sofrer mais deformações do que as demais, e as fundações em solo sofrem mais deformações do que as em rocha.

- ***Hidrológico-hidráulico***

Os estudos hidrológicos das vazões do rio, do nível do reservatório e da altura de borda livre, são utilizados para a determinação da altura da barragem. Através desses estudos verifica-se também se a barragem será autovertedoura ou não, e portanto, define-se o tipo de barragem que será capaz de suportar o galgamento, quando este for necessário. Ainda na área de hidrologia, a análise das ondas no reservatório, assim como dos ventos que geram essas ondas, é fundamental para se projetar uma barragem que tenha um talude de montante que suporte os efeitos causados por esses dois fenômenos.

- ***Preservação ambiental***

Atualmente a questão ambiental tem ganhado cada vez mais importância na construção de barragens. Os projetos devem ser feitos visando minimizar os impactos ambientais. Podem existir áreas onde não seja permitida a escavação ou o desmatamento, afetando assim na disponibilidade de material de empréstimo, e

consequentemente, interferindo na escolha do tipo de barragem. Portanto, é imprescindível um estudo detalhado das limitações impostas por questões ambientais ainda nas fases iniciais do projeto.

- ***Custo, prazo e aspecto construtivo***

Esses três critérios se correlacionam com os demais já citados. O objetivo é sempre a otimização entre o prazo da obra e o seu custo, e isso pode limitar as possibilidades de escolha do tipo de barragem. Assim como as questões construtivas, tais como: disponibilidade de equipamentos, disponibilidade de mão-de-obra qualificada e maior experiência dos construtores em obras de barragens de um determinado tipo.

## **2.4. Projeto geotécnico de barragem de terra**

### ***2.4.1. Considerações gerais***

O Brasil é um dos países que mais desenvolveu tecnologias para o projeto, construção e controle de barragens de terra. Segundo Sayão (2009), 82% das barragens brasileiras são de terra e enrocamento. Historicamente vemos que este fato aconteceu por que as regiões onde foram construídas as primeiras barragens de grande porte eram ricas em argila e pobre em granito para concreto. As barragens brasileiras estão situadas em regiões de planícies onde a topografia plana exige barragens muito extensas e se fossem de concreto seu custo seria muito elevado. A grande vantagem das barragens de terra sobre as outras é que podem ser construídas sobre qualquer tipo fundação e ainda são relativamente baratas, não exigindo mão de obra especializada.

Além dos dados citados anteriormente, as barragens de terra são as que mais contemplam estudos geotécnicos, sendo assim, esse tipo de barragem será o foco da revisão bibliográfica desse trabalho. Um projeto de barragem de terra e enrocamento deve possuir os seguintes itens de estudo:

- Controle de fluxo através do corpo da barragem (dimensionamento do sistema de drenagem interna), controle de fluxo pelas fundações (tratamento do terreno de fundação) e controle de fluxo nas interfaces.

- Estabilidade dos taludes de montante e jusante (análise de estabilidade para todas as situações possíveis)
- Análise de compatibilidade das deformações
- Proteção contra erosão superficial dos taludes (dimensionamento do sistema de drenagem superficial).

Nos subitens seguintes são mostrados, de forma mais detalhada, estes estudos que devem ser realizados em um projeto de barragem de terra.

Vale ressaltar, que o dimensionamento e os estudos que um projeto de barragem deve ter, são feitos com base em observações de campo (visitas técnicas) e investigações geotécnicas. As observações de campo, somadas aos perfis individuais de sondagens diretas e as informações obtidas através de ensaios de campo e de laboratório, são essenciais para uma correta avaliação do material de fundação onde serão instaladas a barragem e as ombreiras, e também para uma avaliação dos materiais de empréstimo disponíveis na região e devidos às escavações obrigatórias para construção de todas as estruturas de uma PCH.

Para conhecermos o terreno de uma forma mais ampla, podemos utilizar os métodos diretos de investigação. A sondagem a percussão consiste no tipo mais utilizado. Através dela são obtidas: amostras a cada metro, informações acerca do nível d'água, identificação e classificação (segundo a nomenclatura da ABNT) das camadas que compõe o subsolo e condições de resistência dos materiais do subsolo através do  $N_{SPT}$  (no caso de sondagens com ensaio SPT, que é comumente realizado durante a sondagem). Em situações de ocorrência de estratos rochosos, as sondagens percussivas são substituídas por sondagens rotativas ou complementadas com a utilização de sondagens mistas (sondagem percussiva e rotativa). As sondagens rotativas possibilitam a extração de testemunhos de rocha e sua classificação quanto a critérios pré-estabelecidos de coerência, grau de fraturamento e “rock quality designation” (RQD).

Além disso, é comum realizar-se abertura de poços e trincheiras que permitem a visualização das camadas e o contato humano com o material em sua posição original. Esse tipo de investigação também possibilita a extração de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório. Outro importante método direto e simples de investigação é a sondagem a trado, que é bastante utilizada por ser rápida e econômica.

Através desse tipo de sondagem podem-se identificar as condições geológicas mais superficiais do terreno e obterem-se amostras deformadas do solo.

Dentre os ensaios *in situ* existentes, um dos mais importantes em obras de barragem é o de permeabilidade, executado normalmente nos furos de sondagem. Este ensaio também pode ser realizado em laboratório, no entanto, neste caso, os resultados não são muito realistas, uma vez que as amostras representam apenas pontos individuais de uma grande massa heterogênea. Os ensaios de campo para determinação da permeabilidade podem ser de carga constante ou variável. Nos de carga constante, a água é introduzida no furo da sondagem, em uma quantidade suficiente para manter um nível constante na extremidade do revestimento. Determina-se então, a quantidade de água acrescentada no revestimento, a fim de manter a carga constante, em intervalos de 1, 2 e 5 minutos após o início do ensaio. E posteriormente observa-se em intervalos de 5 em 5 minutos. Já o ensaio de carga variável é mais rápido e pode ser realizado abaixo do nível d'água. Neste, enche-se o furo até o nível zero da bureta acoplada ao mesmo. Em seguida, deixa-se subir ou descer o nível de água em seu interior, medindo-se o tempo necessário para uma determinada variação de altura. Tanto no ensaio de carga constante quanto no de carga variável, os coeficientes de permeabilidade são determinados através de relações numéricas.

Os ensaios de laboratório geralmente realizados nas amostras retiradas da zona de fundação da barragem, dos locais de escavações obrigatórias e das potenciais jazidas de empréstimo, são: análise granulométrica, compactação, limites de consistência e resistência ao cisalhamento.

O emprego dos materiais analisados ficará condicionado à quantidade e à qualidade dos produtos provenientes das escavações obrigatórias e das jazidas de empréstimo. Os materiais utilizados na construção de barragens de terra devem ser preferencialmente homogêneos, suficientemente resistentes e possuir condutividade hidráulica adequada à sua função.

#### **2.4.2. Controle de fluxo**

As barragens não são obras destinadas a impedir totalmente a passagem de água quer por suas fundações, quer pelos aterros. A percolação de certa quantidade de água é

inevitável e, até certo ponto, aceitável. A questão que se põe é estabelecer se a percolação coloca em risco a segurança da barragem. Para tanto realiza-se um estudo de controle de fluxo que é feito para evitar o piping, gradientes elevados e minimizar as vazões e poropressões.

Deve-se portanto, evitar que o fluxo de água promova “erosão interna”, isto é, carreamento de partículas sólidas ou de material em solução (piping). E segundo Sandroni (2012), o carreamento pode se dar das seguintes maneiras:

- De um ponto para outro no interior da barragem ou das fundações causando colmatação (entupimento) de elementos drenantes fundamentais à estabilidade da obra;
- Da barragem para a fundação ou da barragem para fora ou da fundação para fora, gerando o aparecimento de espaços vazios, cavernas e “tubos”, para o interior dos quais componentes vitais da obra podem colapsar. Neste caso, o fenômeno é denominado entubamento (piping).

A percolação é o modo responsável por aproximadamente 66% de todos os acidentes de natureza geotécnica em barragens com reservatório cheio. Sendo assim, segundo Sandroni (2012), a segurança das obras de barramento e de suas fundações quanto à ocorrência de carreamento coloca-se como o principal objeto de atenção da geotecnica de barragens. O estudo de percolação se dá em três aspectos, que são: percolação em aterros, percolação pelas fundações e percolação em interfaces.

- ***Percolação em aterros***

O controle de percolação no aterro é feito através da implantação de um sistema através de drenagem interna adequada. Sem este sistema, a linha freática atinge o talude de jusante, como mostrado na Figura 21, causando erosão no talude de jusante (piping) e elevando as poropressões no corpo da barragem.

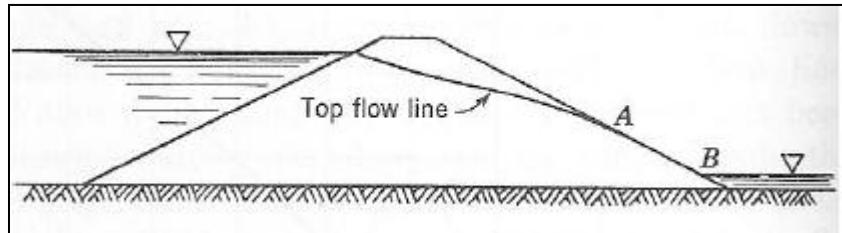


Figura 21: Exemplo de linha de fluxo superior em corpo de barragem sem sistema de drenagem interna (MASSAD, 2003).

O sistema de drenagem interna consiste na utilização de drenos verticais ou inclinados, e horizontais. Os drenos verticais (ou inclinados) interceptam o fluxo que passa dentro do corpo da barragem, enquanto os horizontais interceptam o fluxo da fundação e encaminham o fluxo do corpo da barragem até o pé do talude de jusante.

Os tipos de drenos utilizados, assim como a evolução dos sistemas de drenagem são mostrados na Figura 22 (MASSAD, 2003).

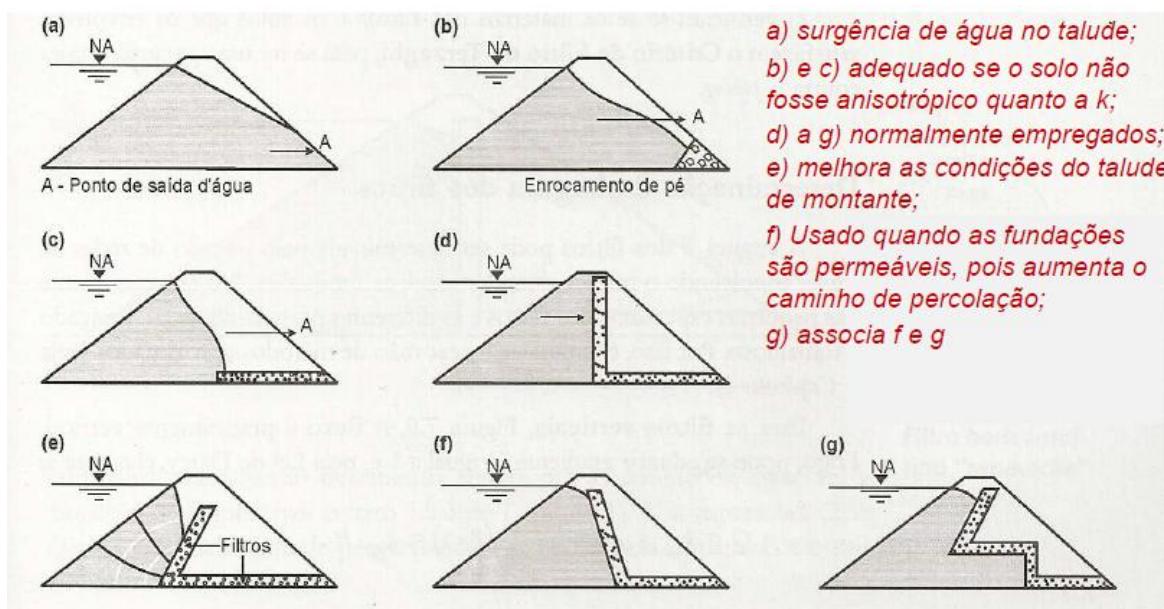


Figura 22: Evolução dos tipos de dreno usados na drenagem interna (MASSAD, 2003).

O dimensionamento do sistema de drenagem interna é realizado através das seguintes etapas:

- Construção da rede de fluxo no interior da barragem

Através da rede de fluxo (Figura 23) obtém-se três informações importantes, que são: vazão, gradientes e poropressões. A vazão que passa pelo interior da barragem é dada pela seguinte fórmula:

$$Q = k H \frac{N_f}{N_d} \quad (1)$$

Onde:

Q: vazão (por metro linear de barragem)

k: permeabilidade do maciço da barragem (para maciços isotrópicos ou anisotrópicos com seção transformada)

H: diferença de carga hidráulica ao longo da seção transversal da barragem

Nf: número de canais de fluxo

Nd: número de faixas de perda de carga hidráulica

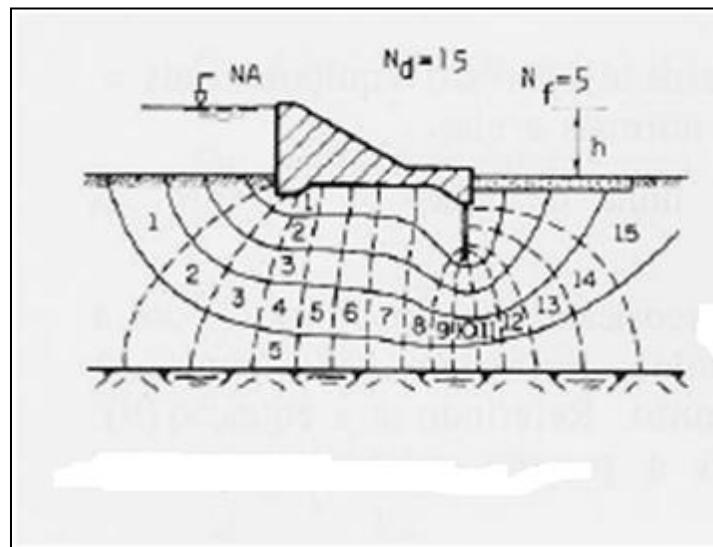


Figura 23: Exemplo de barragem com rede de fluxo (VARGAS, 1978).

- Determinação da largura do elemento drenante (trecho vertical)

Recomenda-se que em barragens com altura de 25 a 30m utilize-se o dreno vertical, e em barragens com altura superior a 25 ou 30m utilize-se dreno inclinado, pois apresenta uma melhor distribuição de tensões em função da diferença de rigidez que pode provocar fissuras do dreno e ruptura hidráulica (MENDONÇA, 2012).

Pela lei de Darcy, temos que:

$$Q = k i B \quad (2)$$

Onde:

Q: vazão

k: permeabilidade do filtro vertical (recomenda-se que seja maior do que 100 vezes a permeabilidade do maciço da barragem)

i: gradiente hidráulico

B: largura do dreno vertical

Como o fluxo é praticamente vertical, temos que:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \approx 1 \quad (3)$$

Portanto, a largura do dreno é dada por:

$$B = \frac{Q}{k} \quad (4)$$

Segundo Cruz (2004), recomenda-se que a largura do dreno vertical seja maior que 0,80m por razões construtivas.

- Determinação da altura do elemento drenante (trecho horizontal)

Para o dimensionamento da largura do dreno horizontal (ou tapete drenante) existem duas hipóteses (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012). A primeira delas é considerar que o tapete trabalha em carga, ou seja, com variação linear da carga em toda a extensão do filtro, como mostrado na Figura 24.

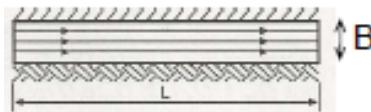


Figura 24: Tapete trabalhando em carga – Hipótese 1

Para esta hipótese temos que:

$$Q = k i B = k \frac{B}{L} B \quad (5)$$

Onde:

Q: vazão

k: permeabilidade do dreno horizontal

i: gradiente hidráulico

B: largura do dreno horizontal

L: comprimento do dreno horizontal

Portanto, a largura é dada pela seguinte fórmula:

$$B = \sqrt{\frac{Q \cdot L}{k}}$$

(6)

A segunda hipótese é a de que o filtro trabalha livremente, ou seja, linha freática inclinada ao longo do caminho de percolação, como mostrado na Figura 25.

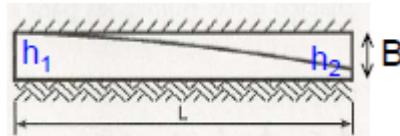


Figura 25: Tapete trabalhando com linha freática inclinada – Hipótese 2

Pela equação de Dupuit:

$$Q = k \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2L} \quad (7)$$

Onde:

Q: vazão

k: permeabilidade do dreno horizontal

$h_1$ : altura inicial da linha freática

$h_2$ : altura final da linha freática

L: comprimento do dreno horizontal

Sendo  $h_2=0$ , então:

$$Q = k \frac{B^2}{2L} \quad (8)$$

Portanto, a largura é dada pela seguinte fórmula:

$$B = \sqrt{\frac{2 \cdot Q \cdot L}{k}} \quad (9)$$

Caso o dreno tenha que captar a água que percola também pelas fundações, deve-se considerar:  $Q = (Q_{\text{maciço de solo}} + Q_{\text{fundação}}) / 2$  (SANDRONI, 2012).

Segundo Cruz (2004), recomenda-se que a altura do dreno horizontal não seja maior que 2,0m. Se houver a necessidade de dreno com espessura maior que 2,0m, utiliza-se “dreno sanduíche” por motivos econômicos. Dreno sanduíche é constituído por 3 camadas, sendo as camadas externas de areia e a central de brita.

De acordo com Sandroni (2012), o fator de segurança adotado nos drenos deve ser, no mínimo, igual a 100. Ou seja,  $Q_{\text{PROJETO}} > 100 \times Q_{\text{CALCULADO}}$ .

Os valores de  $k$ (permeabilidade) dos materiais do maciço, fundação e dos drenos, devem ser obtidos através de ensaio. No entanto, existem estimativas iniciais para materiais finos que podem ser usadas no dimensionamento (SANDRONI, 2012), conforme mostrado na Tabela 5 que correlaciona a granulometria ( $D_{10}$  é o diâmetro que na curva granulométrica, corresponde à porcentagem que passa igual a 10%) e o valor de permeabilidade. Para estimativa inicial da permeabilidade de pedregulhos e britas tem-se  $k > 10 \text{ cm/s}$  e para areias grossas tem-se  $k = 1 \text{ a } 10 \text{ cm/s}$ .

*Tabela 5: Estimativa inicial da permeabilidade (SANDRONI, 2012).*

$D_{10}(\text{mm})$	$k(\text{cm/s})$
0,1	$2 \times 10^{-2}$
0,2	$6 \times 10^{-2}$
0,3	$1 \times 10^{-1}$
0,5	$2 \times 10^{-1}$
0,7	$3 \times 10^{-1}$
1,0	$5 \times 10^{-1}$
2,0	1

Além de controlar a vazão do fluxo, o projeto do sistema de drenagem interna tem que garantir que as partículas de solos do aterro não sejam carreadas através do dreno e que não ocorra colmatação. Para tal o sistema de drenagem deve atender aos requisitos de filtração.

É importante, portanto, que os vazios do filtro sejam suficientemente pequenos de forma a impedir a passagem das partículas do solo protegido (que são mais finas) por ele. A granulometria do filtro deve atender a determinados critérios, como o critério de filtros de Terzaghi modificado por Cruz (2004) para solos arenosos:

$$5 \times (D_{15} \text{ do solo}) \leq D_{15} \text{ do filtro} \leq 5 \times (D_{85} \text{ do solo}) \quad (10)$$

Onde:

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ solo}} \leq 5, \text{ garante a proteção contra piping;}$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ solo}} \geq 5, \text{ garante a permeabilidade do filtro.}$$

Sandroni (2012) também sugere critérios de filtração para diversos tipos de solos, como mostrado na Tabela 6.

O U.S. Army Corps of Engineers (2000), menciona ainda um critério de filtragem para materiais. Este método é importante pois estabelece valores mínimos de  $D_{15}$  para o filtro, ainda que o critério apresentado anteriormente dê valores inferiores. E deve ser preferencialmente considerado, no caso de dimensionamento de transição para solo base com grande teor de finos, que resultam em valores de  $D_{15}$  do filtro bem pequenos. O método consiste de uma inicial classificação do solo a ser protegido de em categorias definidas de acordo com o teor de finos (porcentagem de material que passa na peneira #200) como mostrado na Tabela 7. E segue-se para a Tabela 8 que dá o critério para cada categoria. Especial atenção deve ser dada as notas da Tabela 8 que estabelecem alguns os valores mínimos que devem ser considerados.

*Tabela 6: Critérios de filtro de Sandroni (2012).*

<b>Material a proteger</b>	<b>Critério</b>
Materiais granulares grossos, areias, siltes arenosos e argilas arenosas com $D_{85} > 0,1\text{mm}$	$D_{15} \text{ do filtro} \leq 5 \times D_{85} \text{ do solo}$
Solos argilosos plásticos com $0,03\text{mm} < D_{85} < 0,1\text{mm}$ , dispersivos ou não	$D_{15} \text{ do filtro} \leq 10 \times D_{85} \text{ do solo}$ OU $D_{15} \text{ do filtro} \leq 0,4\text{mm}$
Siltes finos (sem quantidade apreciável de areia) com $0,03\text{mm} < D_{85} < 0,1\text{mm}$ , baixa plasticidade ( $LL < 30$ , abaixo da linha A)	$D_{15} \text{ do filtro} \leq 0,3\text{mm}$
Solos muito finos, $D_{85} < 0,03\text{mm}$	$D_{15} \text{ do filtro} \leq 0,2\text{mm}$
Areia envolvendo tubulação drenante	$D_{85} \text{ da areia} > 1,2 \times \text{largura da ranhura no tubo}$ $D_{85} \text{ da areia} > 1,0 \times \text{largura do furo do tubo}$

Notas: 1- os filtros devem ser bem graduados porém com  $D_{60}/D_{10} < 20$  e as transições  $D_{60}/D_{10} < 10$

2- filtros arenosos não devem conter grãos com diâmetro maior do que 50,8mm.

*Tabela 7: Classificação do solo base pelo método do U.S. Army Corps of Engineers (2000).*

<b>Table D-1</b> <b>Categories of Base Soil Materials</b>	
<b>Category</b>	<b>Percent Finer Than the No. 200 (0.075 mm) Sieve</b>
1	>85
2	40-85
3	15-39
4	<15

*Tabela 8: Critério adotado para cada categoria de solo (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2000).*

**Table D-2**  
**Criteria for Filters**

Base Soil Category	Base Soil Description and Percent Finer Than the No. 200 (0.075 mm) Sieve (a)	
1	Fine silts and clays; more than 85 percent finer	(c) $D_{15} \leq 9 \times d_{50}$
2	Sands, silts, clays and silty and clayey sands; 40 to 85 percent finer	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
3	Silty and clayey sands and gravels; 15 to 39 percent finer	(d), (e) $D_{15} \leq \left( \frac{40 - A}{40 - 15} \right)$ $[(4 \times d_{50}) - 0.7 \text{ mm}] + 0.7$
4	Sands and gravels; less than 15 percent finer	(f) $D_{15} \leq 4 \text{ to } 5 \times d_{50}$

- (a) Category designation for soil containing particles larger than 4.75 mm is determined from a gradation curve of the base soil which has been adjusted to 100 percent passing the No. 4 (4.75 mm) sieve.
- (b) Filters are to have a maximum particle size of 75 mm (3 in.) and a maximum of 5 percent passing the No. 200 (0.075 mm) sieve with the plasticity index (PI) of the fines equal to zero. PI is determined on the material passing the No. 40 (0.425 mm) sieve in accordance with EM 1110-2-1906, "Laboratory Soils Testing." To ensure sufficient permeability, filters are to have a  $D_{15}$  size equal to or greater than  $4 \times d_{50}$  but no smaller than 0.1 mm.
- (c) When  $9 \times d_{50}$  is less than 0.2 mm, use 0.2 mm.
- (d) A = percent passing the No. 200 (0.075 mm) sieve after any regrading.
- (e) When  $4 \times d_{50}$  is less than 0.7 mm, use 0.7 mm.
- (f) In category 4, the  $D_{15} \leq 4 \times d_{50}$  criterion should be used in the case of filters beneath riprap subject to wave action and drains which may be subject to violent surging and/or vibration.

O filtro deve atender também a duas funções: auto-filtração - a fração grossa do filtro deve atender a função de filtro para a fração fina, e selagem - em presença abundante de água, uma trinca aberta no filtro deve ser naturalmente fechada, ou seja, o material não pode ser coesivo (material com menos que 2% de finos que passam na #200 – 0,075mm).

Os filtros são utilizados sempre que for necessário passar de um material para outro ao longo do caminho de percolação, como por exemplo, nas interfaces entre fundação-dreno horizontal, núcleo impermeável-espaldar granular, etc.

Recomenda-se ainda que a espessura das transições seja superior a 2,0m nos casos entre enrocamento e núcleo, e nos demais casos seja superior a 0,30m (CRUZ,

2004). A Eletrobrás (2003) recomenda ainda os seguintes valores mínimos por razões construtivas:

- filtro vertical ou inclinado: 0,60m;
- filtro sub-horizontal: espessura de 0,25m;
- trincheira drenante de fundação: largura 0,60m;
- poços de alívio: diâmetro de 0,10m;
- transições a jusante do núcleo: largura de 0,60m;
- transições em drenos de pé: largura de 0,40m.

O filtro também pode trabalhar como elemento “cicatrizante” de trincas. O material do filtro migra para dentro da trinca impedindo a sua propagação, conforme ilustrado na Figura 26 (SAYÃO, 2009). Em locais de grande variação topográfica os filtros são mais largos para vedar eventuais trincas que surgirem.

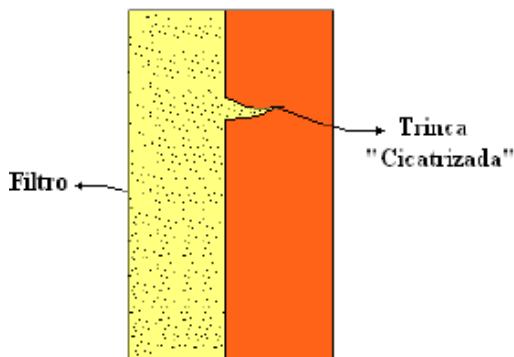


Figura 26: Filtro cicatrizando trinca (SAYÃO, 2009)

Outra preocupação se refere ao arqueamento do núcleo nos casos de barragem de enrocamento com núcleo impermeável. Nesta situação o núcleo (que geralmente é argiloso) tende a recalcar mais que o enrocamento, apoiando-se nos espaldares por atrito e gerando assim, trincas na direção do fluxo d'água. Para se evitar excessiva concentração de tensões basta uma pequena inclinação do núcleo, segundo Sandroni (2012), da ordem de 4(V):1(H) ou o uso de núcleo inclinado. Além disso, a Eletrobrás (2003) recomenda que a largura do núcleo impermeável no topo seja de no mínimo 3m, por razões construtivas. E Cruz (2004) menciona que se deve, em princípio, utilizar largura do núcleo argiloso, em qualquer ponto, 30% a 50% da altura de água acima do ponto.

Em algumas barragens utilizam-se também os drenos de pé, que são uma pequena faixa drenante no pé do barramento (Figura 27). Esses drenos trabalham como um controlador de fluxo, no entanto, não oferecem uma linha de defesa contra trincas ou regiões mal compactadas e, portanto, são um risco potencial ao “piping”. Os drenos de pé geralmente são usados em conjunto com os drenos verticais e horizontais.

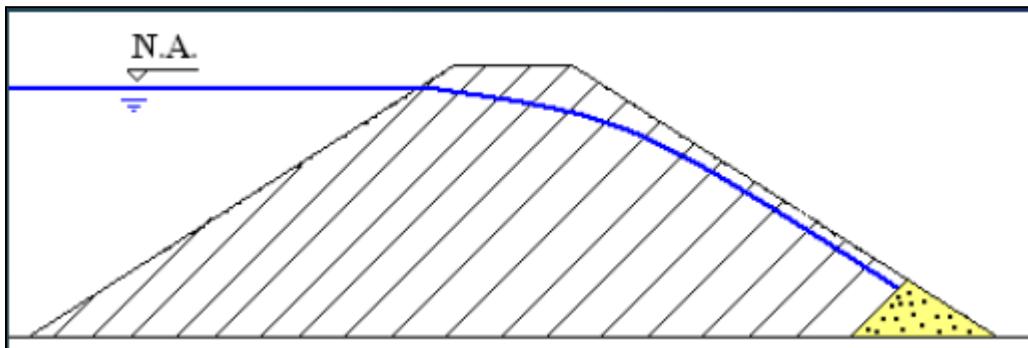


Figura 27: Barragem com dreno de pé simples.

Uma maneira de também diminuir a ocorrência de carreamentos e fissuramentos é através da realização de compactação e homogeneização de forma cuidadosa.

- **Percolação pela fundação**

De acordo com Cruz (2004), a maioria dos casos de ocorrência de piping se deu nas fundações das barragens. Sendo assim, o controle de percolação pela fundação é de extrema importância em um projeto de barragem e é realizado através de obras de tratamento das fundações. Além de evitar o piping, esse tratamento tem por objetivos a redução da vazão pela fundação, a redução das poropressões e a redução dos gradientes de saída. O procedimento de tratamento adotado varia de acordo com as características do terreno de fundação. Os tratamentos constituem-se, basicamente, em métodos para reduzir a permeabilidade das fundações e/ou aumentar o caminho de percolação.

Não existem critérios que estabeleçam uma determinada vazão que pode ser tida como aceitável em um estudo de percolação pelas fundações de uma barragem. No entanto, Sandroni (2012) sugere alguns valores aceitáveis de vazão baseado em um estudo associando as vazões de barragens e o desempenho das mesmas. As vazões

sugeridas por Sandroni (2012), mostradas na Tabela 9, podem ser aplicadas em análises preliminares quando a vazão é uniforme ao longo da fundação da barragem.

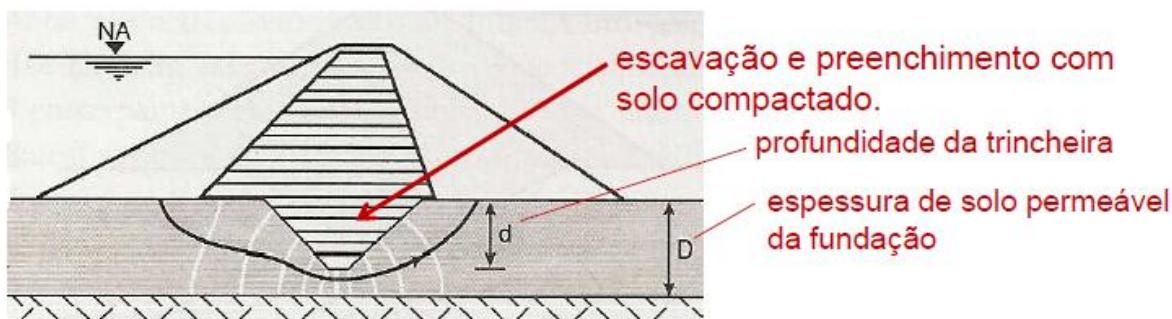
*Tabela 9: Estimativa de vazões aceitáveis nas fundações de barragens (SANDRONI, 2012).*

Vazão (l/min/m)	Classificação
menor que 5	vazão pequena (aceitável)
de 5 a 15	vazão média
maior que 5	vazão alta (excessiva)

Pode-se dividir os tipos de tratamento de fundação em dois grandes grupos: tratamentos para fundação em solo e tratamentos para fundação em rocha. Para as fundações em solo temos os seguintes tratamentos mais utilizados:

- Trincheira de vedação ou “cut-off”

Trincheira de vedação ou “cut-off” consiste na escavação de uma parte do terreno de fundação e a sua substituição por um material muito menos permeável (geralmente material argiloso), visando aumentar o caminho de percolação do fluxo na fundação e consequentemente diminuindo a vazão pela fundação e o gradiente de saída (Figura 28).



*Figura 28: Barragem com “cut-off” (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012).*

O uso desse tipo de tratamento se torna viável quando é viável realizar o rebaixamento do lençol freático, garantir a estabilidade dos taludes de escavação e quando o prazo e o custo compensam se comparados a outros tratamentos. Apesar de eficaz este tratamento tem um custo bastante elevado relativo à escavação de grandes profundidades, rebaixamento do lençol, etc. Não se deve usar trincheira de vedação

quando abaixo do solo de fundação permeável tiver um maciço rochoso fraturado, pois ocorre a fuga d'água através da rocha fraturada (como ilustrado na Figura 29).

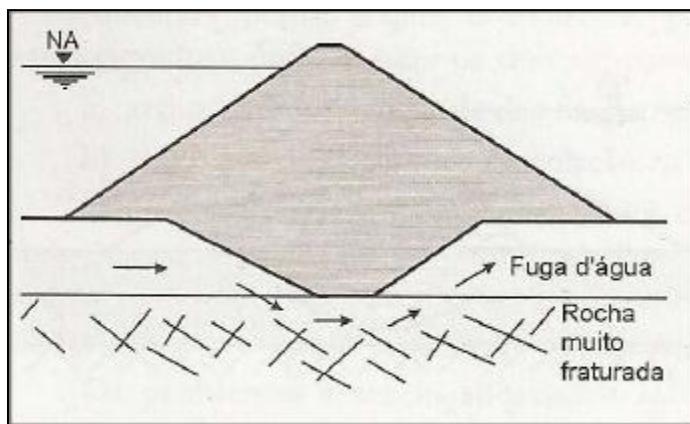


Figura 29: Barragem com “cut-off” e ocorrência de fuga d’água (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012).

Segundo Cedergren (1988), a trincheira pouco penetrante é pouco eficiente, sendo recomendadas penetrações na camada permeável de fundação acima de 90% para que haja significativa diminuição de vazão. O gráfico apresentado abaixo na Figura 30 mostra a relação entre  $Q_f/Q_{f0}$  (vazão pela fundação com trincheira / vazão da fundação se, trincheira) e  $d/D$  (profundidade da trincheira / espessura de solo permeável da fundação).

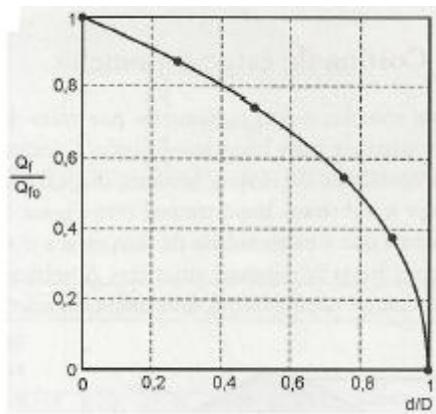


Figura 30: Ábaco com correlação entre  $Q_f/Q_{f0}$  e  $d/D$  (CEDERGREN, 1988).

Algumas recomendações construtivas e geométricas para o cut-off são:

- A largura da base do “cut-off” deve ser igual a  $0,25 \times H$ (carga hidráulica), sendo no mínimo 4m e no máximo 20m (Figura 31);

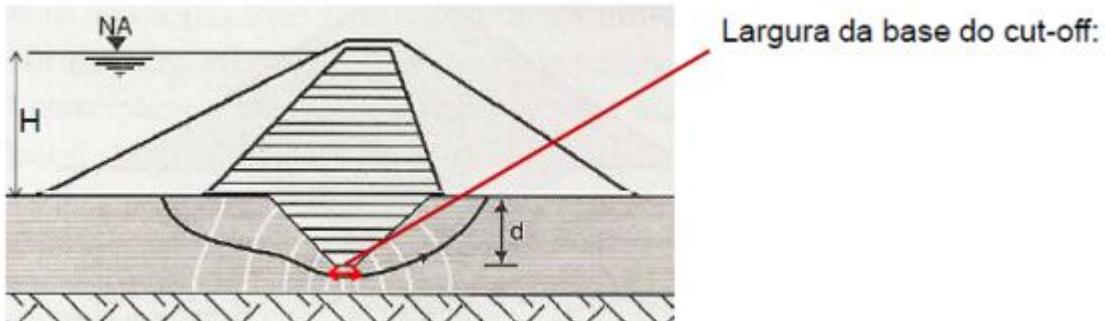


Figura 31: Ábaco com correlação entre  $Q_f/Q_{f0}$  e  $d/D$  (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012).

- A posição do “cut-off” deve ser no centro ou um pouco a montante do eixo;
- A compactação do solo do “cut-off” deve ter elevado grau de compactação e os taludes devem ser abatidos, para reduzir o arqueamento e o fraturamento hidráulico.
- Empregar camada de filtração entre o “cut-off” e o material permeável de fundação.
- Diafragma plástico e diafragma rígido

Esse tipo de tratamento é usado em fundações em areias ou aluviões arenosargilosos ou siltosos submersos, quando o custo do “cut-off” fica muito elevado. A parede diafragma deve ser embutida na camada subjacente. Um esquema desse tipo de tratamento é mostrado na Figura 32.

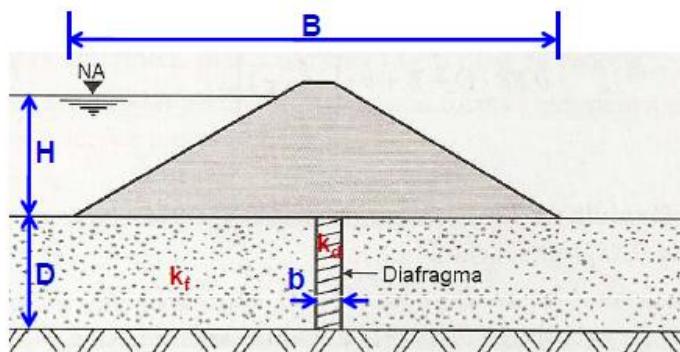


Figura 32: Esquema típico de parede diafragma em fundação de barragem (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012).

As paredes diafragmas utilizadas como tratamento de fundação podem ser rígidas (de concreto) ou plásticas (de solo-cimento). As de concreto podem sofrer fissuras no

contato aterro-topo da parede e necessitam de tratamento especial nesse contato utilizando argila mais plástica. As de solo-cimento são mais deformáveis e, portanto, aceitam melhor os recalques.

O cálculo da vazão pela fundação com diafragma é feito da seguinte maneira. Calcula-se a vazão ( $Q_f$ ) pela fórmula de Ambrasseys (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012), usando-se  $k_f$  (permeabilidade da fundação),  $k_d$  (permeabilidade do diafragma), B (largura da barragem), D (espessura da camada permeável), b (largura da parede diafragma) e H (diferença de carga hidráulica), temos então:

$$Q_f = \frac{k_f \cdot H \cdot D}{B + 0,88 \cdot D + b \cdot \left( \frac{k_f}{k_d} - 1 \right)} \quad (11)$$

- Poços de alívio

Este tratamento consiste da interceptação do fluxo de água pela fundação, minimizando assim, a saída de fluxo no pé do talude de jusante. Os poços são, basicamente, drenos verticais que permitem que a água alcance a superfície praticamente sem perda de carga e são indicados para os casos em que possam ocorrer sub pressões elevadas na fundação. Os poços de alívio podem ser executados antes do aterro (Figura 33) ou após a barragem entrar em operação (Figura 34).

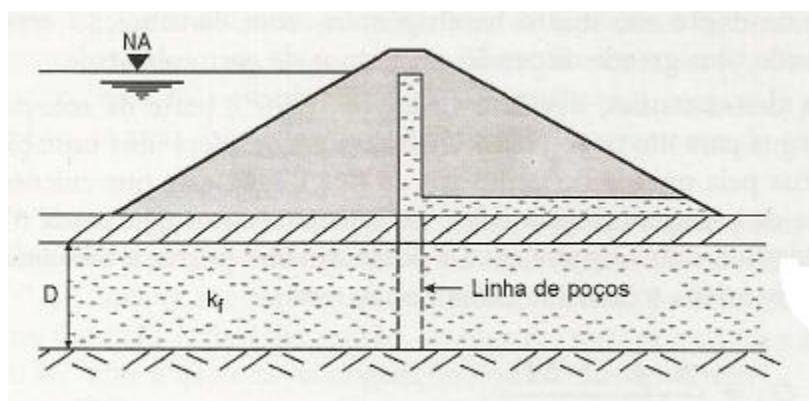


Figura 33: Barragem com poço de alívio construído antes do aterro (MASSAD, 2003).

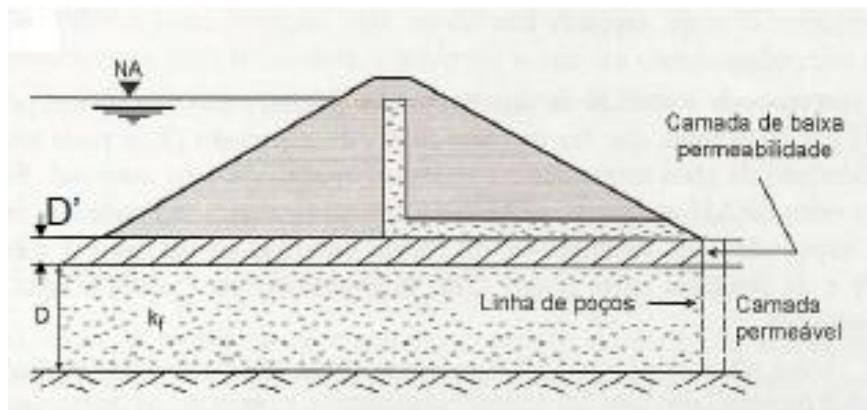


Figura 34: Barragem com poço de alívio após a barragem entrar em operação (MASSAD, 2003).

Segundo Cedergren (1967), a vazão que percolará pela fundação com poços de alívio é dada pela fórmula:

$$Q_f = \frac{\pi \cdot k \cdot D \cdot \Delta H}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (12)$$

Onde:

$Q_f$ : vazão pela fundação na largura  $2R$ , sendo  $2R$  o espaçamento entre os poços de alívio

$k$ : permeabilidade da camada de baixa permeabilidade

$D$ : espessura da camada permeável

$R$ : metade da distância do espaçamento entre os poços

$r$ : raio dos poços de alívio

$\Delta H$ : diferença de carga hidráulica ao longo da camada de baixa permeabilidade.

O valor de  $\Delta H$  é determinado de acordo o fator de segurança quanto ao levantamento de fundo. Uma elevada poropressão na base da camada de solo superficial de baixa permeabilidade pode provocar um levantamento do solo, a ruptura deste e, consequentemente, o piping.

Algumas recomendações práticas devem ser seguidas:

- Diâmetro dos poços variando de 20 a 50 cm
- Espaçamento entre poços de 2 a 3m
- A penetração dos poços deve ser feita de forma total ou parcial na camada permeável
- Os poços são instalados inicialmente com um determinado espaçamento e, posteriormente, são observados seus desempenhos. Caso necessário, mais poços são executados intercalando-os com os antigos.
- Filtros invertidos

Os filtros invertidos funcionam como uma berma de material granular (pesado e permeável) para combater a areia movediça e o levantamento de fundo, e portanto, são posicionados no pé do talude de jusante da barragem, como mostrado na Figura 35. E este tipo de filtro tem como diferencial o fato de que pode ser executado depois da barragem já estar em operação.

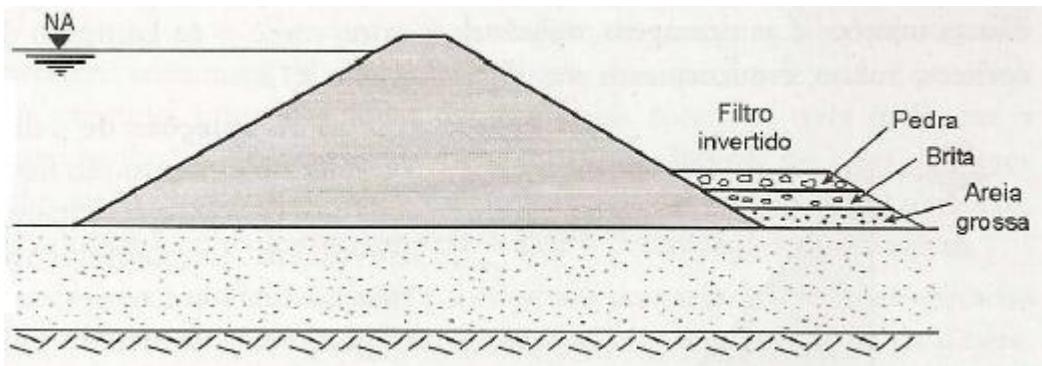


Figura 35: Esquema de filtro invertido e seu posicionamento (MASSAD, 2003).

A granulometria dos filtros é dimensionada conforme os critérios de filtros já citados nesse trabalho, passando do material mais fino para o mais grosso no topo, como também pode ser observado na Figura 33.

A vantagem do filtro, no que se refere ao problema de levantamento de fundo areia movediça, é explicada pela expressão mostrada a seguir:

$$FS = \frac{\gamma_{sub} \cdot D'}{\gamma_w \cdot h_{Tbase}} \quad \text{(Fator de segurança quanto ao levantamento de fundo sem o filtro invertido)} \quad (13)$$

$$FS = \frac{\gamma_{sub} \cdot D' + \gamma_f \cdot z_f}{\gamma_w \cdot h_{Tbase}}$$

peso do filtro invertido

(Fator de segurança quanto ao levantamento de fundo com o filtro invertido) (14)

Onde:

$\gamma_{sub}$ : peso específico submerso da camada de baixa permeabilidade

$D'$ : espessura da camada de baixa permeabilidade (vide Figura 34)

$\gamma_w$ : peso específico da água

$h_{Tbase}$  : carga hidráulica total na base da barragem

$\gamma_f$ : peso específico do filtro

$z_f$  : altura do filtro invertido

- Tapete “impermeável” de montante

Este tratamento é normalmente indicado quando a permeabilidade da fundação é cerca de mil vezes maior que a permeabilidade do aterro (MASSAD, 2003 apud MENDONÇA, 2012). O tapete “impermeável” de montante aumenta o caminho de percolação e com isso diminui o gradiente de saída.

A saída da água junto ao pé do talude da barragem é o ponto crítico quanto à ocorrência de areia movediça, e esta análise deve ser realizada. Em teoria, o gradiente crítico é da ordem de 0,8 a 1,2. Na prática, devido à complexidade inerente aos materiais de fundação, os valores de gradiente de saída que redundam em funcionamento inadequado da obra são diferentes dos teóricos e muito variáveis. Se observa portanto, que os problemas de percolação excessiva se manifestam a partir de gradientes de saída da ordem de 0,4 e que para gradientes a partir de 0,5 podem ocorrer “sand boils”, que é o carreamento violento de areia situada abaixo da camada superficial de menor permeabilidade formando cones de material arenoso na superfície (SANDRONI, 2012).

O fluxo sob a barragem (entre os pontos B e C na Figura 36) é essencialmente horizontal e, portanto, a perda de carga é linear ao longo da fundação. Entretanto, isso não ocorre em todo o comprimento AB (Figura 36) do tapete. Existe um comprimento efetivo ( $x_r$ , distância contada a partir do pé de montante da barragem) no qual a carga hidráulica na fundação sob o tapete é igual a carga no reservatório. Esta distância

corresponde ao ponto em que a vazão vertical através do tapete se iguala a vazão horizontal através da fundação e depende das permeabilidades e das espessuras da fundação e do tapete. De forma simplificada, admite-se que num trecho do tapete o fluxo é horizontal, ou seja, no trecho anterior ao início do comprimento efetivo a vazão vertical pelo tapete é igual a vazão horizontal da fundação. Desse ponto em diante o fluxo é somente horizontal (MASSAD, 2003).

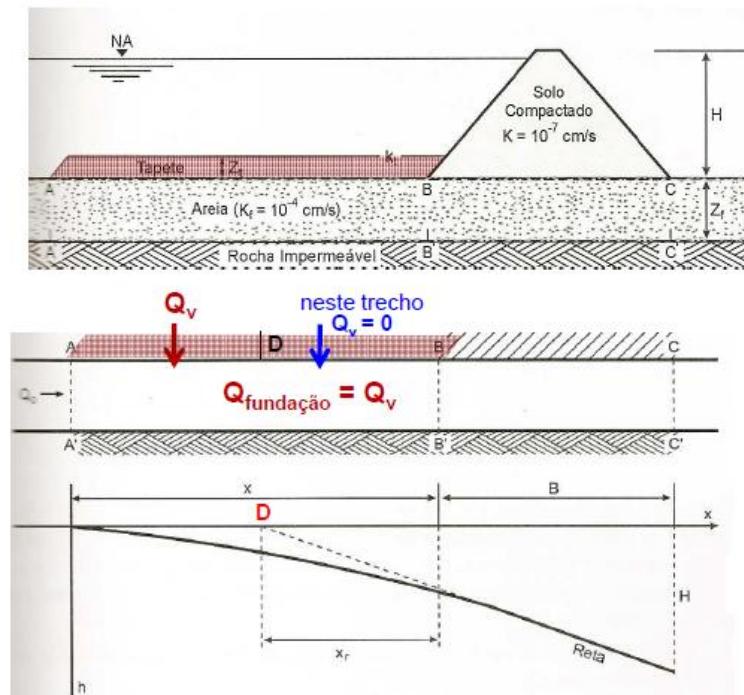


Figura 36: Esquema de cálculo de barragem com tapete drenante (MASSAD, 2003 e MENDONÇA, 2012).

O comprimento efetivo do tapete é dado por:

$$x_r = \frac{\operatorname{tgh}(a \cdot x)}{a} \quad (15)$$

Onde:

x: comprimento total do tapete

$$a = \sqrt{\frac{k_t}{k_f \cdot z_t \cdot z_f}}, \quad (16)$$

sendo:

$k_t$ : permeabilidade do tapete

$k_f$ : permeabilidade da fundação

$z_t$ : espessura do tapete

$z_f$ : espessura da fundação

Temos então que a vazão pela fundação é dada por:

$$Q_f = k_f \cdot \frac{H}{(0,88 \cdot z_f + B + x_r)} \cdot D \quad (17)$$

Onde:

$H$ : carga hidráulica

$z_f$ : espessura da camada permeável

$B$ : largura da barragem

Algumas recomendações práticas devem ser seguidas:

- A permeabilidade do tapete deve ser menor ou igual a  $10^{-5}$  cm/s
- O comprimento do tapete (contado do início do núcleo) deve ser de 5 a 7 vezes o valor de  $H$ (carga hidráulica)
- A altura do tapete de ser igual ou maior que 1,0m de material compactado e recoberto por, no mínimo, 0,80m de material “solto” (compactado só pelos caminhões) e/ou uma pequena lâmina d’água logo após a sua execução para que não trinque por ressecamento de enchimento do reservatório e não deve conter descontinuidades sob pena de perder sua eficiência
- Uma alternativa ao solo compactado para o tapete é a geomembrana.

No que diz respeito à fundação em rocha a principal preocupação costuma ser referente às fraturas da rocha, que podem gerar: perdas d'água excessivas, subpressões elevadas e carreamento do solo pelas fraturas da rocha. O que se costuma fazer é tratar a superfície da fundação rochosa de forma a vedar as fraturas e/ou reduzir a pressão d'água. É importante portanto, se entender alguns parâmetros de classificação da fundação em rocha, para que se possa obter o melhor tipo de tratamento de acordo com as características do maciço. As principais maneiras de se classificar um maciço rochoso são quanto a coerência (indica as características de resistência), alteração (indica alteração mineralógica e o decréscimo da resistência mecânica), fraturamento (indica o número de descontinuidades por trecho) e RQD- "Rock Quality Designation" (é uma medida de recuperação de testemunhos que considera simultaneamente o grau de fraturamento e o grau de alteração da rocha).

Para as fundações em rocha temos os seguintes tratamentos mais utilizados:

- Consolidação superficial

Este tratamento tem por objetivo vedar as fendas maiores presentes na rocha da fundação e melhorar a deformabilidade da fundação, ou seja, reduzir essa deformabilidade. Isso é feito através de injeções de calda de cimento na região de contato entre o corpo da barragem e a fundação e através de chumbamento da estrutura da barragem de concreto na rocha.

- Cortinas de injeções de calda de cimento em profundidade

As cortinas são utilizadas para reduzir a percolação com o preenchimento das fraturas maiores, visando "homogeneizar" o maciço de fundação. No entanto, este tratamento tem pouca eficiência na redução de carga hidráulica.

As injeções são feitas em furos de sondagens rotativas, usualmente faz-se três linhas de furos ou mais. Não existe uma regra quanto ao espaçamento das linhas de injeções, no entanto, Sandroni (2012) sugere que se faça um espaçamento inicial de 12 ou 6m e espaçamento final podendo chegar a 3m de acordo com o consumo de calda e ensaios de perda d'água.

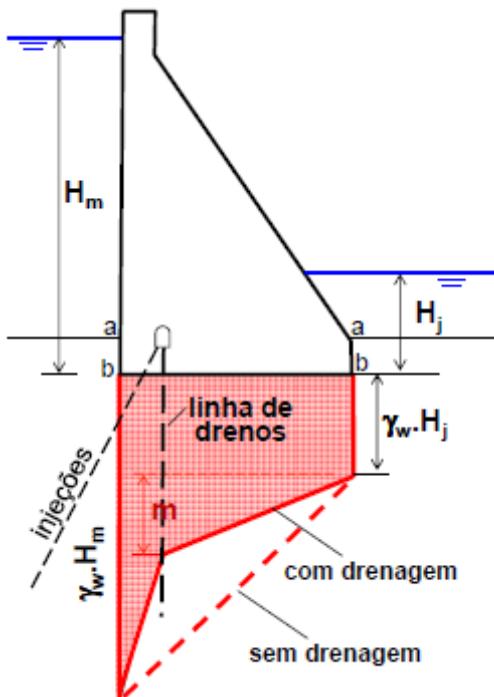
A profundidade que uma cortina de injeção deve atingir também costuma ser motivo de muita discussão na fase de projeto das barragens, devendo ser norteada pelos aspectos geológicos da rocha de fundação. Existem apenas indicações gerais, como a da ASCE (Tabela 10) mostrada por Sandroni (2012) e que não deve ser seguida sem avaliação experiente.

*Tabela 10: Relação entre altura da barragem e profundidade da cortina da ASCE (SANDRONI, 2012).*

Altura da barragem (m)	Profundidade da cortina (m)
8 a 25	12
30 a 66	25
60 a 120	45
Maior que 150	60

- Linha de drenos

O objetivo da linha de drenos é reduzir as subpressões na base da barragem. Na Figura 37, observa-se a redução de subpressão ocasionada pelos drenos.



*Figura 37: Diagrama de subpressão com e sem drenagem (MENDONÇA, 2012).*

A linha de drenos é executada através de galerias internas que servem tanto para inspeção dos quanto para executar drenos adicionais intercalados com os já existentes, caso seja necessário. O acompanhamento do desempenho dos drenos é feito através de leitura de piezômetros que poderão indicar subpressões elevadas e/ou colmatação dos drenos.

Na prática de barragens brasileiras executa-se furos de diâmetro de 5 e 7,5cm e espaçamento entre eles de aproximadamente 3m.

É importante ressaltar que tanto os tratamentos para fundação em solo quanto os tratamentos para fundação em rocha, podem ser usados de maneira conjugada, combinando-se mais de um tratamento no mesmo projeto de barragem.

- ***Percolação pelas interfaces***

Deve-se tomar cuidado com o fluxo nas interfaces de uma barragem, tais como: aterro-fundações, aterro-muro e aterro-galeria. Nestas interfaces deve-se evitar rotas preferenciais de percolação, pois estas podem facilitar o carreamento de partículas do aterro. Vejamos alguns procedimentos que devem ser adotados para cada tipo de interface:

- **Interface aterro-fundações**

Para apoio de barragens de terra sobre solos, após a remoção da camada superficial orgânica, escarifica-se e recompacta-se a superfície do terreno.

Para apoio de barragens de terra sobre rocha sã, atenta-se para a limpeza da superfície, remoção de blocos soltos, proteção contra a penetração de material do aterro em fraturas superficiais da rocha e devem-se adoçar irregularidades na rocha de apoio.

- **Interface aterro-muro**

A geometria da interface consiste no plano de contato do aterro no muro (“junção chapada”) que apresenta uma protuberância que sai do muro e penetra no aterro (“muro corta águas”). Deve ser feito o reforço no sistema de drenagem interna, cobrindo as possíveis rotas de percolação.

- Interface aterro-galeria

Algumas recomendações devem ser seguidas: forma da galeria deve ser preferencialmente, com contorno adoçado, como mostrado na Figura 38, a escolha do material de apoio deve ser tal que a galeria não sofra contrastes bruscos de recalques, a drenagem interna do aterro deve envolver totalmente a galeria e na junção entre o aterro impermeável e a galeria a montante, deve ser utilizado solo mais úmido (em torno de 2% acima da ótima).

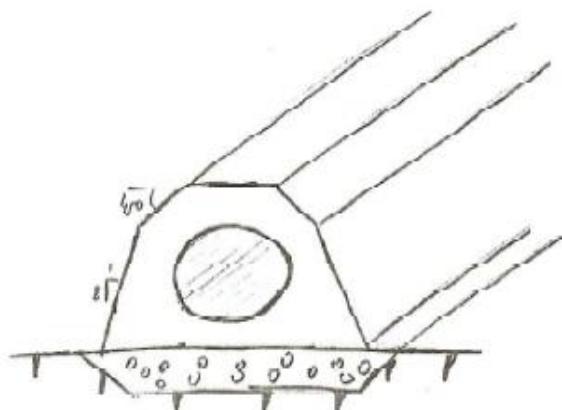


Figura 38: Galeria com contorno adoçado (SANDRONI, 2012).

### 2.4.3. **Estabilidade de taludes**

Os taludes de montante e jusante da barragem e as ombreiras deverão ser estáveis sob todos os níveis do reservatório (nível d'água máximo e nível d'água normal de operação), bem como sob todas as condições de operação (MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, 2002).

Existem quatro situações no tempo de vida útil da barragem que requerem análises de estabilidade de seus taludes de montante e de jusante, que são:

- Ao final da construção
- Em regime permanente de operação com o nível d'água máximo ( $NA_{Max}$ ) do reservatório
- Abaixamento rápido do nível d'água do reservatório
- Sob ação de sismo

A Tabela 11 sugerida pelo Ministério da Integração Nacional (2002) indica os fatores mínimos de segurança que são normalmente aceitáveis para os cálculos de estabilidade de taludes. Valores inferiores podem ser eventualmente admissíveis em certos casos, desde que justificados como, por exemplo, quando um bom desempenho é demonstrado, com base em medidas da movimentação ou em análises mais sofisticadas. Os fatores de segurança obtidos e aceitos para os taludes devem levar em conta a confiabilidade dos dados utilizados nas análises de estabilidade, a adequabilidade e as limitações das análises selecionadas, as magnitudes das deformações toleráveis e as consequências da ruptura em potencial.

*Tabela 11: Coeficientes mínimos de segurança (MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, 2002).*

<b>Condições de Carregamento</b>	<b>Coeficiente Mínimo de Segurança</b>	<b>Talude</b>
Percolação permanente com o reservatório na cota máxima normal	1,5	Jusante
Esvaziamento rápido (*)	de 1,2 a 1,3	Montante
Término da construção antes do enchimento do reservatório	de 1,25 a 1,3	Jusante e montante

(\*) Coeficientes de segurança maiores podem ser necessários, caso ocorram rebaixamentos com uma relativa frequência durante a operação normal.

Cruz (2004), também propõe fatores de segurança mínimos para análises de estabilidade por equilíbrio limite, como mostrado na Tabela 12.

*Tabela 12: Coeficientes de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação Cruz (2004).*

<b>Condição de solicitação</b>	<b>Talude</b>	<b>FS mínimos</b>	
		<b>Seção homogênea</b>	<b>Seção terra-enrocamento</b>
Final de construção	Montante	1,3	1,2
	Jusante	1,3	1,2
Regime permanente de operação	Montante	1,5	1,3
	Jusante	1,5	1,3
Rebaixamento de reservatório	Montante	1,1	1,0
		1,0	1,0
Qualquer condição para verificação da estabilidade para resistência residual	Montante	1,2	-
	Jusante	1,2	-

De uma maneira geral, em um estudo preliminar pode-se considerar os valores mostrados na Tabela 13 para declividade dos taludes de barragens de terra sobre fundações mais resistentes que seus materiais componentes.

*Tabela 13: Valores de declividade de taludes sugeridos por Cruz (2004)*

<b>Material da barragem</b>	<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>
Solos compactados	2,5(H):1,0(V)	2,0(H):1,0(V)
	3,0(H):1,0(V)	
Solos compactados argilosos	2,0(H):1,0(V)	2,0(H):1,0(V)
	3,0(H):1,0(V)	2,5(H):1,0(V)
Solos compactados siltosos	3,5(H):1,0(V)	3,0(H):1,0(V)
Enrocamentos	1,3(H):1,0(V)	1,3(H):1,0(V)
	1,6(H):1,0(V)	1,6(H):1,0(V)

Mesmo que análises de estabilidade indiquem inclinação mais íngreme que 1,5(H):1,0(V) para taludes em solo, esta redução não é recomendável devido a dificuldade de se executar a camada de proteção superficial. E ainda, os taludes de jusante em solo devem ser intercalados com banquetas de 3 a 4m de largura, espaçadas verticalmente a cada 10m a 15m, para a implantação de canaletas de drenagem e espaço para serviços de manutenção e de instrumentação. E a largura mínima da crista varia de 6 a 10m (quando tiver previsto tráfego), (CRUZ, 2004).

Já nas barragens sobre fundações menos resistentes que seus materiais componentes, devem ser utilizados taludes mais abatidos que os anteriores devendo ser determinados por análises de estabilidade global.

Existem basicamente dois grupos de métodos utilizados para a análise de segurança de taludes – os métodos determinísticos, baseados na determinação de um fator de segurança, e os métodos probabilísticos, fundamentados na probabilidade de ocorrência de uma ruptura.

Os métodos determinísticos baseiam-se na definição de um fator de segurança que expressa o risco de ruptura do maciço, cujo valor é constante ao longo da superfície de ruptura. A análise mais utilizada é a do Equilíbrio Limite, devido a sua rapidez e

simplicidade. Ela baseia-se nas seguintes hipóteses: o solo é um material que sofre ruptura sem se deformar previamente; não ocorrem rupturas progressivas; o critério de Mohr- Coulomb ( $\tau = c' + \sigma' \times \operatorname{tg}\Phi'$ ) é satisfeito ao longo de toda superfície de ruptura; o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos desta superfície; a massa de solo encontra-se vulnerável à ruptura generalizada e as equações de equilíbrio estático são válidas.

Os métodos determinísticos podem ser divididos em três grupos: método das cunhas, do círculo de atrito e método das fatias, sendo este o mais utilizado. Existem muitos métodos baseados na consideração das fatias, tais como: Fellenius (1936), Bishop (1955), Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967) e Janbu (1973).

Neste trabalho analisaremos especificamente o método de Spencer. Este método foi desenvolvido inicialmente para superfícies de ruptura de formas circulares, e depois adaptado para superfícies de deslizamento com formas irregulares. Ele é um método rigoroso, pois atende a todas as equações de equilíbrio de forças e de momentos.

O método de Spencer admite que o estado de deformação é plano (comum a todos) e que as forças interlamelares ( $Z_n$  e  $Z_{n+1}$ ) podem ser representadas por sua resultante  $Q$ , com inclinação  $\theta$ ; assumindo  $X$  e  $E$  como componentes vertical e horizontal da força interlamelar, tem-se que:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (18)$$

Para que haja equilíbrio, a resultante  $Q$  passa pelo ponto de interseção das demais forças  $W$ ,  $N (=N'+u)$  e  $S$ . A resultante  $Q$  é definida em termos totais; isto é, assim como  $N$ , esta possui uma parcela efetiva e outra total.

A hipótese de Spencer é ilustrada na Figura 39 e nela também podem ser observadas as forças atuantes em cada fatia.

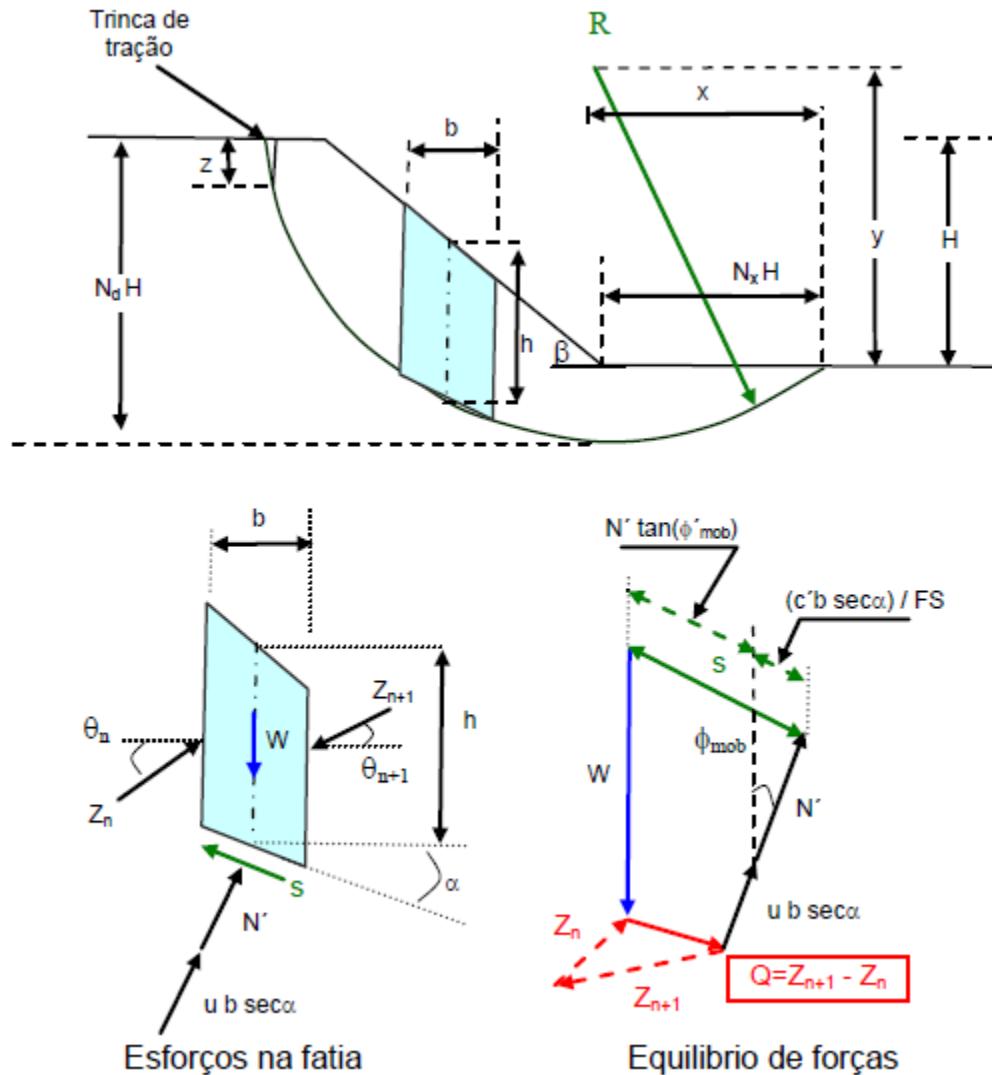


Figura 39: Ilustração da hipótese de Spencer (GERSCOVICH, 2009).

Uma vez que  $l=b \sec \alpha$ , a força mobilizada na base da fatia é:

$$s = \frac{c'b \sec \alpha}{FS} + N' \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (19)$$

A partir do equilíbrio das forças nas direções paralela e normal a base da fatia chega-se a equação da resultante  $Q$  (equação 20), sendo que  $Q$  e a inclinação  $\theta$  variam para cada fatia.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{FS} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \operatorname{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right\}} \quad (20)$$

Para garantir o equilíbrio global, a soma das componentes horizontal e vertical das forças interlamelares deve ser nula, ou seja:

$$\sum Q \cos \theta = 0$$

$$\sum Q \operatorname{sen} \theta = 0$$

(21) e (22)

Como a soma dos momentos das forças externas em relação ao centro de rotação é zero, a soma dos momentos das forças entre as fatias em relação ao centro também é nula. Assim:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] \times R = 0 \Rightarrow \sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (23)$$

De modo a superar o problema de desequilíbrio entre o número de equações e de incógnitas, Spencer sugere que se adote um valor de inclinação  $\theta$  constante para todas as fatias. Portanto:

$$\sum Q \cos \theta = \sum Q \operatorname{sen} \theta = \sum Q = 0 \quad (24)$$

A solução do problema é então obtida através de forma gráfica, através de um gráfico de convergência. Para os diferentes valores de  $\theta$  comparam-se os valores de fator de segurança até que estes sejam idênticos.

- Estabilidade dos taludes durante a construção

A situação de instabilidade poderá ser atingida se ocorrerem poropressões positivas consideráveis no maciço de terra, geradas pela sobrecarga devido ao alteamento do aterro.

Deve-se avaliar qual é o tipo de comportamento desse material ao ser solicitado pela própria sobrecarga do aterro, ou seja, se terá um comportamento drenado (dissipação completa do acréscimo de poropressão) ou não drenado (permanência do acréscimo de poropressão após a construção). Essa expectativa do comportamento é essencial para que se faça a análise de estabilidade que represente, de forma coerente, o comportamento que ocorrerá em campo. O tipo de comportamento depende do tempo de construção do aterro e do material que compõe o aterro.

Para análises em termos de tensões efetivas utiliza-se então o parâmetro de poropressão  $\bar{B}$  (não drenado) para se estimar o excesso de poropressão nos casos de comportamento não drenado. Este parâmetro é dado pela equação 25 e é obtido através dos ensaios PN (CASAGRANDE E HIRSCHFELD, 1960), que consistem em ensaios triaxiais não drenados com medição de poropressão.

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{\Delta u}{\gamma \text{ aterro} \cdot h \text{ aterro}} \quad (25)$$

No caso de barragens o parâmetro  $\bar{B}$  é determinado para solos na condição não saturada que é a que o solo se encontra antes do enchimento.

Com o valor de  $\bar{B}$ , obtém-se a poropressão ( $u$ ) para cada ponto do aterro. Com a poropressão, conhece-se a tensão efetiva e, consequentemente a resistência ao cisalhamento ( $\tau = c' + \sigma' \times \tan \Phi'$ ) possibilitando o cálculo do fator de segurança para uma determinada superfície de ruptura.

Já nas fundações, as poropressões serão determinadas em função dos níveis d'água que prevalecerão durante a construção e em função das tensões resultantes da aplicação de  $\Delta h$ , ou seja,  $B$  para solo de fundação.

- Estabilidade em regime permanente de operação

Neste tipo de análise o talude mais crítico é o de jusante, pois o talude de montante está submetido à massa de água do reservatório que atua de forma favorável a estabilidade do talude.

Os escorregamentos do talude de jusante de barragens de terra com reservatório cheio são acidentes extremamente graves por terem tendências degenerativas, isto é, uma vez ocorrido o deslizamento a massa remanescente costuma se apresentar mais instável ainda e o processo volta a ocorrer até que advenha um desastre (SANDRONI, 2012).

A análise deve ser feita em termos de tensões efetivas, ou seja, usando coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito efetivo ( $\Phi'$ ), e considerando somente as poropressões geradas segundo a rede de fluxo.

- Estabilidade após rebaixamento rápido

Os deslizamentos de montante perante rebaixamento, embora graves, em geral, não colocam a barragem sob risco de desastre imediato, pois o nível d'água está muito abaixo da crista da massa afetada. Sherard (1953) menciona que tais escorregamentos costumam ser profundos e estar associados a fundações de baixa resistência e, que a ocorrência de rupturas superficiais é bem menos frequente.

A estabilidade do talude de montante perante rebaixamento depende das poropressões que existirão no maciço argiloso após o rebaixamento. As análises de estabilidade após rebaixamento rápido podem ser feitas em termos de tensões efetivas ( $c'$  e  $\Phi'$ ) devendo-se considerar as poropressões após o rebaixamento.

- Estabilidade sob sismo

De uma forma geral, este tipo de análise é pouco realizado no Brasil, por se tratar de um país que historicamente não sofre grandes tremores de terra. Existindo pouquíssimos registros de sismos com intensidade maior do que cinco na escala Richter (que são os que causam problemas para barragens, segundo Sandroni (2012)). Entretanto, este tipo de análise é necessário para prevenir eventuais desastres, e é realizada por alguns projetistas no Brasil.

As análises de estabilidade sob sismo podem ser feitas de diversas maneiras, a mais comum delas é a análise pseudo-estática. Na qual os efeitos do terremoto são representados por pseudo-acelerações horizontal e vertical constantes que produzem forças iniciais aplicadas no centro de gravidade da massa deslizante (Figura 40). É um método simples, atualmente incorporado em muitos programas computacionais para análise da estabilidade sísmica de taludes, considerando superfícies potenciais de ruptura planas, circulares e curvas, mas a precisão dos resultados depende da precisão dos coeficientes sísmicos, empregados para definição das componentes da força de inércia, na representação das condições reais do problema.

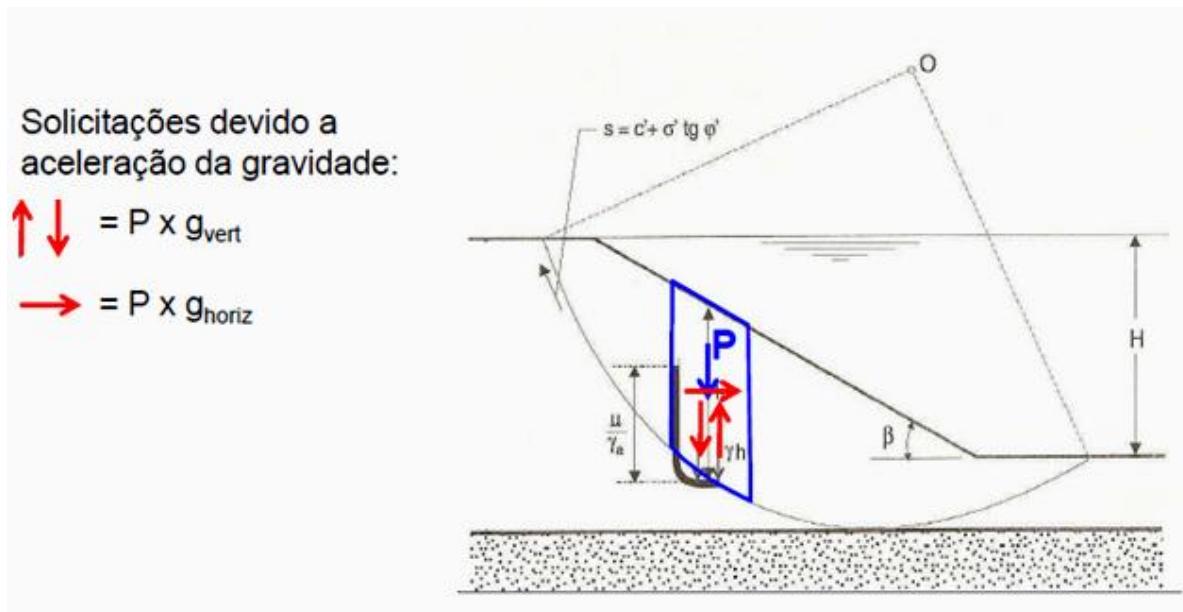


Figura 40: Ilustração de como é feita a análise de sismicidade (MENDONÇA, 2012).

A maior dificuldade na aplicação do método pseudo-estático, isto é, na seleção de um coeficiente sísmico adequado, é que há muitos critérios e distintas recomendações sobre como selecionar este valor.

Eletrobrás (2003), recomenda através da análise pseudo-estática a avaliação das condições da barragem face aos sismos naturais ou induzidos adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical. E ainda cita que os valores dos coeficientes de aceleração sísmicos poderão ser majorados, caso as condições geológico-estruturais do local sejam

desfavoráveis, a escolha do coeficiente sísmico deve ser feita considerando o grau de sismicidade de cada região em particular.

De acordo com Morote (2007), que realizou um estudo sobre estabilidade e deformação de taludes de solo sob carregamento sísmico, dentre as principais recomendações da literatura o valor mínimo aceitável do fator de segurança pseudo-estático varia entre 1 a 1,15. Morote (2007) também cita algumas referências de valores de coeficiente sísmicos para estabilidade de talude de alguns autores. Como o exemplo de Seed (1966), o qual recomendou que para aterros compostos por materiais que não apresentam significativa perda de resistência em consequência de carregamentos sísmicos “é necessário apenas executar uma análise pseudo-estática considerando um coeficiente sísmico igual a 0,1g para terremotos com magnitude 6,5, ou igual a 0,15g para terremotos com magnitude 8,25, e obter um fator de segurança da ordem de 1,15 para assegurar deslocamentos permanentes suficientemente pequenos”.

#### **2.4.4. Análise de deformações**

A construção de barragens de terra ou de enrocamento implica sempre a ocorrência de recalques da fundação, recalques do maciço e recalques diferenciais entre as diferentes seções transversais da barragem, que podem ocasionar problemas se não forem adequadamente analisados e atenuados na fase de projeto.

As análises de recalques e análises de tensão-deformação, terão as seguintes finalidades principais (ELETROBRÁS, 2003):

- Verificar a compatibilidade de deformações entre os diversos materiais constituintes da barragem, de suas fundações e estruturas adjacentes;
- Avaliar o potencial de ocorrência de ruptura progressiva do maciço e da fundação;
- Otimizar a posição do núcleo, no caso da barragem de seção zonada;
- Analisar os riscos de fissuramento do núcleo ocasionado por zonas de tração ou por fraturamento hidráulico;
- Subsidiar o projeto de instrumentação, identificando os pontos críticos a serem instrumentados;

- Otimizar o projeto de escavações, de modo a manter os recalques diferenciais dentro dos níveis admissíveis;
- Determinar a sobrelevação da crista para compensação de recalques pós-construtivos.

Para atingir estes objetivos as análises de tensão-deformação serão realizadas quando necessário para as condições de período construtivo, enchimento do reservatório com estabelecimento de fluxo transiente e regime permanente de operação com percolação estabelecida.

As análises de tensão-deformação atualmente são efetuadas preferencialmente pelo método dos elementos finitos para cada uma das condições acima, utilizando programas computacionais que permitam a simulação de construção e operação em etapas e considerem materiais com comportamento elástico linear.

No entanto, segundo Cruz (2004), centenas de barragens foram projetadas e construídas no mundo sem uma avaliação correta, ou seja, sem uma análise com parâmetros realmente representativos dos estados de tensão e deslocamento, e mesmo assim apenas uma parcela desprezível das mesmas sofreu acidentes que demandaram tratamentos e reconstruções parciais. E um número ainda muito menor envolveu algum caso de ruptura nessas barragens. Cruz (2004) cita ainda que em sua vasta experiência pessoal de 30 anos e mais de 100 barragens projetadas, em nenhum desses casos ele dispôs de uma avaliação confiável do estado de tensões e deslocamentos, no entanto, todas as barragens construídas, a maioria instrumentadas, tiveram comportamento normal, sem indícios de instabilidade.

Essa avaliação não tem sido muito realizada da maneira adequada, pois somente nos últimos 20 a 25 anos é que os recursos de cálculo (Métodos Numéricos) têm sido desenvolvidos de forma adequada para materiais como solos e enrocamentos, e os chamados modelos de comportamento baseados em ensaios de laboratório e observações de campo, têm sido incorporados aos cálculos. Além disso, a necessidade de modelar um material e reproduzir o seu comportamento por equações matemáticas, pode distanciá-lo da sua condição *in situ*, de tal forma que os resultados obtidos tenham pouco a ver com o protótipo.

Algumas situações são tidas por Cruz (2004) como preocupantes quanto ao problema das tensões e deslocamentos, tais como: recalque diferencial nas ombreiras devido à ocorrência de solos porosos, barragem com fundação em argila mole, barragens com grande diferença de tensões entre o maciço compactado e o dreno vertical de areia (barragens com drenos verticais muito altos), barragens de terra sobre fundações colapsíveis, barragem em vales estreitos onde podem surgir trincas devido à tendência do núcleo arquear, dentre outros. Entretanto, a questão de diferença de tensões e possíveis recalques diferenciais, em alguns dos casos citados anteriormente, podem ser contornados. As medidas preventivas de projeto mencionadas por Cruz (2004) são: inclusão de camadas espessas de transições entre núcleos argilosos e enrocamentos de espaldares e/ou introdução de uma camada de solo não compactado entre o solo compactado do corpo da barragem e a fundação, no caso de ocorrência de solos porosos; execução de bermas de estabilização para garantir a segurança da barragem, no caso de barragem sobre argila mole; e uso de drenos inclinados, no caso de barragens muito altas e/ou que possam apresentar grande diferença de tensão entre o dreno e o maciço compacto. Nos demais casos críticos, é necessário se prever e monitorar (com o uso de instrumentação), adequadamente, os deslocamentos. E essa previsão envolve parâmetros relativos à compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

Os materiais de fundação e os que constituem o maciço de uma barragem sofrem deformações em função das tensões aplicadas segundo leis próprias e em alguns casos muito particulares. No entanto, as aproximações às teorias da elasticidade e da plasticidade são as formas usualmente encontradas para explicar tal comportamento, mas por se tratarem de aproximações nem sempre conduzem a previsões muito próximas das deformações que ocorrem na realidade.

Para casos de pequenas deformações pode-se recorrer à teoria da elasticidade e calcular as deformações a partir do módulo de deformabilidade. O valor do módulo pode ser estimado através dos ensaios e fórmulas mostrados na Tabela 14.

Tabela 14: Módulos de deformabilidade obtidos e variação volumétrica (CRUZ, 2004).

Tipo de solicitação	Módulo de Deformabilidade	Variação Volumétrica
Compressão Uniaxial	$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$ (Mod. Young)	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z}{E} (1 - 2\mu)$
Compressão Isotrópica	$E = \frac{\sigma_z}{3\epsilon_x}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3\sigma_0}{E} (1 - 2\mu)$
Compressão Confinada (Oedométrica)	$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z [(1 + \mu)(1 - 2\mu)]}{E(1 - \mu)}$
Compressão Triaxial	$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{E} [(1 - 2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)]$

A compressibilidade dos solos e enrocamentos pode ser expressa tanto pelo módulo de deformabilidade clássico  $E$  (módulo de Young), como pelo coeficiente de compressibilidade volumétrica  $C_c$ , onde:

$$Cc = \frac{\Delta V}{V} \times \frac{1}{\Delta \sigma} \quad (26)$$

Cruz (2004) sintetiza alguns valores de módulo de deformabilidade e compressibilidade volumétrica para diferentes tipos de solo, que foram estimados por diversos autores. O resultado encontra-se na Tabela 15.

No entanto, o uso de ensaios de laboratório para a obtenção de módulos de deformabilidade ou de compressibilidade pode conduzir a estimativa de deslocamentos muito superiores aos que ocorrerão na barragem, e segundo Cruz (2004), isso acontece devido a três fatores:

- (i) Medida incorreta das deformações resultantes da compressibilidade do próprio equipamento utilizado;

- (ii) Impossibilidade de reproduzir em laboratório o estado de tensões que ocorrerá no maciço e suas fundações;
- (iii) Utilização de amostras amolgadas em função do processo de extração e modelagem do corpo de prova.

*Tabela 15: Valores de E (módulo de Young) e C<sub>c</sub> (CRUZ, 2004).*

Material	$E_d$ kg/cm <sup>2</sup> x 10 <sup>3</sup>	$C_c$ l/kg/cm <sup>2</sup> x 10 <sup>6</sup>	Nível de Tensões kg/cm <sup>2</sup>	Referência
Água		48	1 (20°C)	Bishop <i>et al</i> - 1977
Quartzo		2,66	100-600	Bishop <i>et al</i> - 1977
Calcita		1,34	100-600	
Mármore Vermont		1,42	100-600	
Concreto		16,8	1	Bishop - 1976
Rocha				
Arenítica	232	10,2	1	Ruiz <i>et alii</i> - 1976
Basáltica	700	2,9	1	Cruz - 1981
Granítica	670	2,3	1	
Gnaissica	600	3,0	1	
Água Vermelha				
Solo Residual	1,70 0,80	350 750	0 - 2 0 - 4	
Solo Saprolítico de Basalto	0,60	100	0 - 6	Silveira - 1983
Jaguari				
Solo Residual de Biotita	0,50 0,40	1.200 1.500	0 - 2 0 - 4	
Gnaisse	0,35	1.700	0 - 6	
Areia densa		1.800	1	Skeinpton - 1960
Areia fofo		9.000	1	
Argila Londres		7.500	1	
Argila Gosport		60.000	1	
Enrocamentos	0,800	875	0 - 4	Signer - 1982
Basalto CAP	0,400	1.750	0 - 8	
Gnaisse	0,67	1.050	0 - 4	Materom - 1983
Brita corrida	0,73	820	0 - 4	Signer - 1982
Areia artificial	0,28	2.100	0 - 4	

Os recalques diferenciais na barragem podem causar fissurações no corpo do aterro. Sherard *et al* (1963), ao analisarem os mecanismos de fissuração em barragens de terra, comentaram que as fissuras mais críticas e perigosas são aquelas que ocorrem

transversalmente ao eixo, criando uma concentração de fluxo através do núcleo e podendo causar a ruptura da barragem por erosão interna. Podem ser ainda mais graves quando ocorrem internamente, não apresentando reflexos na superfície e impedindo assim, um tratamento adequado e a tempo de evitar consequências piores à barragem. Elas são causadas por recalque diferencial entre trechos adjacentes do maciço geralmente entre a região das ombreiras e a calha do rio. Na Figura 41, são mostrados vários tipos de fissuras provocadas por recalque diferencial em barragens de terra e enrocamento.

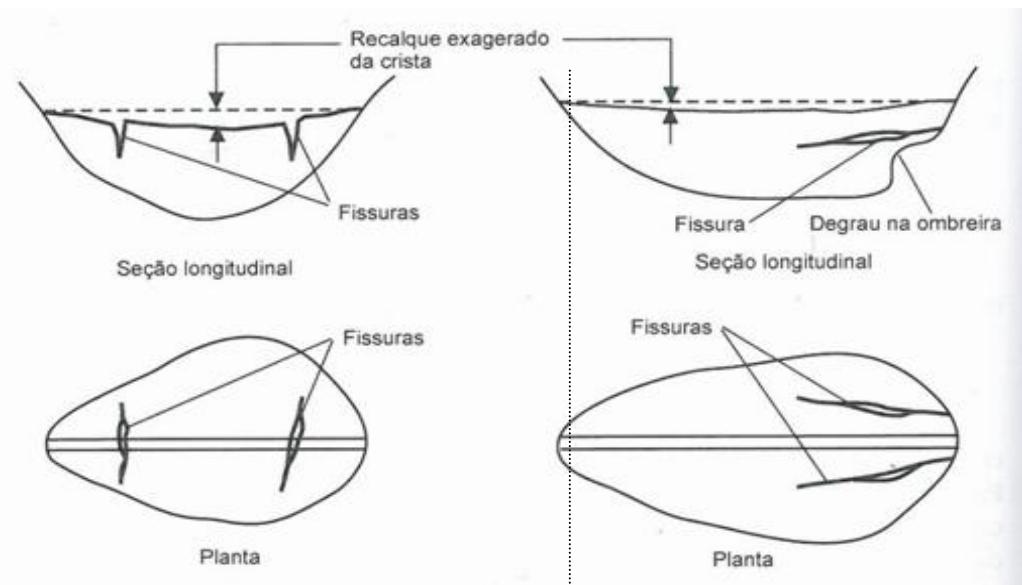


Figura 41: Fissuração típica devida a recalque diferencial em barragens (SHERARD et al., 1963 apud SILVEIRA, 2006).

Outro tipo de fissura pode ser causado pelo arqueamento da porção superior da barragem evitando que a crista recalque tanto quanto a fundação, e assim podem surgir fissuras horizontais na base da zona de arqueamento. Este tipo de fissura ocorre geralmente em vales estreitos e com ombreiras em rocha. Existe ainda a possibilidade de ocorrência de fissuras transversais, provocadas por recalques diferenciais entre os trechos laterais da barragem, com uma fundação compressível, e a região central, onde o aterro sobre a tubulação ou galeria de desvio se apresentou bem mais rígido, como ilustrado na Figura 42.

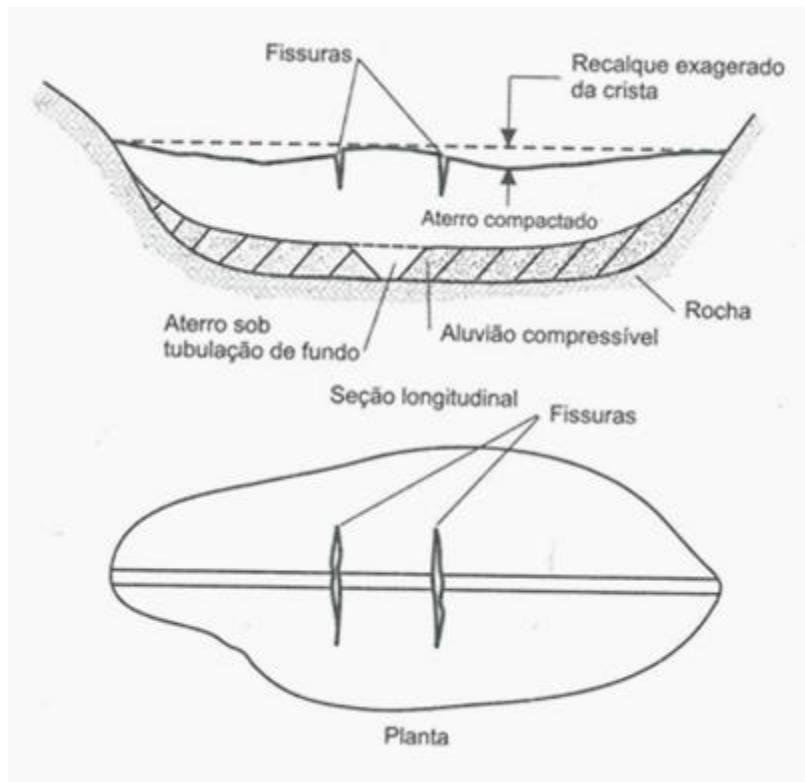


Figura 42: Fissuras devidas a recalque diferencial ao longo da crista (SHERARD et al, 1963 apud SILVEIRA, 2006).

As observações realizadas por Sherard (1988) indicaram que o aparecimento de fissuras transversais em barragens de terra está mais diretamente ligado à existência de descontinuidades abruptas no perfil da ombreira que à sua declividade em si. Segundo Silveira (2006) a experiência com barragens brasileiras mais recentes não têm apresentado grandes problemas quanto à ocorrência de fissuras, graças a engenharia geotécnica nacional que tem evitado esse tipo de problema por meio de projetos adequados ou do emprego de filtros com bom material e espessura apropriados, para o controle das águas de infiltração.

Verifica-se que recalques diferenciais da ordem de 1:100 já foram observados tanto no sentido transversal quanto longitudinal da barragem, sem evidenciar qualquer tipo de fissura. No entanto, necessita-se de um número maior de barragens instrumentadas no Brasil para que se possa estabelecer critérios de recalques diferenciais máximos permissíveis (SILVEIRA, 2006).

Um caso especial de recalque é observado em barragens de enrocamento, Nestas podem ocorrer recalques de longo prazo. Silveira (2006) cita que até cerca de duas décadas atrás se tinha a impressão de que os recalques das barragens de enrocamento, particularmente das barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC), se estabilizavam alguns anos após o período de enchimento do reservatório. No entanto, a partir da análise de medições de recalques nas BEFC, constatou-se que os recalques evoluíam ao longo de várias décadas. Isso pode ser explicado devido a um lento processo de molhagem do enrocamento de jusante, durante os períodos de precipitação pluviométrica. O fato de o enrocamento da zona de jusante ser compactado a seco e o importante papel que tem a molhagem do enrocamento no rearranjo estrutural de suas partículas, como consequência do efeito de quebra das pontas, explicariam o lento recalque do enrocamento de jusante nas BEFC. Em enrocamentos com rochas relativamente alteradas, espera-se que os recalques de longo prazo sejam mais pronunciados, em decorrência do efeito de quebra das pontas resultante da diminuição de resistência que toda rocha apresenta após seu intemperismo.

Silveira (2006) apresenta resultados típicos de medições de recalque em barragens de terra e enrocamento durante o período construtivo, fase de enchimento do reservatório e operação e uma análise sobre as deformações na fundação da barragem. Teve por objetivo não apenas ressaltar a relevância dessas observações na supervisão do comportamento de barragens, como também mostrar os vários tipos de análises que podem ser realizadas com os recalques medidos, enfatizando assim a importância da instrumentação de barragens.

Quanto à avaliação dos recalques da fundação Silveira (2006) cita o estudo de Clough e Woodward (1967) onde foi realizada uma análise de um caso particular de aterro sobre uma camada de fundação compressível, no qual, ambos os solos apresentavam coeficiente de Poisson de 0,45 e módulos de deformabilidade representados por E1(aterro) e E2 (fundação), como mostrado na Figura 43.

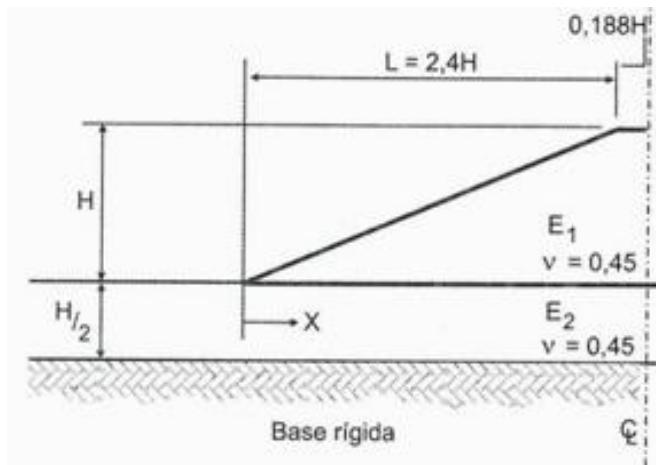


Figura 43: Aterro sobre uma fundação deformável, segundo Clough e Woodward (1967) apud Silveira (2006).

Neste estudo foi mantida uma determinada geometria de barragem, objetivando a investigação da influência da variação do módulo de deformabilidade da fundação sobre tensões e os deslocamentos da barragem. Pode-se, então, obter o valor de  $l_p$ , a partir do qual o recalque da fundação pode ser estimado pela seguinte expressão, onde  $\gamma$  é peso específico do solo de fundação e  $H$  é a altura da barragem:

$$\rho = 5,55 \times (\gamma H / E_1) \times l_p \quad (27)$$

Sendo assim constatou-se que os maiores recalques ocorrem no eixo da barragem, onde as tensões verticais atingem seu máximo. E nas proximidades do pé da barragem tende a ocorrer certo levantamento do solo. O que pode ser observado na Figura 44.

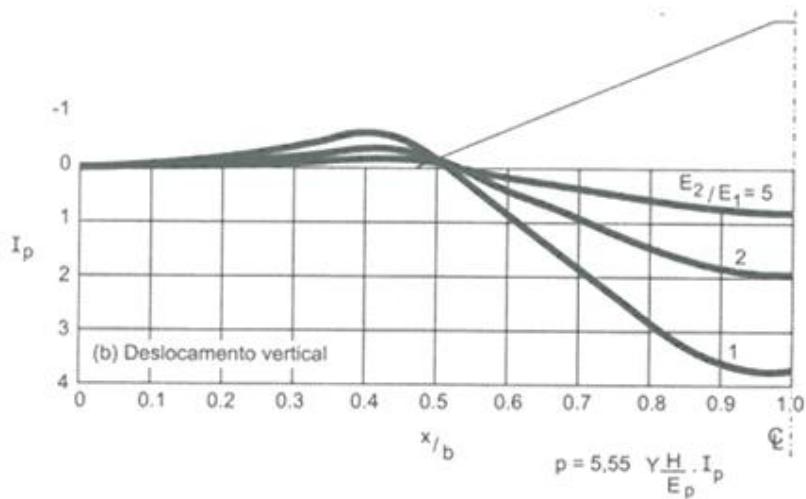


Figura 44: Deslocamentos verticais na base de um aterro para um caso particular, segundo Clough e Woodward (1967) apud Silveira (2006).

Na maioria dos casos os recalques ocorrem quase que exclusivamente durante o período construtivo, 70 a 90% dos recalques do aterro e fundação ocorrem nessa fase. Silveira (2006) apresenta a forma adequada de se acompanhar esses recalques, que consiste na representação dos recalques medidos versus tempo. Desta forma, pode-se avaliar a evolução dos recalques com o alteamento da barragem e a elevação do nível d'água o reservatório (Figura 45) e realizar intervenções quando estes recalques se mostrarem muito acentuados e não forem compatíveis com o estimado.

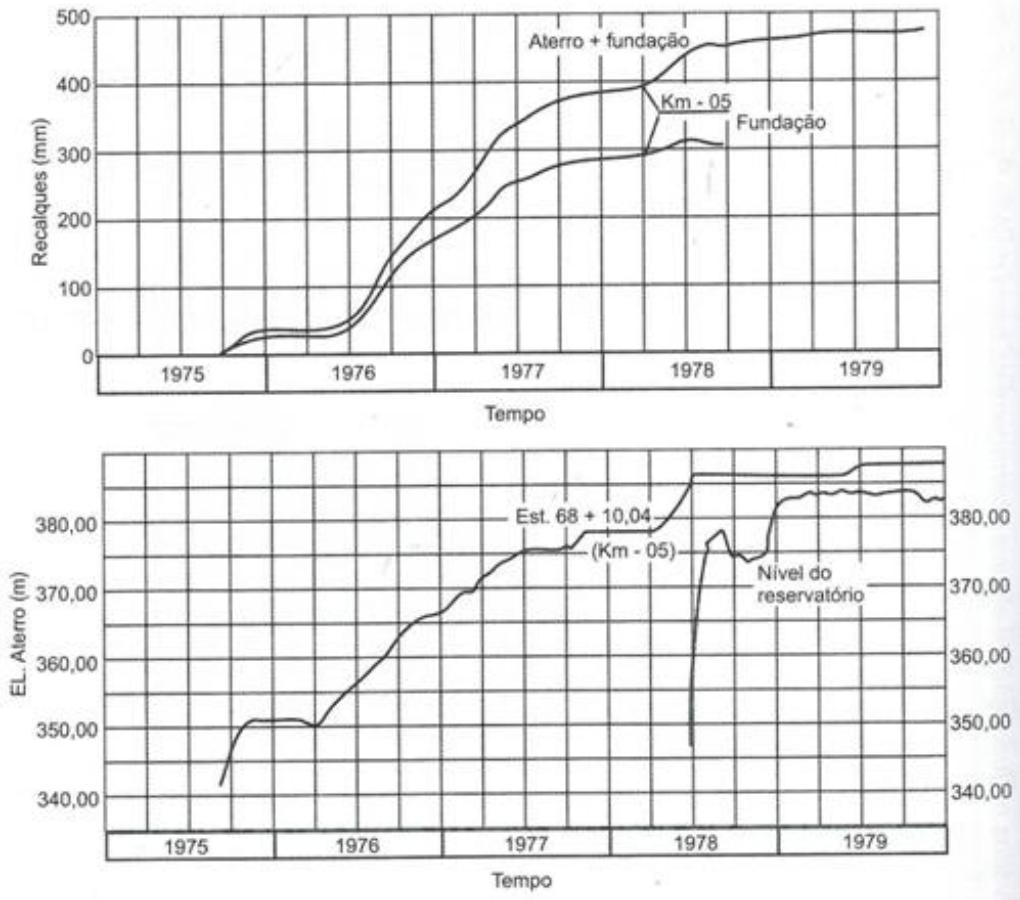


Figura 45: Forma de representação dos recalques medidos em campo, exemplo para barragem de Água Vermelha, da Cesp (SILVEIRA, 2006).

Já os recalques pós-construção são importantes para que se possa fazer o dimensionamento da sobreelevação da crista da barragem. Segundo Silveira (2006), um dos critérios práticos que se conhece, proposto em 1983, tem por base os recalques observados ao final do período construtivo. Esse critério recomenda o valor da sobreelevação da crista da barragem, para absorver os recalques pós-construção, igual ao valor do recalque observado ao final da construção multiplicado por 3/7. Portanto, quando se tiver a medição dos recalques *in situ*, recomenda-se para o cálculo da sobreelevação da crista o uso da equação 28.

$$\Delta H = \frac{3}{7} \times \delta_{fc} \quad (28)$$

Onde:

$\Delta H$ : sobreelevação da crista

$\delta_{fc}$ : recalque observado ao final da construção (aterro mais fundação).

Segundo Silveira (2006) esse critério para o dimensionamento da sobreelevação da crista é bem mais adequado do que a partir de ensaios de adensamento em laboratório. O grande mérito desse critério é sua praticidade, uma vez que utiliza os próprios dados da instrumentação.

#### **2.4.5. Erosão superficial dos taludes**

Quanto à erosão superficial dos taludes a preocupação em cada talude é diferente. O talude de montante pode sofrer erosão provocada por ondas, enquanto o talude de jusante pode sofrer erosão provocada pelas águas das chuvas.

Nos taludes de montante a erosão é prevenida com camada de enrocamento lançado (rip-rap) ou camada de solo cimento. O rip-rap é formado por pedras que devem ser suficientemente grandes para não se deslocarem, que resistam ao impacto das ondas e que resistam aos ciclos de secagem e umedecimento. Sherard *et al.* (1963) apud Mendonça (2013), sugere uma correlação entre a altura da onda máxima e a espessura e diâmetro médio que o rip-rap deve ter, como mostrado na Tabela 16.

*Tabela 16: Correlação entre altura da onda e diâmetro e espessura do rip-rap (SHERARD *et al.*, 1963 apud MENDONÇA, 2012).*

Altura da onda máxima (m)	Diâmetro médio do rip-rap (cm)	Espessura do rip-rap (cm)
< 0,60	25	30
0,60 a 1,20	30	45
1,20 a 1,80	37	60
1,80 a 2,40	45	75
2,40 a 3,00	55	90

Sherard *et al.* (1963) apud Mendonça (2012), também sugere valores mínimos de espessura de camada de transição ou de rip-rap (Tabela 17) e a camada de solo do talude que deve ser executada se o rip-rap não conter finos.

*Tabela 17: Correlação entre altura da onda e espessura mínima da transição do rip-rap (SHERARD *et al.*, 1963 apud MENDONÇA, 2012).*

Altura da onda (m)	Espessura mínima de transição (cm)
< 1,20	15
1,20 a 2,40	22,5
2,40 a 3,00	30

Sendo os diâmetros mínimos e médios limitados pelas equações 29 e 30:

$$D_{\max} \approx 1,5 D_{50} \quad (29)$$

$$0,6 D_{50} > D_{\min} > 2,5 \text{cm} \quad (30)$$

A extensão do rip-rap ao longo da altura do talude deve seguir aos seguintes critérios (CORPS OF ENGINEERS, 1971 apud MENDONÇA, 2012):

- ✓ Da crista da barragem até 1,5m abaixo do NA<sub>mín</sub>(nível d'água máximo de montante)
- ✓ Pode ser estendido a um nível inferior caso se tenho preocupação com as ondas durante o enchimento.

Já a proteção do talude com solo-cimento é mais viável quando a região não tiver disponibilidade de rocha para enrocamento. O solo utilizado deve ser preferencialmente, arenoso com uma pequena fração de finos. Já o teor de cimento (Portland comum) depende do solo utilizado, normalmente o teor de cimento varia de 7 a 14% em peso seco. Devem ser realizados ensaios de resistência e durabilidade para se chegar ao teor adequado. A espessura da camada de solo-cimento deve ser de no mínimo 30 cm, sendo mais frequente o uso com 60 cm de espessura.

Nos taludes de jusante a erosão é prevenida com o uso de vegetação rasteira, banquetas (a cada 10m de altura da barragem) e canaletas de drenagem superficial. Outra solução é a construção de uma camada de material granular (cascalho ou brita),

podendo ser necessário uma camada de transição entre o aterro e essa camada de material granular.

### 3. Descrição geral da barragem

O empreendimento para o qual foi desenvolvido o projeto da barragem no presente trabalho é a PCH (Pequena Central Hidrelétrica) Alto Irani que ficará localizada no rio Irani, afluente pela margem direita do rio Uruguai, na sub-bacia 73, bacia do rio Uruguai, no entorno das coordenadas 27°01'44,2"S e 52°26'07,3"W, nos municípios de Xanxerê, na margem esquerda e Arvoredo, na margem direita, ambos situados a sudoeste do Estado de Santa Catarina, Brasil. O posicionamento da PCH pode ser visto na Figura 46. A Figura 47 mostra os acessos existentes na região de inserção da PCH e a bacia hidrográfica do rio Irani.



Figura 46: Mapa com a localização da PCH Alto Irani.

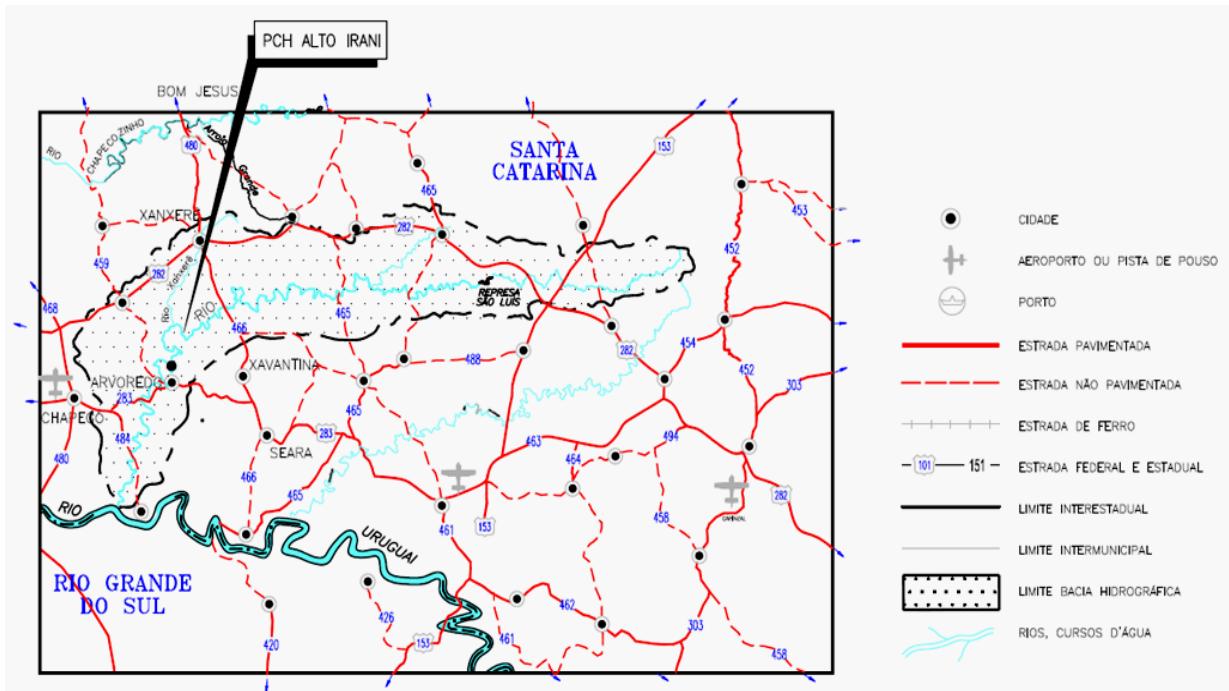


Figura 47: Mapa com os acessos existentes na região e a bacia hidrográfica do rio Irani.

Após uma análise preliminar em campo, verificou-se que o local de implantação da PCH é composto por vales não muito íngremes, o rio Irani não apresentava uma vazão muito elevada no período da visita (31 de Maio de 2004) e a vegetação na região é densa, principalmente nas proximidades da margem do rio, ou seja, nos locais onde ficarão as ombreiras. Essas características, assim como uma visão geral da região e a posição sugerida para o barramento podem ser observadas nas Figuras 48 e 49, obtidas na visita de campo.



Figura 48: Local do barramento, canal principal do rio mais próximo da margem direita.



Figura 49: Vista geral do local do barramento.

A partir do levantamento topográfico da região, da análise dos dados hidrológicos e de um estudo de arranjo do barramento realizado, definiu-se o melhor posicionamento do eixo da barragem. A planta que apresenta a topografia da região de implantação da PCH e a locação do eixo do barramento é mostrada na Figura 50.

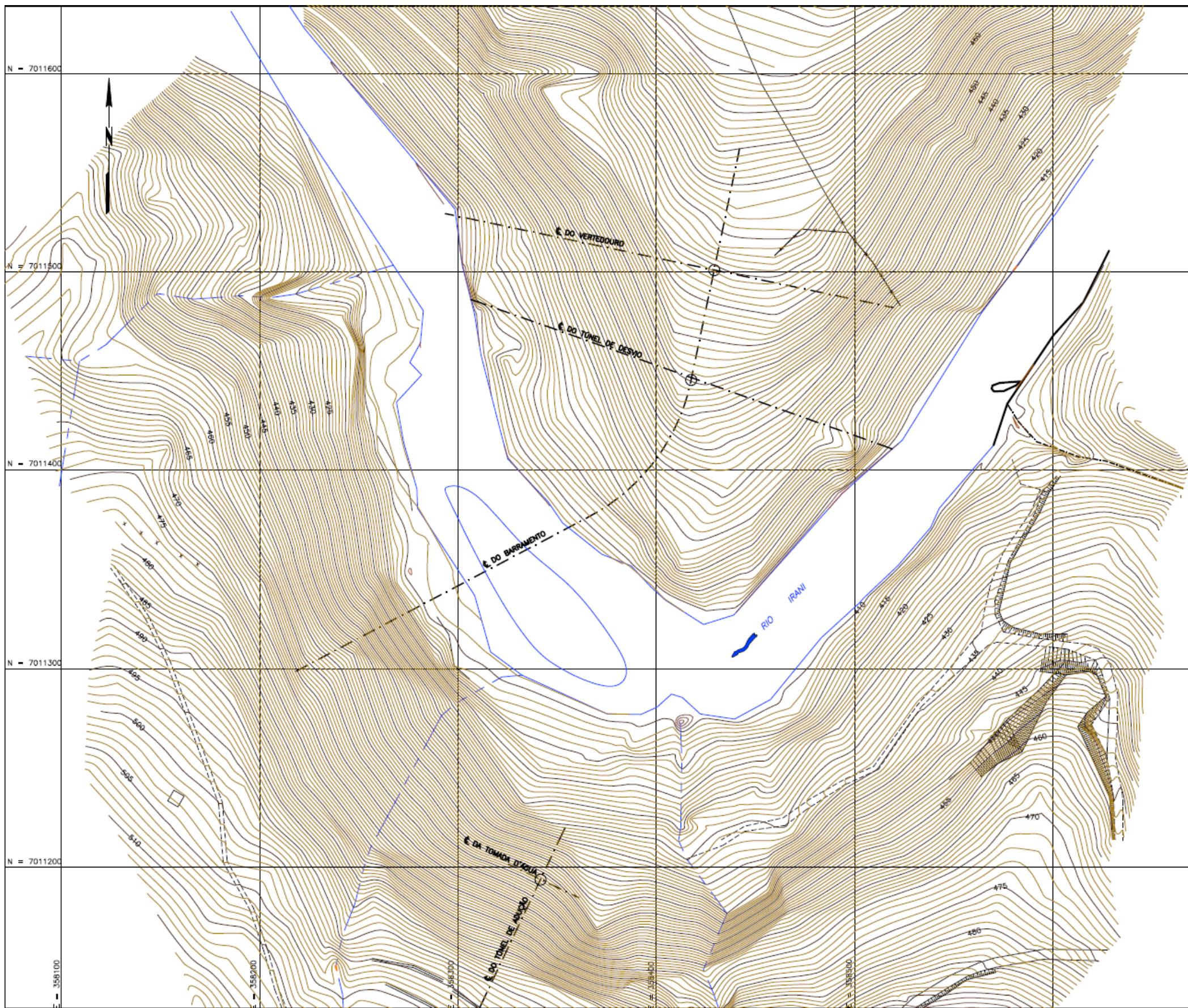


Figura 50: Vista geral do local do barramento.

Sabe-se que uma PCH é composta não só pela barragem propriamente dita, mas também por todos os dispositivos que possibilitam a geração de energia tais como: tomada d'água, vertedouro, casa de máquinas, túnel de desvio e etc. O arranjo geral com todos os dispositivos da PCH Alto Irani pode ser observado na Figura 51. Esta PCH será construída no trecho médio do rio Irani, aproveitando um desnível natural da ordem de 43,0m. A tomada d'água será implantada a cerca de 150m a montante do barramento. Quanto às características energéticas a PCH terá potência instalada de 21,0 MW, gerada por uma queda bruta de 74,51m.

No entanto, o objetivo do presente trabalho acadêmico não é o estudo do projeto de uma barragem como um todo (o que requer interação com profissionais de outras áreas), e sim a avaliação do barramento e de suas características. Sendo assim, tomando por base dados dos estudos hidrológicos e climáticos, que consideraram a vazão do rio e as condições meteorológicas da região, obtiveram-se as principais características da barragem e outros dados hidrológicos importantes para a concepção da seção típica da barragem (Tabela 18).

*Tabela 18: Tabela com dados relativos à barragem.*

Cota do NA mínimo(montante)	442,0m
Cota do NA máximo normal (montante)	447,90m
Cota da crista da barragem	449,0m
Extensão da barragem	275m
Altura máxima da barragem	41,0m

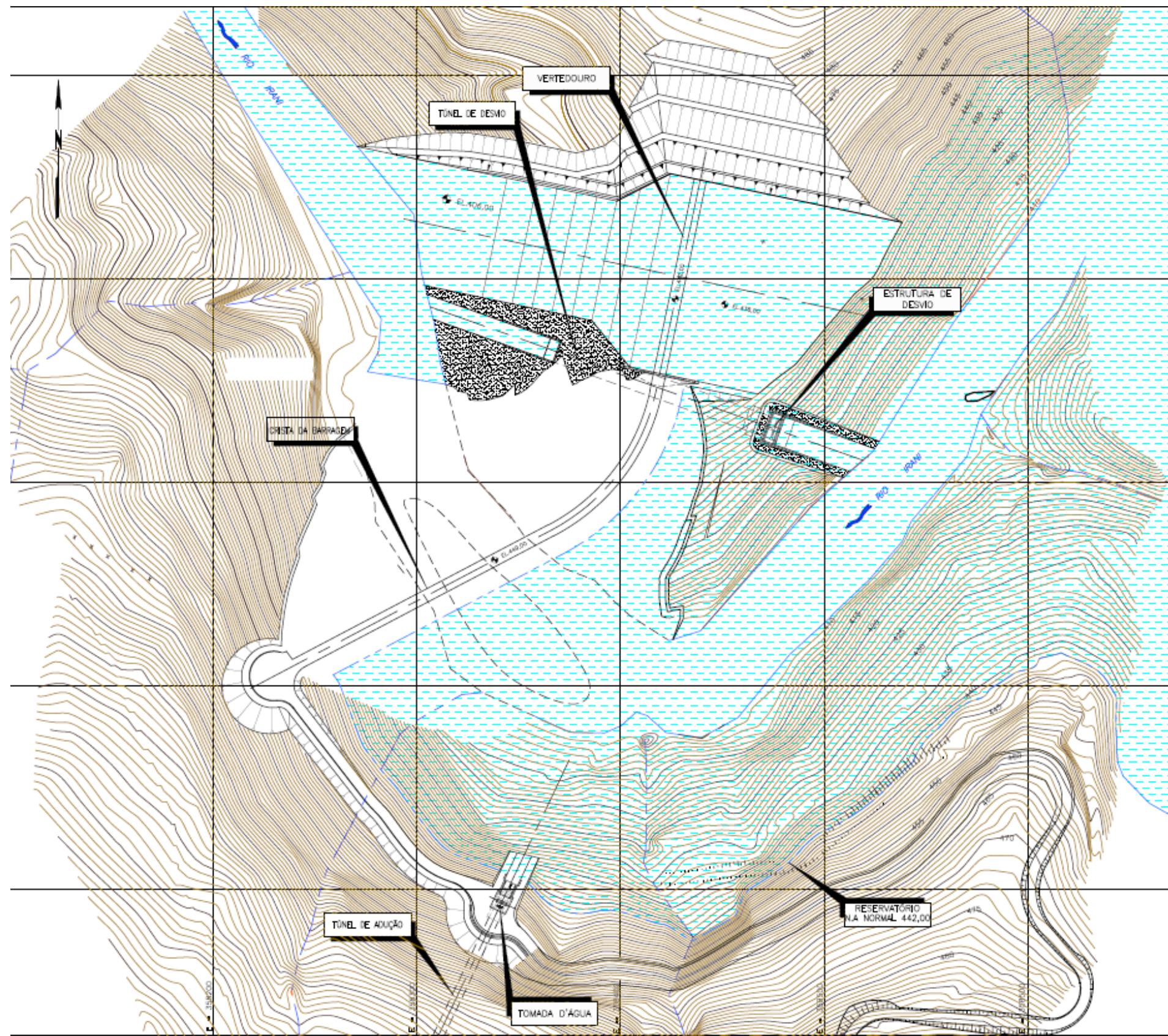


Figura 51: Arranjo geral da PCH.

## 4. Elaboração do Projeto

### 4.1. Investigações Geotécnicas

#### 4.1.1. *Ensaios de campo*

Na fase de projeto básico foi feita uma complementação do levantamento das condições geológico-geotécnicas do sítio da PCH Alto Irani. No entanto, não se dispõe dos resultados das investigações anteriores para a elaboração do presente estudo.

Executou-se uma campanha de sondagens mistas com recuperação de testemunho, que contemplou as áreas do barramento e demais estruturas de concreto. O objetivo desta investigação geotécnica foi caracterizar o maciço de fundação quanto à capacidade de suporte para as estruturas de concreto, e verificação da condutividade hidráulica na área do barramento. Ao todo foram executadas 5 sondagens rotativas no eixo do barramento, sondagens SM-103,105,106, 107 e 108 (Figura 52) e na Tabela 19 é mostrado o resumo com a localização, profundidade e inclinação dessas sondagens. Ressalta-se que as demais sondagens mostradas na Figura 52, que são: SM-01, 02, 03, 05 e 06, foram realizadas em uma fase anterior do projeto e portanto, não se dispõem dos boletins dessas sondagens para realização do presente estudo.

*Tabela 19: Quadro resumo da campanha de sondagem*

SONDAGEM	LOCAL	PROF. E INCLINAÇÃO	
		PROF. FURO	INCLIN. (GRAU)
SM-103	Túnel de desvio e eixo do barramento	49.50	VERT.
SM-105		29.80	30º
SM-106		30.00	45º
SM-107		20.00	VERT.
SM-108		35.30	VERT.

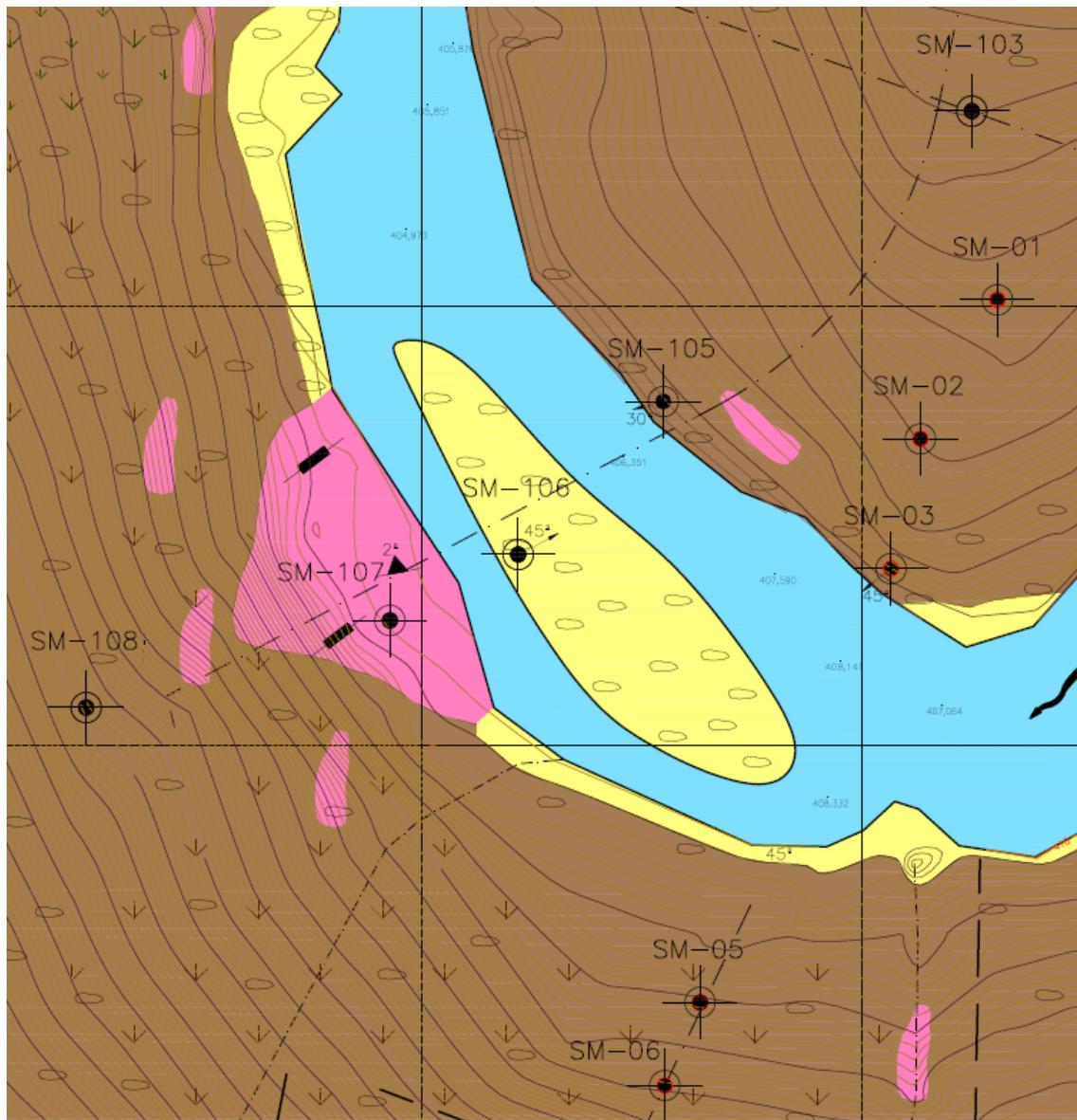


Figura 52: Locação das sondagens próximas ao eixo do barramento.

As sondagens mistas realizadas apresentam em seus boletins de sondagem as seguintes características: profundidade do nível d'água e das diversas camadas encontradas em relação à superfície do terreno; classificação das camadas atravessadas de acordo com a nomenclatura da ABNT; RQD; graus de alteração, consistência e fraturamento, além dos resultados dos ensaios de perda d'água sob pressão e de infiltração.

A avaliação de alguns desses parâmetros apresentados no boletim é subjetiva. São mostrados a seguir os critérios utilizados para classificação desses parâmetros:

— Coerência

Indica de forma indireta as características de resistência da rocha, se divide em quatro graus: C1(muito coerente), C2(coerente), C3(pouco coerente) e C4(friável).

— Alteração

Indica a alteração mineralógica e o decréscimo da resistência mecânico, devido ao intemperismo ou efeitos hidrotermais. Os graus são definidos por comparação com o espécime são. Foram estabelecidos quatro graus desse parâmetro, a saber: A1 - rocha sã ou pouco alterada (RS), A2 – Rocha alterada dura (RAD), A3 – Rocha alterada mole (RAM) e A4 – Solo de alteração (SA).

— Grau de fraturamento

Este parâmetro indica o número de descontinuidades por trecho de fraturamento homogêneo, independentemente das manobras. Foram adotados cinco graus de fraturamento, apresentados a seguir:

<u>grau de fraturamento</u>	<u>nr. de fraturas por metro</u>
F1 – Rocha pouco fraturada	0 a 1
F2 – Rocha fraturada	2 a 5
F3 – Rocha muito fraturada	6 a 10
F4 – Rocha extremamente fraturada	11 a 20
F5 – Rocha fragmentada	>20

— “Rock Quality Designation” (RQD)

Trata-se de uma medida de recuperação de testemunhos modificada que considera, simultaneamente, o grau de fraturamento e o grau de alteração da rocha. O RQD é definido como sendo a somatória dos comprimentos dos tarugos de testemunhos de rocha sã ou alterada dura, maiores ou iguais a 10cm, dividido pelo comprimento total do trecho, expresso em percentagem. Os graus de RQD são:

<u>grau</u>	<u>%</u>	<u>qualidade da rocha</u>
R1	100-91	Excelente

R2	90-76	Boa
R3	75-51	Regular
R4	50-26	Má
R5	25-0	Péssima

Nos trechos de perfuração em rocha, onde determinado, foram executados ensaios de perda d'água sob pressão a cada 3,00m aproximadamente, com cinco estágios de pressão, pelo método descendente.

– Condutividade Hidráulica

Este parâmetro é obtido a partir dos resultados dos ensaios de perda d'água sob pressão, calculando-se a perda d'água específica ( $l/m \times \text{min} \times \text{kg/cm}^2$ ) para cada estágio de pressão, efetivamente aplicado no trecho ensaiado, e adotando-se a máxima perda d'água específica, independentemente da pressão de ensaio

Foram estabelecidos cinco graus de condutividade hidráulica, discriminados a seguir:

<u>grau</u>	<u>perda específica</u>
H1 – Muito baixa	0 a 0,1
H2 – Baixa	0,1 a 1
H3 – Moderada	1 a 5
H4 – Alta	5 a 10
H5 – Muito Alta	>10

No Anexo são apresentados os boletins das sondagens do eixo da barragem.

#### **4.1.2. Geologia e geomorfologia local**

A região de estudo está inserida no domínio morfoestrutural das bacias e coberturas sedimentares da bacia do Paraná. As formas de relevo foram esculpidas em rochas vulcânicas - efusivas básicas e ácidas de idade Jurrássicas/Cretácicas- referentes ao evento de intenso vulcanismo fissural que constituem a Formação Serra Geral

(basaltos, diabásios, riolitos, riodacitos e dacitos). A área abrangendo, especificamente, a barragem/vertedouro e circuito de adução/geração encontra-se inserida no domínio dos derrames de basaltos toleíticos da Formação Serra Geral.

A maioria dos derrames basálticos se caracteriza por uma zona de basalto denso na parte inferior e central, com algumas vesículas na base e uma zona de basalto vesículo-amigdaloidal na porção superior, com um horizonte de brecha basáltica, constituída por fragmentos de basalto envolvidos e cimentados por minerais secundários ou por materiais pelítico (silto-arenosos) no topo.

São comuns os afloramentos de rocha, associados preferencialmente aos talvegues das drenagens e aos locais onde a topografia é mais íngreme, condicionada pelo diaclasamento subvertical das zonas centrais dos derrames basálticos.

O relevo onde será inserido o empreendimento é de planalto com topo ondulado em diferentes graus de dissecação, onde se encaixa o vale do rio Irani. O rio Irani, no local do empreendimento, corre por um vale profundo, entalhado, cujas bordas inclinam-se entre 40 e 50 graus sobre o leito do rio, por uma altura de aproximadamente 75m.

Do ponto de vista morfodinâmico, todas as categorias de relevo e/ou dissecação se apresentam instáveis quando sofrem intervenções sem a utilização de técnicas adequadas. Essa instabilidade aumenta em geral nos relevos mais dissecados e movimentados, principalmente quando ocorre a remoção da vegetação e a exposição dos solos.

Sob o enfoque sísmico, a região pode ser considerada como sendo de atividade pequena ou nula.

#### **4.1.3. Seção geológica**

É mostrada na Figura 53 (com escala horizontal igual a escala vertical), a seção geológica do eixo do barramento apresentando as camadas que compõe o subsolo.

A classificação de acordo com os critérios citados no item 4.1.1, foi realizada apenas pelas sondagens SM 103, 105, 106, 107 e 108, pois não se dispõe dos boletins de sondagem das demais sondagens (sondagens preliminares). Pôde-se então concluir que o maciço rochoso nas áreas de implantação das estruturas é marcado pela

ocorrência de basalto denso intercalado por brecha vulcânica. Próximo ao topo, este se apresenta muito fraturado (F2 a F4) e alterado, devido à formação de juntas de resfriamento. Em profundidade, tanto a brecha, quanto o basalto, se apresentam são (A1). Contudo, o basalto apresenta fragmentos amigdaloidais esparsos que, próximo às zonas de contato com a brecha, apresentam-se alterados.

Com relação à permeabilidade do maciço de fundação, de um modo geral, os ensaios de perda d'água indicam que a condutividade hidráulica na região do barramento varia de baixa a moderada (H2/H3).

A cobertura de solo, em geral, tem espessura em torno de 1,5m na ombreira esquerda e 3,0m na direita. Entretanto, ao longo das linhas de cumeada esta espessura pode atingir valores superiores a 7,5m, como indicam as sondagens SM-102 (realizada no eixo do vertedouro) e SM-103 realizadas na ombreira direita, ambas mostradas em Anexo. O horizonte de solo nas ombreiras é constituído de argila arenosa e fragmentos alterados de basalto (colúvio/solo residual). Ao longo das encostas verifica-se a presença de blocos de basalto são. No leito do rio, observa-se a presença de aluvião com espessura de aproximadamente 2,60m (SM-106), que nos pontos mais altos chega a formar ilhotas.

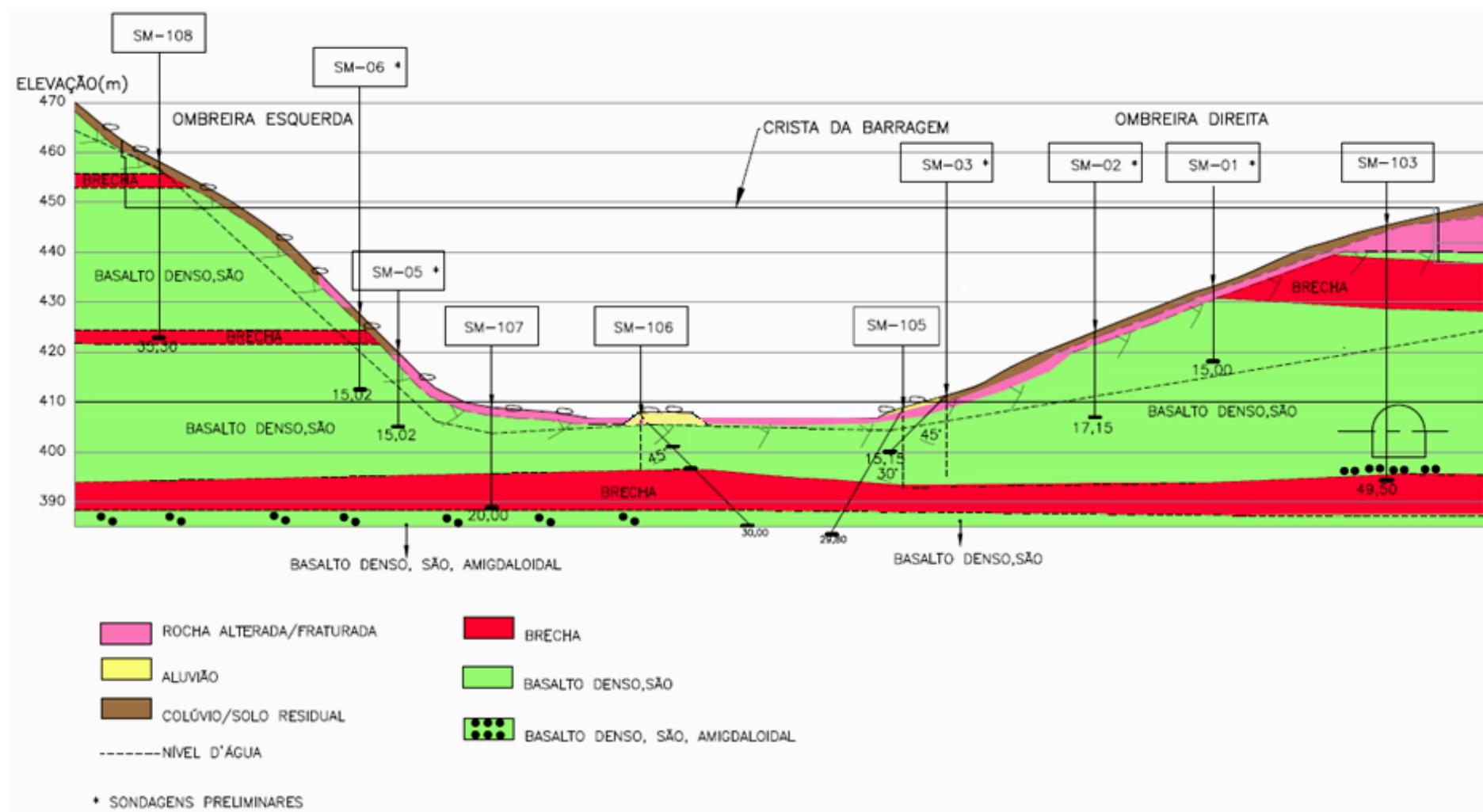


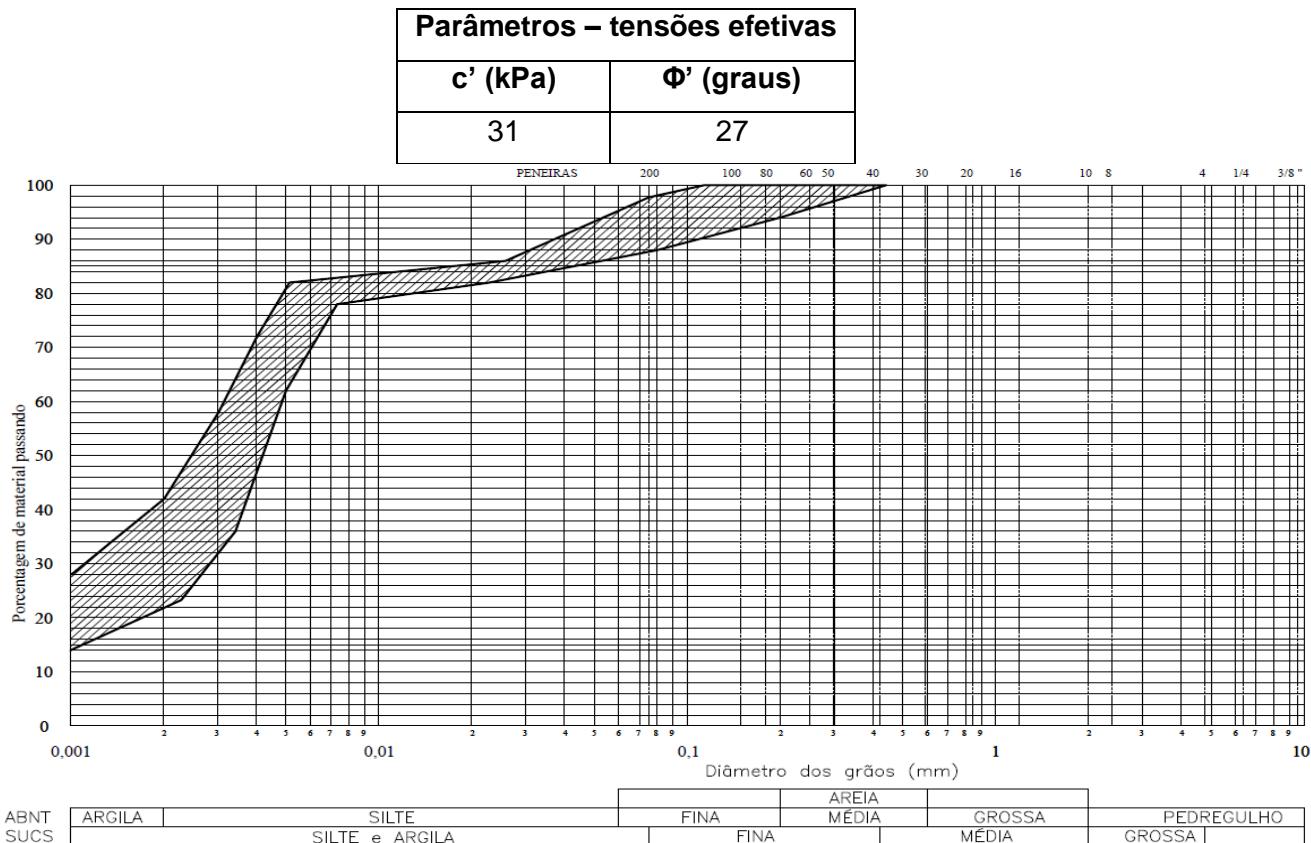
Figura 53: Seção geológica do eixo do barramento elaborada no projeto básico.

#### 4.1.4. Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório devem ser realizados a fim de se obter os parâmetros de resistência dos materiais de fundação e dos materiais das jazidas de empréstimo que serão empregados no corpo da barragem.

Neste item apresentam-se os resultados dos ensaios de granulometria (Figura 54) e triaxiais realizados em amostra de solo argiloso coletada na jazida mais próxima. O solo argiloso compactado ensaiado tem como objetivo a sua possível utilização no núcleo da barragem, em caso de barragem de enrocamento e núcleo argiloso. O ensaio granulométrico (Figura 54) teve como resultado uma faixa de solo basicamente siltoso argiloso com granulometria aberta. Os ensaios do tipo consolidado não-drenado (CU) com medida das poropressões, foram realizados com tensões confinantes de 100, 200 e 400 kPa. Obtiveram-se então os parâmetros geotécnicos em condição saturada mostrados na Tabela 20.

*Tabela 20: Resultado do ensaio triaxial em amostras do solo de empréstimo.*



*Figura 54: Faixa granulométrica do material argiloso.*

## 4.2. Estudo de Alternativas

Com a concepção do arranjo geral da PCH já estabelecido, segue-se para a etapa de escolha da barragem mais adequada para a obra em questão. Os critérios utilizados nessa escolha são os citados no capítulo 1 desse projeto.

A fundação do barramento é composta basicamente por basalto denso intercalado com brechas e apresentando fragmentos amigdaloidais alterados. De acordo com a Tabela 4 a barragem para este tipo de situação pode ser de qualquer tipo, exceto barragem de concreto em arco ou em contrafortes. E as sondagens realizadas nas regiões, onde estão previstas escavações para a execução do túnel de desvio, canal de adução, casa de força e vertedouro, mostram que o material a ser escavado será prioritariamente rocha. Este tipo de material pode ser usado como enrocamento ou como agregado na produção de concreto.

Tendo em vista os dados geológicos-geotécnicos, mostrados no item 4.1 e descritos acima de forma sucinta, referentes à fundação da barragem, as escavações obrigatórias e aos locais de jazidas, pode-se definir as seguintes alternativas de barragem para a PCH Alto Irani: barragem de enrocamento e núcleo argiloso, de terra homogênea e de concreto CCR.

Para a configuração das seções e o levantamento dos volumes necessários para a construção da barragem, analisaram-se duas seções (tipo AA e tipo BB). Cada seção será representativa de um trecho, conforme mostrado na Figura 55, sendo assim tem-se seção tipo AA, com 20m de altura de barragem, ao longo dos trechos I (50m) e III (102,63m), e seção tipo BB, com 41m de altura de barragem, ao longo do trecho II (91,23m).

Nos itens a seguir são apresentadas as seções tipo AA e BB para cada alternativa de tipo de barragem. Essas seções foram projetadas a partir das indicações de taludes preliminares de Cruz (1997) mostradas na Tabela 13 e por demais considerações citadas no capítulo 1 deste trabalho.

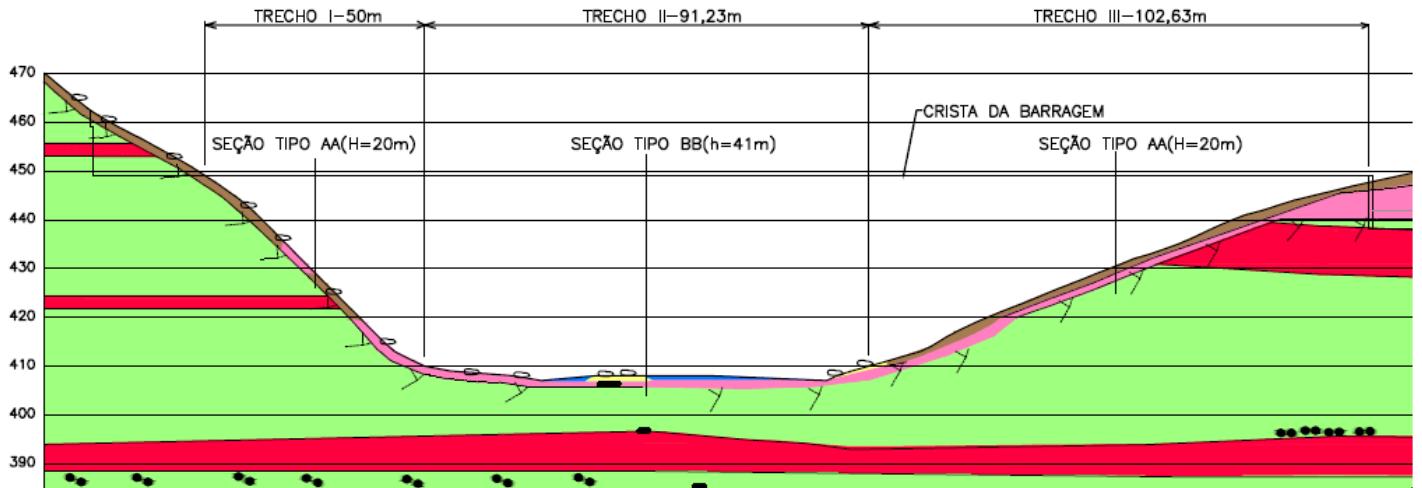


Figura 55: Eixo do barramento com as seções representativas.

#### 4.2.1. Barragem de enrocamento com núcleo argiloso

Para a alternativa de barragem de enrocamento com núcleo argiloso chegou-se as seguintes seções tipo: BB (Figura 56) – com 41m de altura, taludes com declividade de 1,5(H):1(V) e AA (Figura 57) – com 20m de altura, taludes com declividade de 1,5(H):1(V). Nas Figuras abaixo a letra E indica enrocamento e A indica argila (núcleo).

A geometria do núcleo foi definida adotando-se 3m de largura na crista, segundo recomendação da Eletrobrás (2003) que define esse valor mínimo de largura em função de aspectos construtivos, declividade de 4(V):1(H), para evitar o problema de penduramento do núcleo nos espaldares. Desta forma atende-se a recomendação de Cruz (2004) que menciona que se deve, em princípio, utilizar largura do núcleo argiloso, em qualquer ponto, 30% a 50% da altura da lâmina d'água acima do ponto.

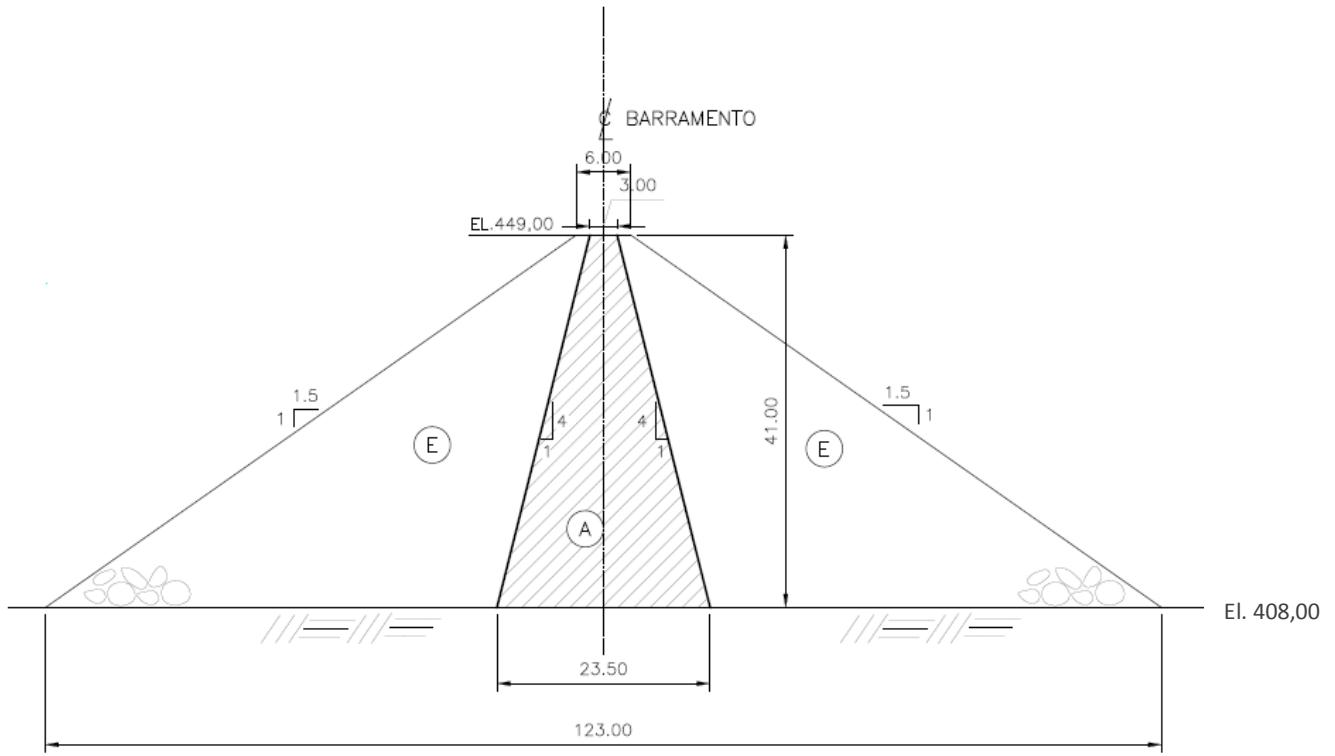


Figura 56: Seção tipo BB – Opção 1.

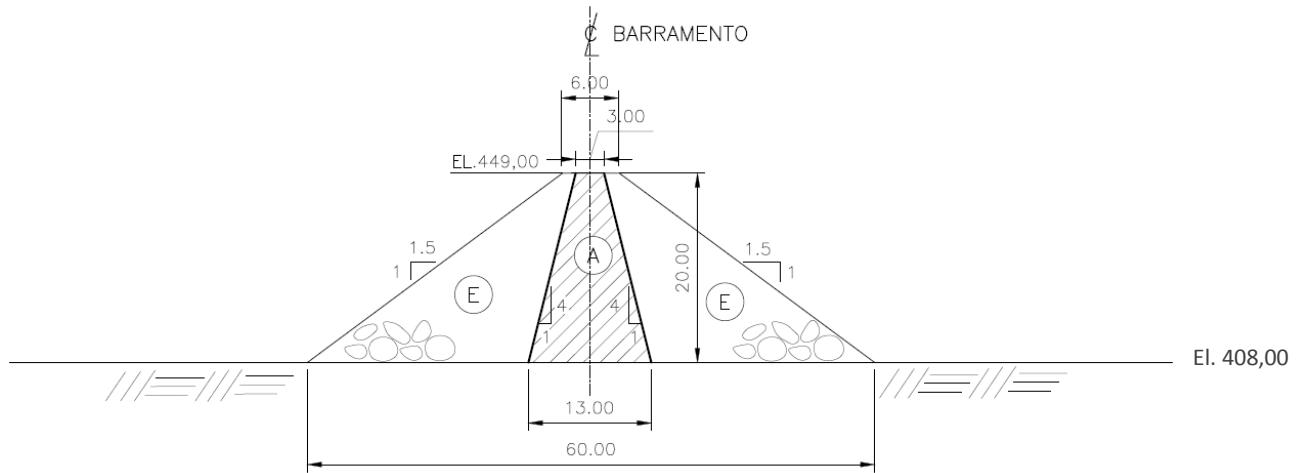


Figura 57: Seção tipo AA – Opção 1.

Através do levantamento das áreas dessas seções, obtidas com o auxílio do programa AutoCAD, e da extensão dos trechos, obteve-se o volume de material mostrado nas Tabelas 21 e 22.

*Tabela 21: Volumes parciais - Opção 1.*

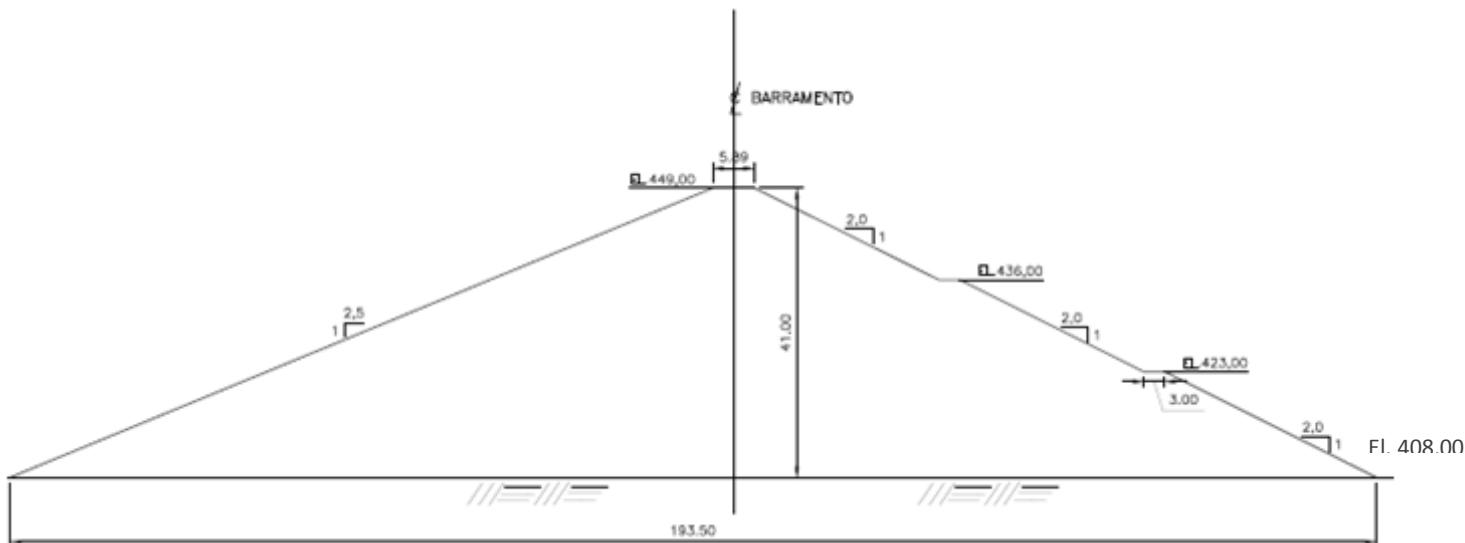
Opção 1 - Barragem de Enrocamento					
Seção Tipo	Material	Área(m <sup>2</sup> )	Trecho	Extensão total (m)	Volume(m <sup>3</sup> )
AA	Núcleo (argila)	160,00	I e III	152,63	24420,80
	Enrocamento	504,58			77014,05
BB	Núcleo (argila)	543,25	II	91,23	49560,70
	Enrocamento	2101,24			191696,13

*Tabela 22: Volumes totais – Opção 1.*

Volumes totais (m <sup>3</sup> )	
Núcleo (argila)	73981,50
Enrocamento	268710,17

#### **4.2.2. Barragem de terra homogênea**

Para a opção de barragem de terra homogênea chegou-se as seguintes seções tipo: BB (Figura 58) - com altura total de 41m e AA (Figura 59) – com altura de 20m, taludes de montante com declividade de 2,5(H):1(V) e taludes de jusante com declividade de 2,0(H):1(V). Os taludes de jusante apresentam duas banquetas de 3m de largura.



*Figura 58: Seção tipo BB – Opção 2.*

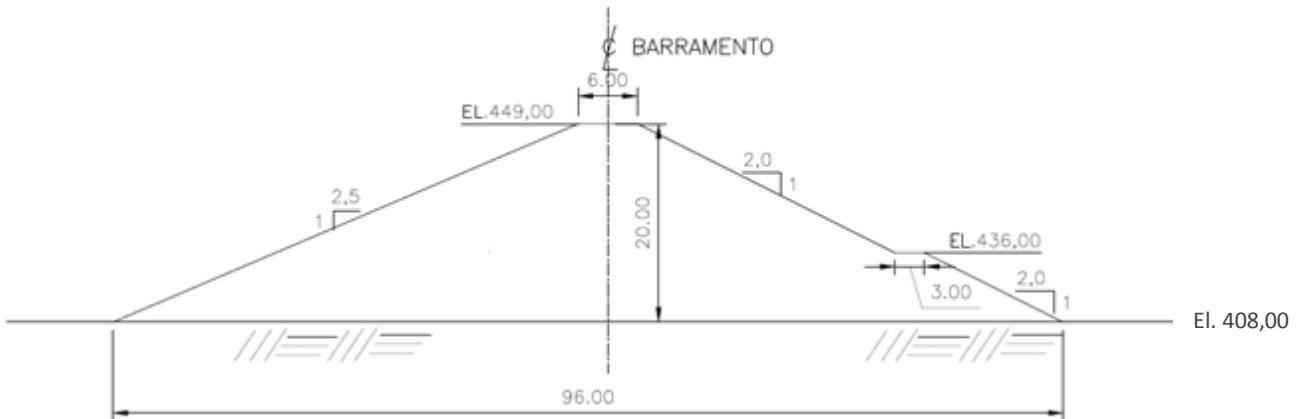


Figura 59: Seção tipo AA – Opção 2.

Através das áreas dessas seções, obtidas com o auxílio do programa AutoCAD, e da extensão dos trechos obteve-se o volume de material mostrado nas Tabelas 23 e 24.

Tabela 23: Volumes parciais – Opção 2.

Opção 2 - Barragem de Terra Homogênea					
Seção Tipo	Material	Área(m <sup>2</sup> )	Trecho	Extensão total (m)	Volume(m <sup>3</sup> )
AA	Solo compactado	1011,00	I e III	152,63	154308,93
BB	Solo compactado	4094,83	II	91,23	373571,34

Tabela 24: Volume total – Opção 2.

Volume total (m <sup>3</sup> )	
Solo compactado	527880,27

#### 4.2.3. Barragem de concreto CCR

Para a opção de concreto com CCR (concreto compactado a rolo) chegou-se as seguintes seções tipo (Figuras 60 e 61). Neste tipo de barragem também se utiliza concreto convencional (CCV) na parte a montante da barragem, assim como na crista. Ambas as seções tem declividade de 0,80(H):1(V), sendo portanto a base igual a 0,80 da

altura da barragem (MASSAD, 2003), crista de 6m de largura e altura de 41m(seção BB) e 20m(seção AA). A barragem de CCR será compactada em camadas de 0,60m e com degraus de 0,45m de largura entre elas.

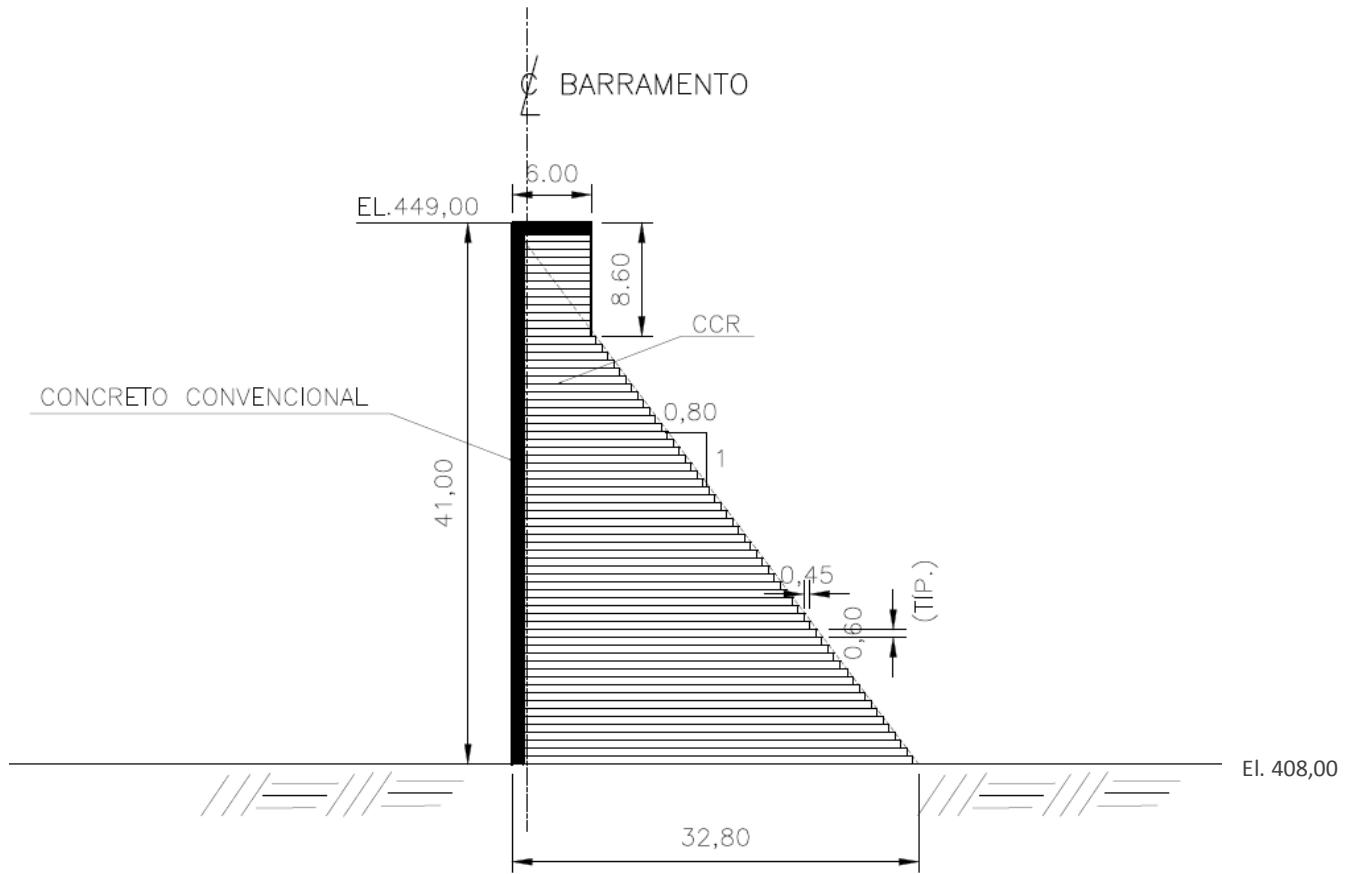


Figura 60: Seção tipo BB – Opção 3.

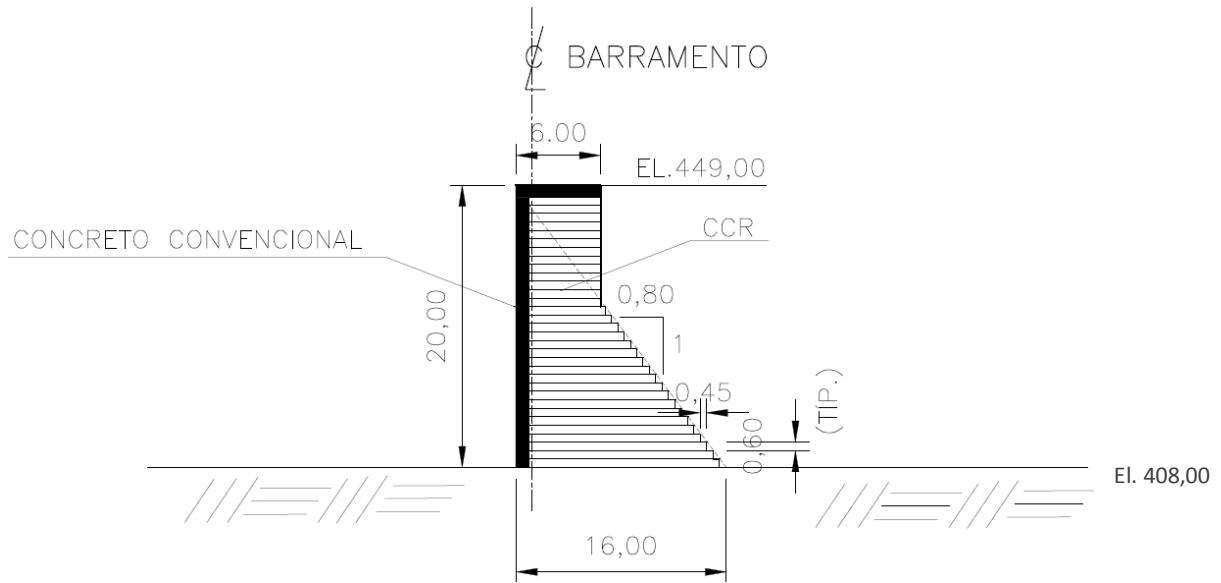


Figura 61: Seção tipo AA – Opção 3.

Através das áreas dessas seções, obtidas com o auxílio do programa AutoCAD, e de da extensão dos trechos obtiveram-se os volumes de material mostrado nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 25: Volumes parciais - Opção 3.

Opção 3 - Barragem de Concreto CCR					
Seção Tipo	Material	Área(m <sup>2</sup> )	Trecho	Extensão total (m)	Volume(m <sup>3</sup> )
AA	CCR	167,76	I e III	152,63	25605,21
	Concreto convencional	21,21			3237,28
BB	CCR	674,42	II	91,23	61527,34
	Concreto convencional	39,05			3562,53

Tabela 26: Volumes totais –Opção 3.

Volumes totais (m <sup>3</sup> )	
CCR	87132.55
Concreto convencional	6799.81

#### **4.2.4. Seleção da Alternativa**

Em um estudo breve da seção geológica (item 4.1.3) e das sondagens realizadas nas áreas de instalação dos demais dispositivos da PCH, observou-se que a opção II em barragem de terra homogênea não seria a melhor opção quanto ao critério econômico, pois a região apresenta camada de solo pouco espessa. Para o uso desse tipo de barragem seria necessário o transporte de solo de outra região o que elevaria muito o custo da obra. Entretanto, a região tem disponibilidade de material rochoso, que pode ser usado tanto como enrocamento quanto agregado no concreto.

Para as opções em barragem de enrocamento e núcleo argiloso e barragem de CCR, realizou-se uma análise dos custos de construção dessas barragens a partir de valores unitários tabelados no mercado e dos volumes estimados nos itens 4.2.1 e 4.2.3. Nesta análise se considerou o volume das enseadeiras, adotou-se também sua utilização no corpo da barragem para a opção de barragem de enrocamento e núcleo argiloso, o que é uma prática recorrente (estando o seu volume incluso no volume total da barragem de enrocamento e núcleo argiloso). Os volumes das camadas de transição, no caso de barragem de enrocamento e núcleo argiloso, ainda não foram definidos até a presente etapa do projeto, no entanto, não teriam grande influência no custo se comparados aos volumes dos demais materiais dessa barragem (enrocamento e argila). Deveria se considerar os volumes derivados das escavações obrigatórias e realizar um balanço de materiais levando-se em conta o custo do material que seria necessário trazer da pedreira em cada um dos tipos de barragem analisados e o custo de bota fora para cada opção, mas a análise e o estudo de implantação das demais estruturas que formam uma PCH, não fazem parte do presente projeto. Portanto, considerou-se unicamente o custo de implantação do corpo da barragem para cada opção. A Tabela 27 apresenta valores de referência de custo da construção de cada parte dessas barragens e a Tabela 28 mostra o comparativo de custo total entre as duas alternativas.

*Tabela 27: Tabela com valores de referência de custos unitários.*

RESUMO DE PREÇOS UNITÁRIOS (R\$)		
DESCRIÇÃO	Unid.	PREÇO UNIT. (R\$)
<b>Concreto exclusive Cimento - CCV</b>	m <sup>3</sup>	230,00
<b>Concreto exclusive Cimento - CCR</b>	m <sup>3</sup>	130,00
<b>Cimento (consumo de cimento)</b>		
CCR : 100kg/m <sup>3</sup>		
CCV: 200kg/m <sup>3</sup>		
<b>Armadura</b>		
CCV: 10kg/m <sup>3</sup>		
<b>Enrocamento Compactado</b>	m <sup>3</sup>	15,00
<b>Núcleo de argila</b>	m <sup>3</sup>	12,00
<b>Execução da ensecadeira</b>	m <sup>3</sup>	15,00
<b>Remoção de Ensecadeira</b>	m <sup>3</sup>	7,50

*Tabela 28: Tabela comparativa de custo total.*

Tabela comparativa de preços				
Barragem de CCR				
Material	Quantidade	un.	Custo unitário(R\$)	Custo total (R\$)
CCR	87.132,55	m <sup>3</sup>	130,00	11.327.231,50
Cimento do CCR	8.713,26	t	420,00	3.659.567,10
CCV	6.799,81	m <sup>3</sup>	230,00	1.563.956,30
Cimento do CCV	1.742,65	t	420,00	731.913,42
Execução da ensecadeira	25.100,00	m <sup>3</sup>	15,00	376.500,00
Remoção da ensecadeira	25.100,00	m <sup>3</sup>	7,50	188.250,00
<b>Custo total preliminar</b>				<b>17.847.418,32</b>
Barragem de Enrocamento				
Material	Quantidade	un.	Custo unitário(R\$)	Custo total (R\$)
Enrocamento	268.710,17	m <sup>3</sup>	15,00	4.030.652,56
Núcleo argiloso	73.981,50	m <sup>3</sup>	12,00	887.777,97
<b>Custo total preliminar</b>				<b>4.918.430,53</b>

A partir da Tabela 28 pode-se concluir que a opção em barragem de enrocamento com núcleo argiloso é a melhor opção, quanto ao custo, para o caso analisado, e portanto, será a solução adotada neste projeto.

## 4.3. Dimensionamento da barragem

### 4.3.1. Seção de estudo

Sabendo-se que o perfil do subsolo não apresenta variações significativas, foi estudada uma única seção, tida como crítica, por se tratar da seção de maior altura que é a seção AA (no leito do rio – de altura igual a 41m). A locação dessa seção pode ser observada na Figura 62.

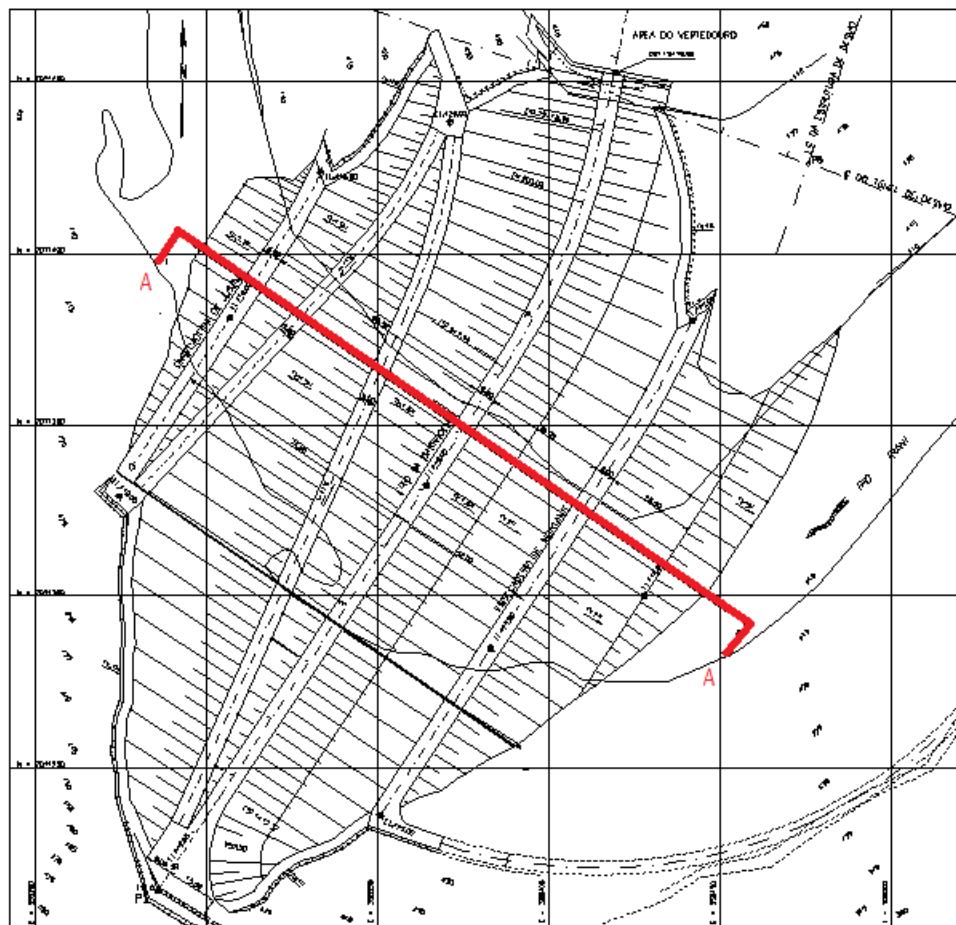


Figura 62: Planta com locação da seção de análise.

Quanto à geometria da barragem, e consequentemente da seção, considerou-se a geometria básica do estudo de alternativas (Figura 56) e nela foram incorporadas as enseadeiras de montante e jusante, assim como a estrada de acesso ao emboque de jusante do túnel de desvio. Considerou-se ainda que a escavação para o assentamento

da barragem consiste em expor o topo rochoso, sendo necessárias pequenas adequações no contato entre o corpo da barragem e a fundação. A seção de estudo é mostrada na Figura 63 (seção AA), com a definição dos materiais que a compõe (Tabela 29). A diferença de tipo de enrocamento no talude de montante em relação ao de jusante se deve a disponibilidade dos materiais. Portanto optou-se pelo espaldar de montante ser formado apenas por enrocamento alterado. A Tabela 29 mostra o significado de cada sigla que aparece na seção AA (Figura 63).

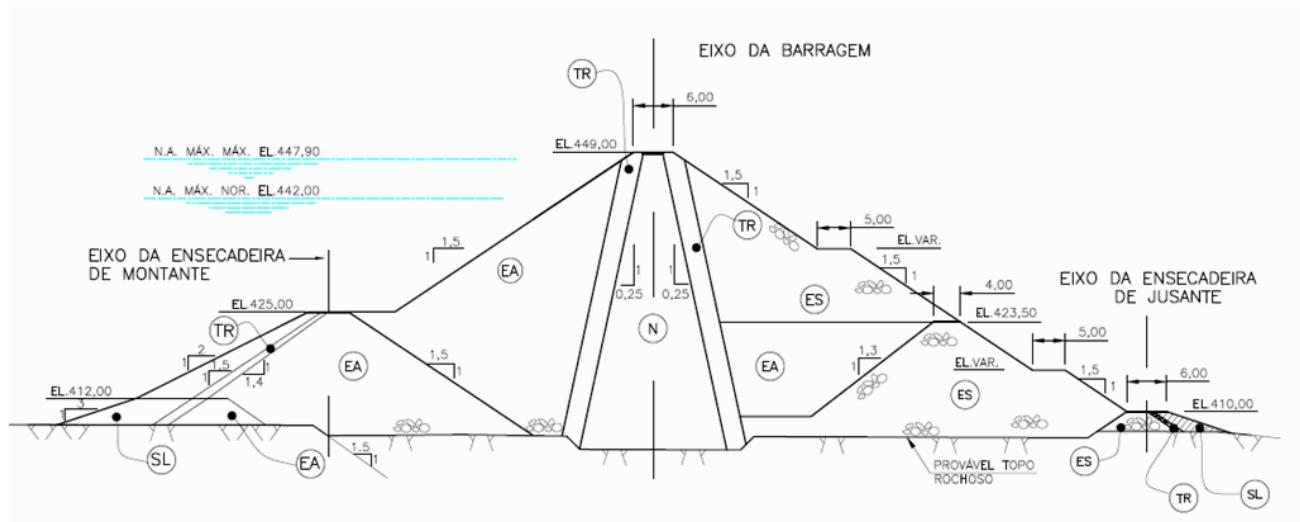


Figura 63: Seção de análise (AA).

*Tabela 29: Código e material referente a cada zona da seção AA.*

Código	Tipo de Material
N	Núcleo argiloso
EA	Enrocamento alterado
ES	Enrocamento são
TR	Transição e filtro
SL	Solo lançado

## **4.3.2. Análise de fluxo**

### **4.3.2.1. Premissas das análises**

Neste projeto a análise de fluxo foi realizada com o auxílio do programa SEEP/W (versão 2007), desenvolvido pela GEO-SLOPE International Ltd. Com este programa é possível obter a rede de fluxo da fundação e do corpo da barragem. O SEEP/W tem como dados de entrada o coeficiente de permeabilidade de cada material que compõe a seção de análise.

As análises desenvolvidas basearam-se em malhas de elementos finitos triangulares a partir dos parâmetros de permeabilidade pré-definidos e as condições de contorno adequadas.

A definição da posição da linha freática é feita através de um processo não-linear de variação da condição de contorno dos nós. A linha freática foi gerada para a situação de  $NA_{máx}$ , ou seja, na cota 447,90m.

Recomenda-se um tratamento de fundação a fim de reduzir ainda mais a percolação pela fundação e considerá-la desprezível em relação a que ocorre no núcleo. Este tratamento consiste da execução de uma cortina de injeção de calda de cimento em uma ou duas linhas de furo. A profundidade, espaçamento e inclinação dos furos de injeção podem ser alterados de acordo com o desempenho de injeção em campo.

A localização da linha que constitui a cortina, o posicionamento, inclinação, profundidade dos furos, além de outras características executivas estão detalhados na Figura 64.

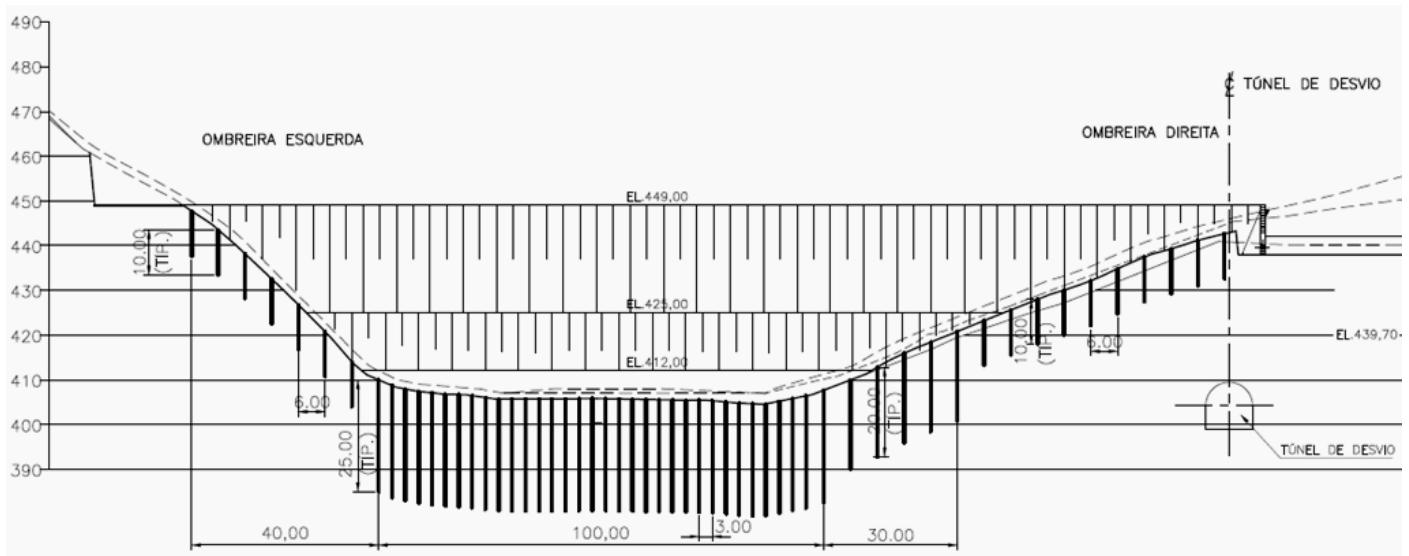


Figura 64: Tratamento da fundação com cortina de injeção de calda cimento.

Os parâmetros de permeabilidade foram estimados com base nos resultados dos ensaios de perda d'água nas sondagens executadas na fundação da barragem e em referências bibliográficas (CRUZ, 2004) de casos de obras com empregos de materiais semelhantes. Após o tratamento da fundação, esta foi tida como impermeável na análise de fluxo, ou seja, não haverá fluxo pela fundação. Portanto, chegou-se aos parâmetros apresentados na Tabela 30.

Tabela 30: Parâmetros de permeabilidade considerados.

ITEM	MATERIAL	PERMEABILIDADE (cm/s)
1	Solo compactado	$10^{-6}$
2	Filtros e transições	$10^{-1}$
3	Enrocamento são e alterado	drenagem livre
4	Fundação	impermeável

Diante da diferença dos valores de permeabilidade dos materiais, com coeficiente de permeabilidade do solo compactado muito menor do que os coeficientes dos demais materiais, estima-se que o fluxo se dê somente pelo núcleo da barragem, não ocorrendo

perda de carga no enrocamento e nas transições. Portanto, o núcleo será o material determinante da análise de fluxo.

#### **4.3.2.2. *Resultados das análises***

As condições iniciais de contorno impostas foram as apresentadas na Figura 65, sendo cada trecho definido como mostrado na Figura 65.

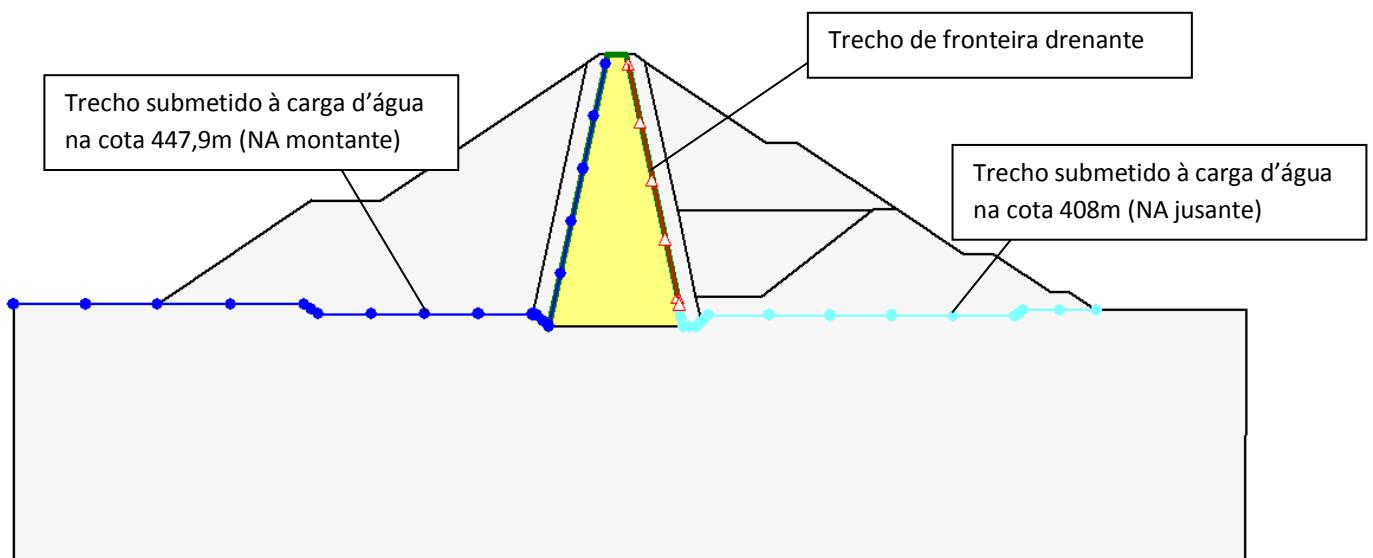


Figura 65: Resultado mostrando as linhas equipotenciais com seus respectivos valores de carga.

Nas Figuras 66 e 67 mostradas a seguir, observam-se os resultados do programa SEEP/W, apresentando-se a linha freática, gerada pelo programa a partir das condições de contorno iniciais impostas, e as linhas equipotenciais com os respectivos valores de carga.

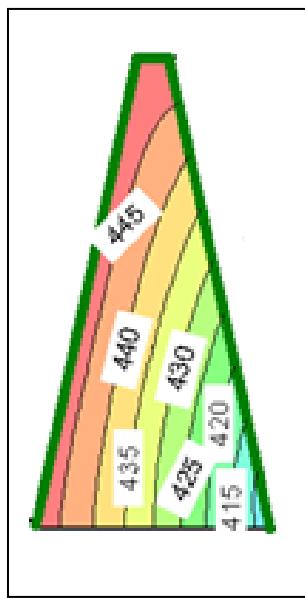


Figura 66: Resultado mostrando as linhas equipotenciais com seus respectivos valores de carga.

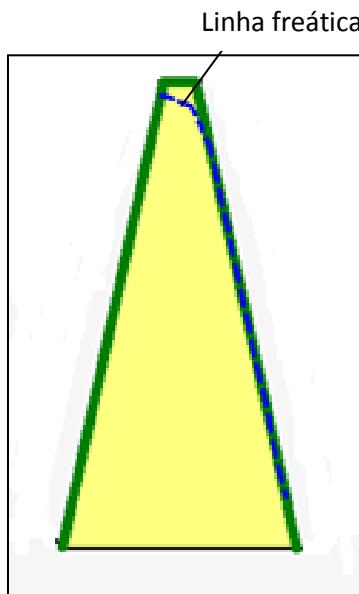
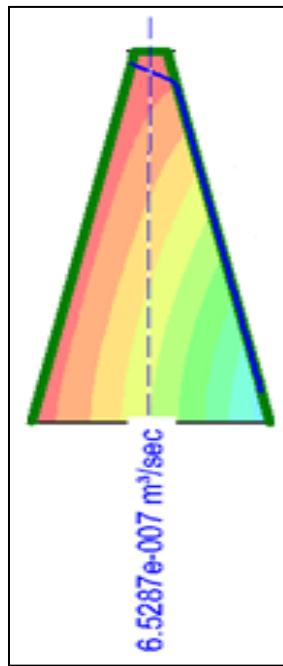


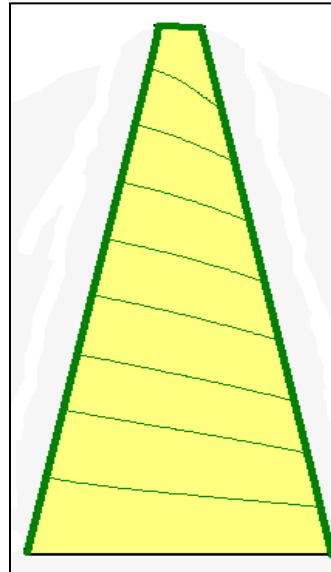
Figura 67: Linha freática gerada pelo programa, mediante as condições de contorno dadas.

A Figura 68 apresenta a vazão que passa pelo núcleo da barragem, sendo o valor da vazão total igual a  $6,52 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ , o que corresponde a aproximadamente 0,04 l/min. Segundo a Tabela 9, esse valor de vazão é considerado como uma vazão pequena (aceitável), pois é menor que 5 l/min.



*Figura 68: Vazão que passa pelo núcleo da fundação.*

Na Figura 69 mostram-se algumas linhas de fluxo geradas dentro do núcleo argiloso e na Figura 70 apresentam-se os valores da carga de pressão de água em metros de coluna de água (mca).



*Figura 69: Resultado mostrando algumas linhas de fluxo.*

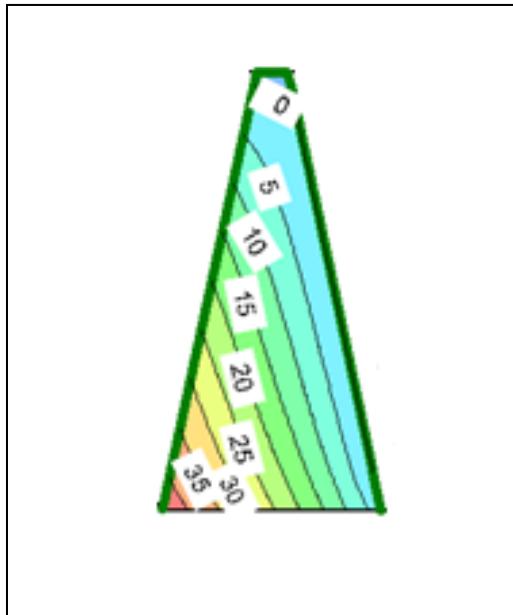


Figura 70: Resultado da carga de pressão de água dentro do núcleo (unidade: mca).

#### **4.3.3. Análises de estabilidade dos taludes da barragem**

##### **4.3.3.1. Premissas das análises**

Os cálculos de estabilidade foram desenvolvidos com o auxílio do programa computacional SLOPE/W (versão 2007), desenvolvido pela GEO-SLOPE International Ltd. As poropressões foram definidas pelo traçado da linha freática com o auxílio do programa SEEP/W, mostrada na Figura 67 e importada para o programa SLOPE/W.

As análises de estabilidade foram realizadas em tensões efetivas considerando-se superfícies potenciais de ruptura. O método empregado nas análises foi o de Spencer (vide item 2.4.3).

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises, apresentados na Tabela 31, foram estimados com base nos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material destinado ao núcleo da barragem (item 4.1.4), sondagens exploratórias e referências bibliográficas (CRUZ, 2004) de casos de obras com empregos de materiais semelhantes.

*Tabela 31: Parâmetros geotécnicos considerados nas análises.*

ITEM	MATERIAL	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$c'(\text{kN/m}^2)$	$\phi'(^{\circ})$
1	Solo compactado	19,0	31,0	27,0
2	Filtro e transições	17,0	0,0	35,0
3	Enrocamento são	20,0	2,0	40,0
4	Enrocamento alterado	19,0	10,0	30,0
5	Rocha sã	26,0	100,0	40,0

As condições de carregamento consideradas no estudo de estabilidade foram: operação normal, rebaixamento rápido e regime de operação com sismo. A verificação da condição de final de construção foi considerada desnecessária nas análises, tendo em vista que o acréscimo de poropressão gerado durante a construção é restrito ao núcleo argiloso, portanto, com influência desprezível a estabilidade dos taludes em face da seção proposta.

— Operação normal

Na condição de operação normal é considerado o nível do reservatório na elevação 447,90m. Para determinação das poropressões consideradas nas análises de estabilidade admite-se regime de fluxo estacionário através do núcleo da barragem. O talude crítico é o de jusante, uma vez que a montante o reservatório atua a favor da segurança exercendo uma sobrecarga estabilizante, perpendicular ao talude. O sentido e direção dos fluxos de percolação também contribuem para o aumento do fator de segurança à montante.

— Rebaixamento rápido

Para a condição de rebaixamento admite-se deplecionamento do reservatório entre as elevações 447,90 e 442,00m que correspondem aos níveis máximo e normal de operação, respectivamente. Nesta condição de carregamento, considera-se a hipótese de que o rebaixamento é instantâneo, de modo que o regime de fluxo no interior do núcleo se mantém estacionário, condicionado pelo nível máximo do reservatório. Nesta condição a linha freática não foi importada diretamente do SEEP/W, portanto, foi imposta uma linha

freática semelhante a gerada na condição normal de operação e com o reservatório na cota do  $NA_{min}$  igual a 442m.

— Regime de operação com sismo

Na condição de regime de operação com terremoto foram consideradas acelerações típicas do território brasileiro, 0,05g, horizontalmente e 0,03g, verticalmente (vide item 2.4.3), com o reservatório na cota do  $NA_{Max}$  normal igual a 447,9m e linha freática importada do programa SEEP/W.

Os fatores de segurança admissíveis adotados para as condições de carregamento citadas acima, são apresentados na Tabela 32.

*Tabela 32: Fator de segurança admissível para cada condição de carregamento.*

CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO		$FS_{adm.}$
OPERAÇÃO NORMAL	$N.A._{NORMAL} \Rightarrow$ Cota 447,90m	1,5
REBAIXAMENTO RÁPIDO	DEPLECIONAMENTO $\Rightarrow$ Da cota 447,9m para a cota 442m	1,2
OPERAÇÃO COM SISMO	Coef. Horizontal = 0,05g Coef. Vertical = 0,03g	1,1

#### **4.3.3.2. Resultados das análises**

- Condição de operação normal

As possíveis superfícies de ruptura geradas no programa para esta condição, como para todas as outras condições de análises realizadas nesse projeto, foram obtidas pelo método de análise de entry and exit specification (especificação por entrada e saída). Através desse método foi imposto um número de 605 possíveis superfícies de ruptura em cada análise, a partir das quais o programa obteve a superfície com o menor fator de segurança.

Na análise do talude de montante considerou-se a possibilidade de ruptura do espaldar como um todo e a ruptura entre banquetas. A Figura 71 apresenta o resultado da análise entre banquetas.

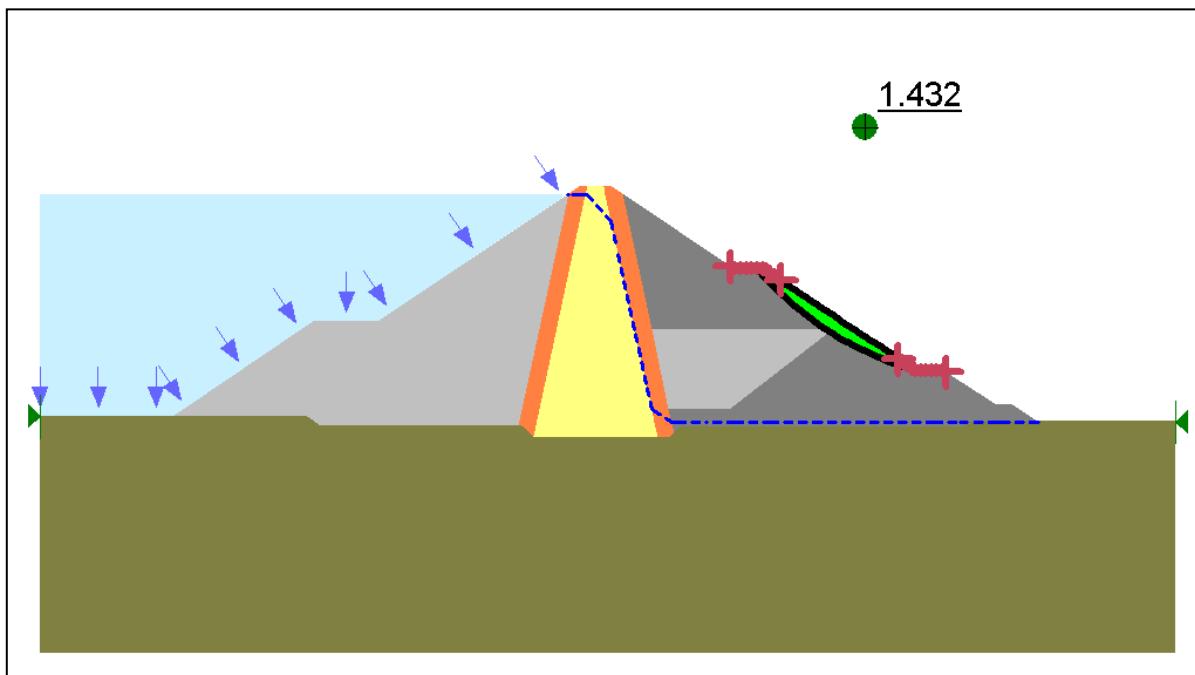


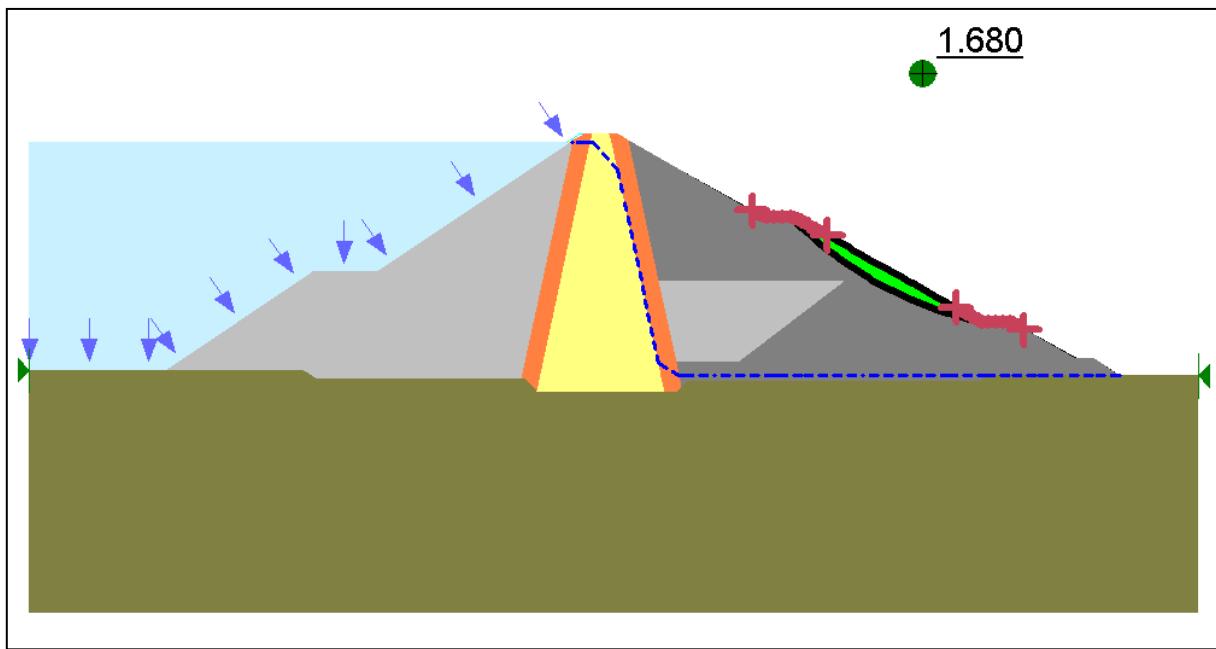
Figura 71: Condição de operação normal – talude de jusante (entre banquetas).

Como pode ser observado na Figura 71, o fator de segurança obtido está abaixo do admissível (1,5). Portanto, é necessário alterar a declividade do talude de jusante. Na nova seção a inclinação dos taludes de jusante entre as banquetas será de 1(V):1,8(H). A análise para essa seção, denominada de AA', é mostrada na Figura 72.

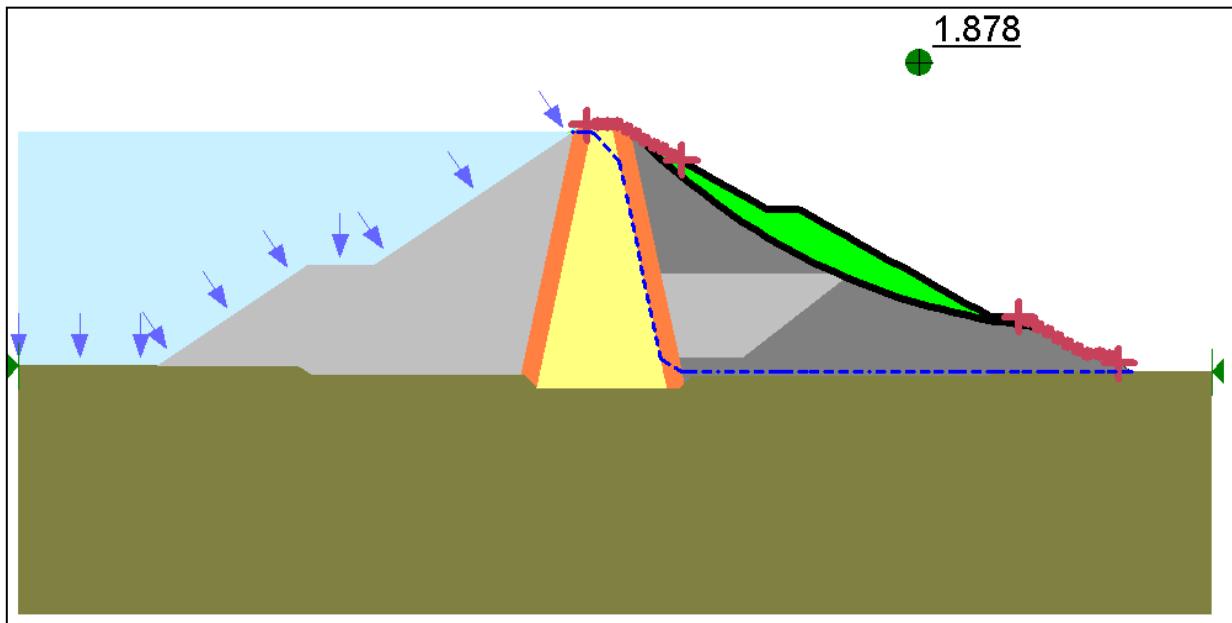
Na Figura 72, observa-se que com a nova declividade a análise de estabilidade entre banquetas apresentou fator de segurança satisfatório em relação ao admissível.

Todas as análises seguintes de projeto serão realizadas com a nova configuração da seção de estudo.

Nas Figuras 73 e 74, são mostrados os resultados das análises de estabilidade, para a condição de operação normal dos taludes de jusante e montante, respectivamente.



*Figura 72: Condição de operação normal – talude de jusante (entre banquetas) para nova declividade.*



*Figura 73: Condição de operação normal – talude de jusante.*

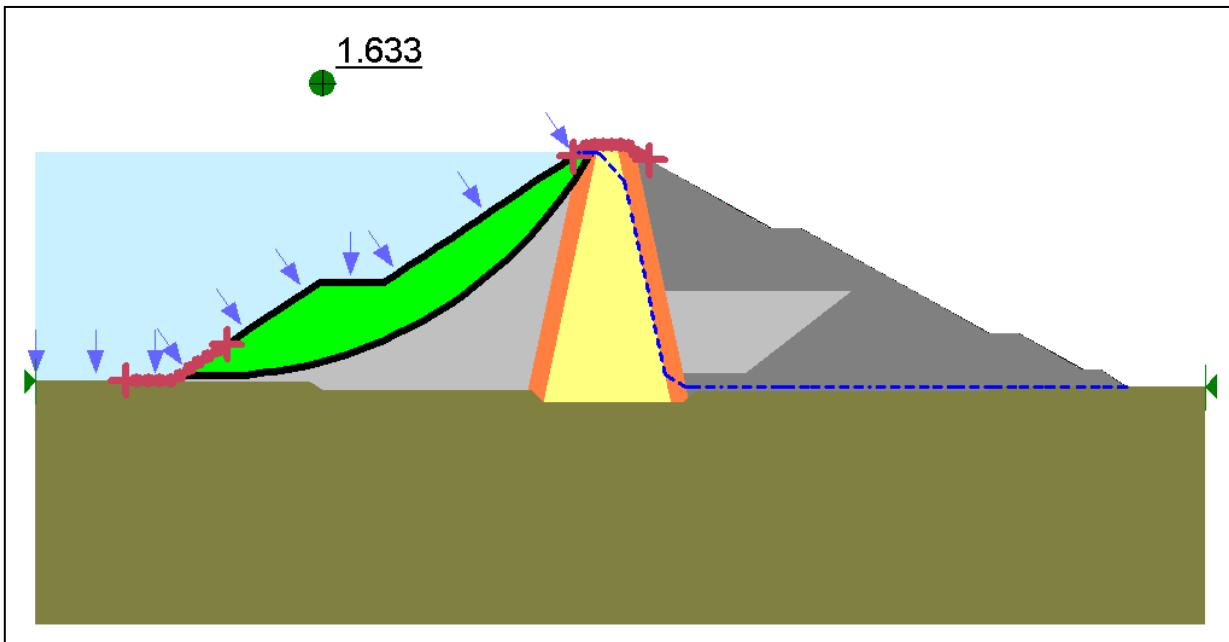


Figura 74: Condição de operação normal – talude de montante.

- Rebaixamento rápido

Na Figura de 75, é mostrado o resultado da análise de estabilidade para a condição de rebaixamento rápido do talude de montante, que nessa situação é o talude crítico.

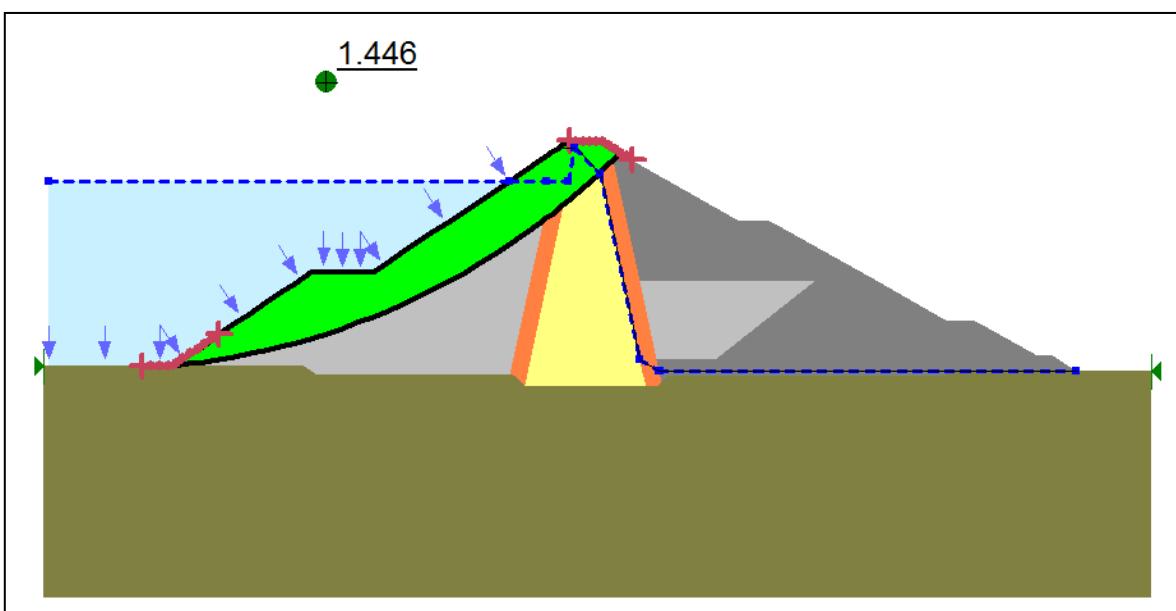


Figura 75: Condição de rebaixamento rápido – talude de montante.

- Operação com sismo

Nesta condição realizou-se a análise para duas situações: com a aceleração vertical para cima e com a aceleração vertical para baixo, sendo aceleração horizontal do talude para fora, em ambas as situações.

Nas Figuras de 76 a 77, são mostrados os resultados das análises de estabilidade, para a condição de operação com sismos com aceleração vertical para cima e aceleração horizontal para fora do talude, dos taludes de jusante e montante, respectivamente.

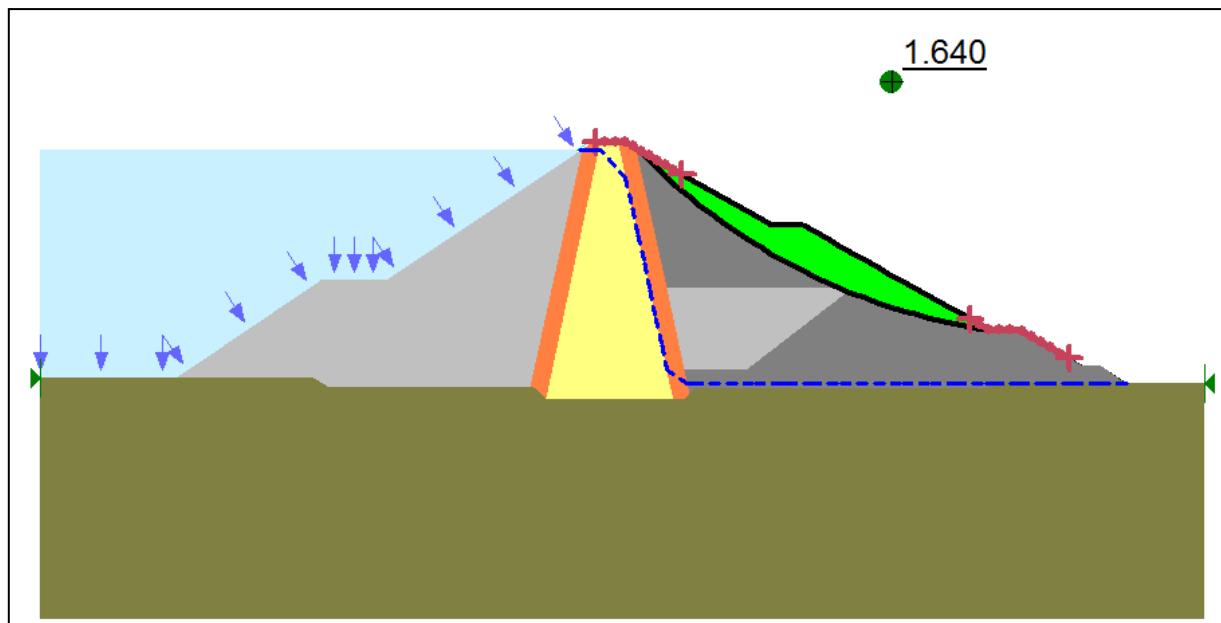


Figura 76: Condição de operação com sismo – talude de jusante (aceleração vertical para cima).

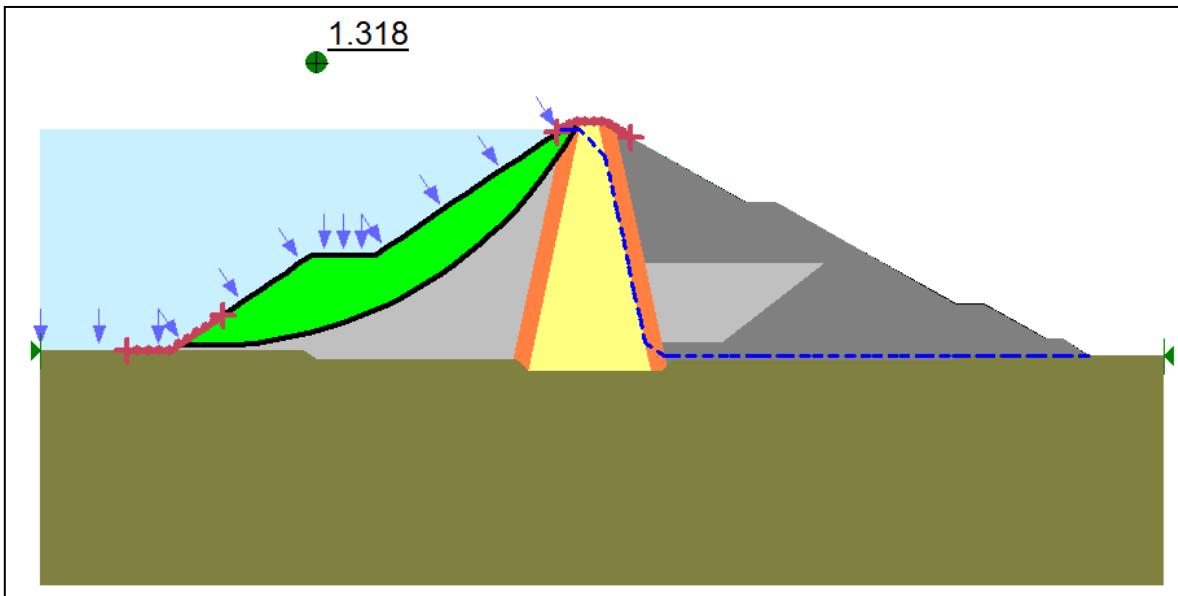


Figura 77: Condição de operação com sismo – talude de montante (aceleração vertical para cima).

Nas Figuras de 78 a 79, são mostrados os resultados das análises de estabilidade, para a condição de operação com sismos com aceleração vertical para baixo e aceleração horizontal para fora do talude, dos taludes de jusante e montante, respectivamente.

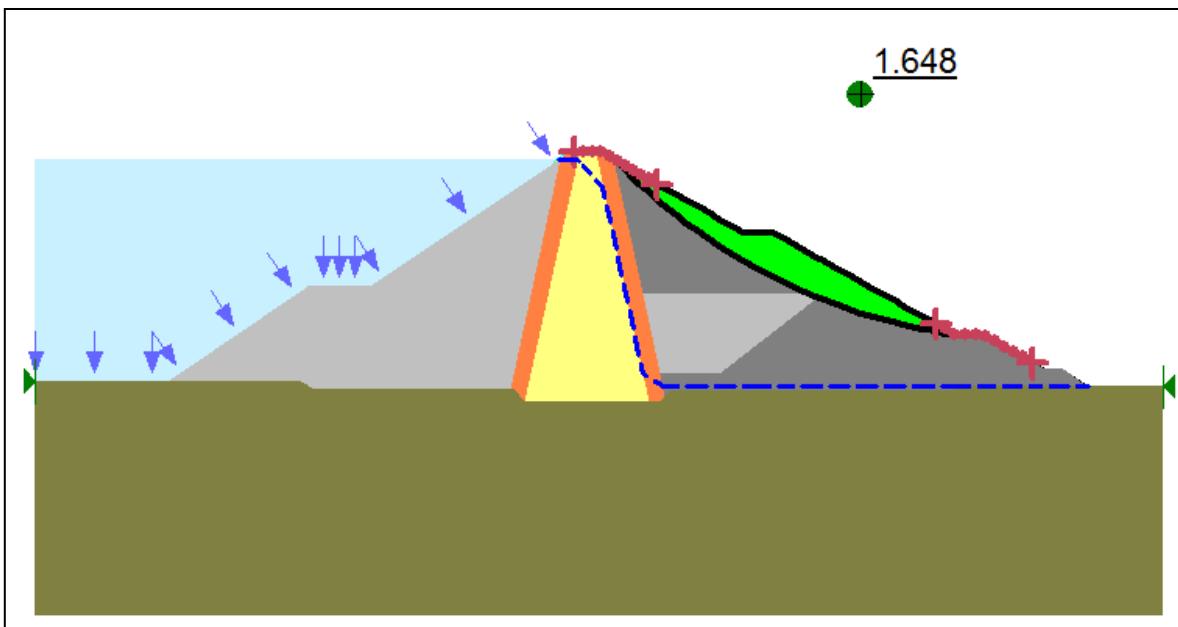


Figura 78: Condição de operação com sismo – talude de jusante (aceleração vertical para baixo).

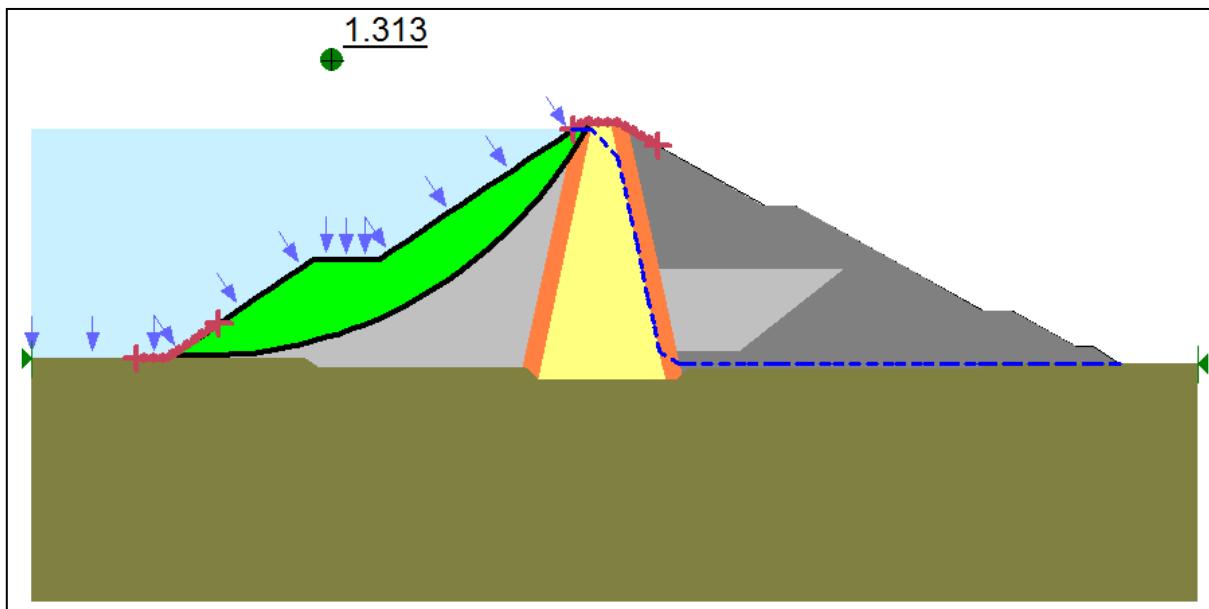


Figura 79: Condição de operação com sismo – talude de montante (aceleração vertical para baixo).

Pode-se então concluir que os valores dos fatores de segurança revelam condições de estabilidade satisfatórias para montante e jusante da barragem, considerando as diversas circunstâncias de solicitação analisadas.

#### 4.3.3.3. Dimensionamento dos filtros e transições

Os materiais de transição e o filtro, usados a jusante do núcleo da barragem, tem a função de evitar o carreamento de grãos do material vizinho a ser protegido, e portanto, é fundamental um correto dimensionamento do material de transição para garantir a integridade do corpo da barragem. Os requisitos que os materiais usados na transição devem obedecer dizem respeito, unicamente, a critérios de granulometria. Como as transições fazem parte dos sistemas de drenagem, estas devem obedecer a requisitos de contenção (não segregação) e permeabilidade.

Neste estudo foram realizadas análises de material de transição e filtro considerando-se o critério mostrado por Cruz (2004) e pelo U.S. Army Corps of Engineers (2000) mostrados no item 2.4.2 do presente projeto. O primeiro método foi usado no dimensionamento das transições. Para o filtro o dimensionamento foi realizado considerando-se o método de Cruz, porém respeitando os valores mínimos do método do U.S. Army Corps of Engineers para  $D_{15}$ , pois o solo a ser protegido é muito fino.

Os materiais utilizados na transição são divididos em 3 faixas: filtro de areia, transição fina e transição grossa. Para realizar o dimensionamento das faixas das transições, tomou-se como base a faixa granulométrica referente ao solo argiloso do núcleo, proveniente da área de empréstimo.

A sequência dos cálculos do dimensionamento do filtro foi a seguinte (Figura 80):

- $D_{15}$  do filtro  $\leq 5 \times (D_{85} \text{ do solo}) \rightarrow D_{15} \text{ do filtro} \leq 5 \times (0,042) \rightarrow D_{15} \text{ do filtro} \leq 0,21$  (Ponto1)
- $5 \times (D_{15} \text{ do solo}) \leq D_{15} \text{ do filtro} \rightarrow$  Valor mínimo (Corps of Engineers) = 0,1mm (Ponto2)
- Critério de permeabilidade (Cruz)  $\rightarrow D_5 > 0,074$  (Ponto 3)
- Coeficiente de não uniformidade (Cruz)  $\rightarrow D_{60} \text{ (máx)}/D_{10} \text{ (mín)} < 20$   $D_{60} \text{ (máx)} < 1,7$  (Ponto 4)
- Faixas praticamente paralelas

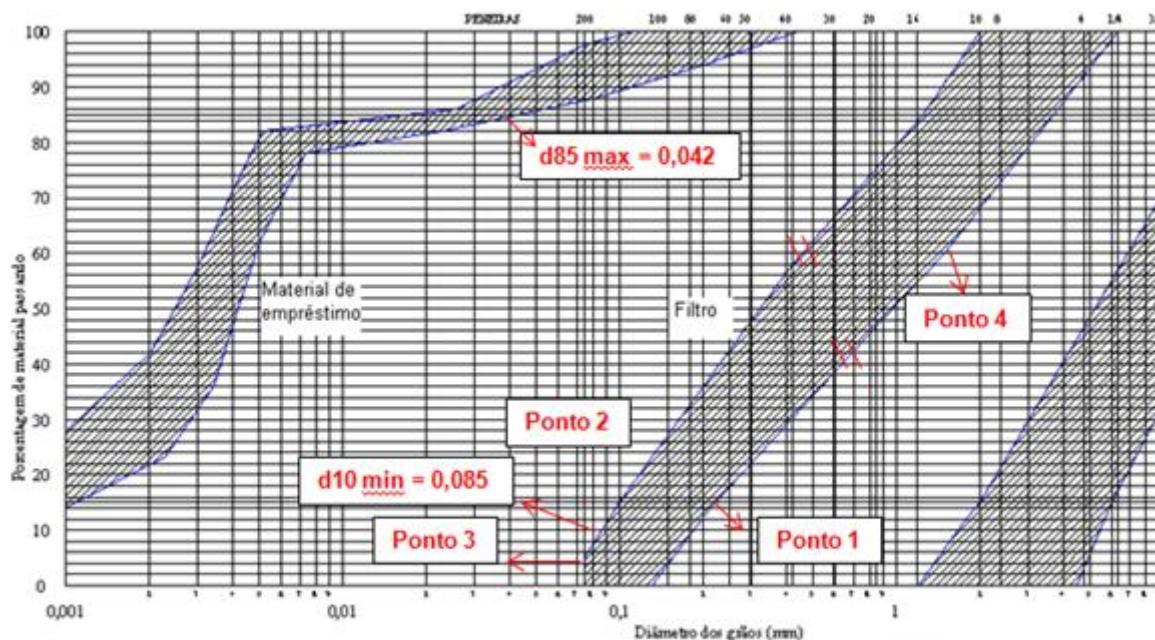


Figura 80: Sequência de cálculo para o dimensionamento do filtro.

Para o dimensionamento da transição fina e grossa procede-se da mesma forma como foi mostrada anteriormente para o dimensionamento do filtro, com a mesma sequência executada acima.

As curvas granulométricas com as faixas de camada de material são mostradas na Figura 81. E na Tabela 33 são mostrados os valores das faixas de acordo com a granulometria.

*Tabela 33: Valores de  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  e  $D_{85}$  dos limites das transições e filtros.*

	Solo do núcleo		Filtro		Transição Fina		Transição Grossa	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Critério de dimensionamento	-		Corps of Engineers (2000) e Cruz (2004)		Cruz (2004)		Cruz (2004)	
<b>D<sub>85</sub>(mm)</b>	0,018	0,042	1,30	3,50	13	35	175	425
<b>D<sub>50</sub>(mm)</b>	0,0025	0,0044	0,31	0,94	5,5	15	70	180
<b>D<sub>15</sub>(mm)</b>	-	0,0011	0,10	0,21	2,1	6	30	65

A largura mínima de cada camada de transição é estabelecida pela Eletrobrás (2003) como 0,60m, por razões construtivas. Adotou-se então a largura de 1m para cada camada, por ser de mais fácil execução e este valor está dentro do valor mínimo recomendado. Portanto, cada camada de filtro, de transição fina e de transição grossa deve possuir 1m de largura, tanto a jusante como a montante do núcleo.

Não se dispõe da granulometria do material a ser usado como enrocamento, mas dever-se-ia compatibilizar essa granulometria com a granulometria da transição grossa para que se garanta que o critério de filtros seja atendido.

Conforme exposto no item 2.4.4, a barragem estudada no presente projeto não está incluída nos casos citados na revisão bibliográfica como críticos quanto às deformações diferenciais que poderiam ocasionar fissuras e, consequentemente, um processo de piping. Diante dessa situação, dispensou-se a realização de análises quantitativas de tensões e deformações.

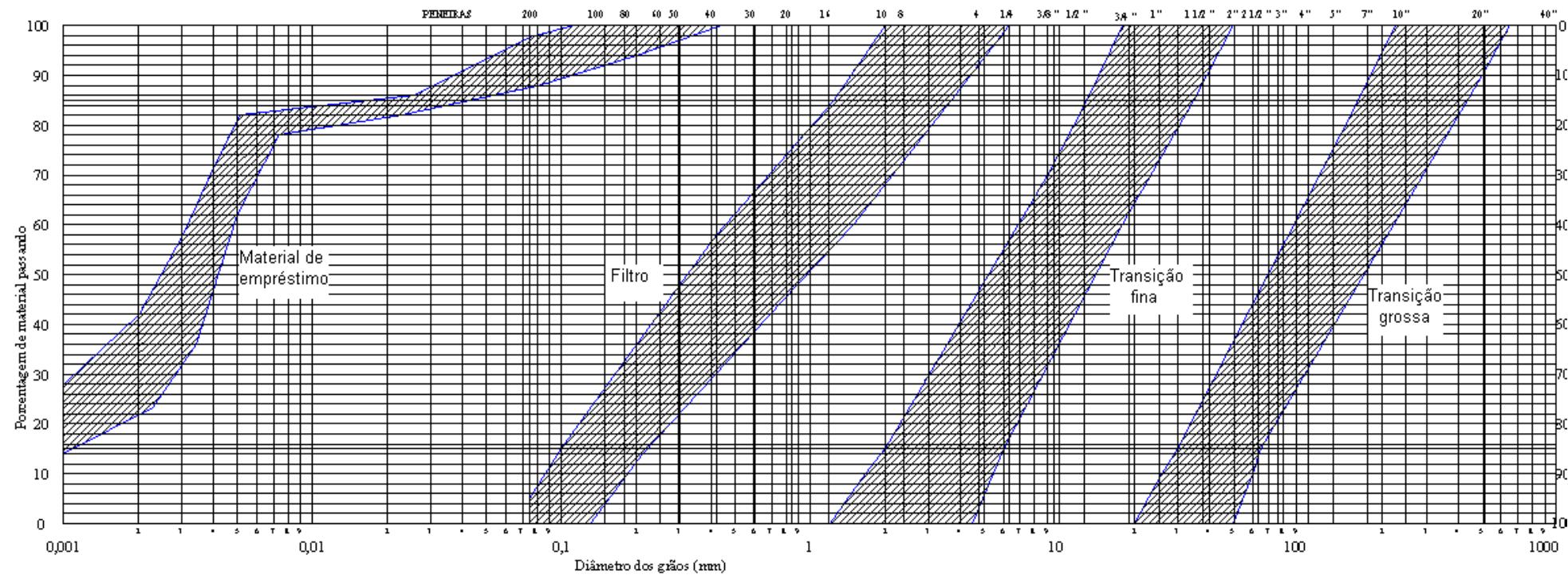


Figura 81: Granulometria do filtro e das transições.

#### **4.3.4. Proteção dos taludes contra erosão superficial**

A proteção do talude de montante será feita com o uso de uma camada especial de enrocamento de proteção (rip-rap). A altura de onda foi estimada, através de estudos hidrológicos, em 0,50m. A partir das tabelas e das equações apresentadas no item 2.4.5 pode-se realizar o cálculo dos diâmetros máximo, médio e mínimo que esse rip-rap deve atender.

Para uma altura de onda menor que 0,60m, tem-se diâmetro médio de 25cm e espessura do rip-rap de 30cm (Tabela 16). Já os diâmetros máximo e mínimo são obtidos pelas equações 29 e 30. Obtém-se então um valor de diâmetro máximo igual a 37,5cm e o mínimo entre 2,5 e 15cm.

Adotou-se, então uma camada de rip-rap de 40cm de espessura,  $D_{\min} = 10\text{cm}$ ,  $D_{\text{médio}} = 25\text{cm}$  e  $D_{\max} = 37,5\text{cm}$ , estendendo-o da cota 449 a 440m, pois segundo item 2.4.5, o rip-rap deve se estender da cota da crista até, no mínimo, 1,5m abaixo do  $NA_{\min}$ .

Não há necessidade de proteção para o talude de jusante quanto às chuvas, já que este é composto de enrocamento.

#### **4.3.5. Seção final**

Diante das análises realizadas acima, pode-se obter uma seção típica final da barragem exposta na Figura 82.

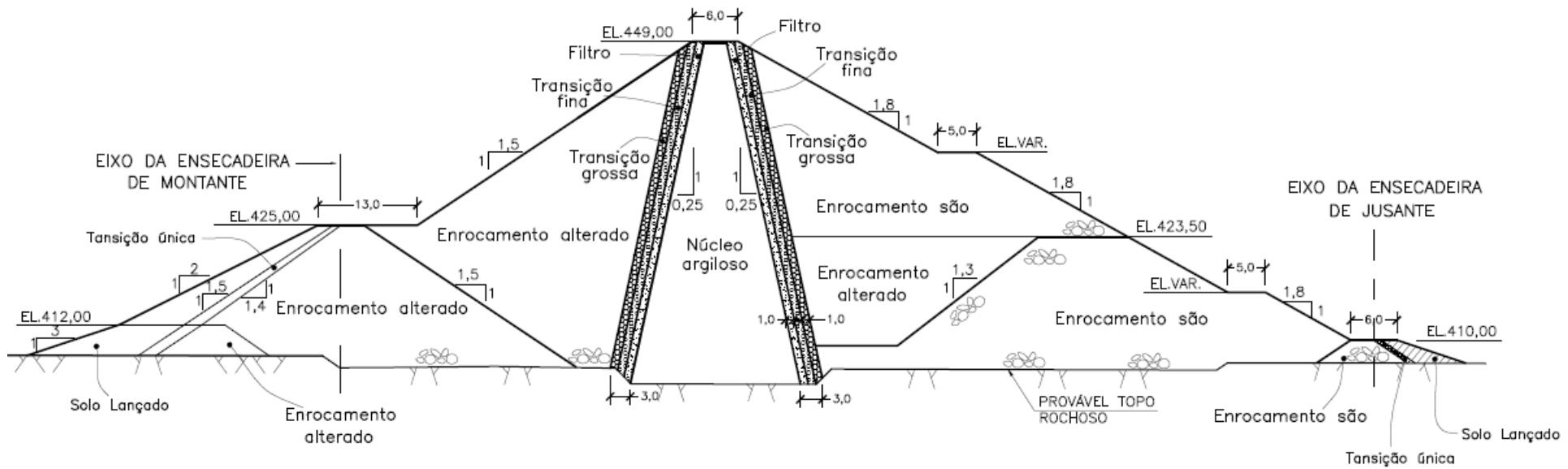


Figura 82: Seção final da barragem.

## 5. CONCLUSÃO

Este trabalho tinha o objetivo de apresentar as etapas que compõem o projeto geotécnico de uma barragem. Realizou-se inicialmente um estudo de alternativas, baseado no custo de construção de cada opção estudada, para se optar pela que fosse mais econômica. Os focos principais do projeto da barragem foram os aspectos relacionados ao dimensionamento quanto ao fluxo e a estabilidade dos taludes. Utilizou-se o caso da PCH Alto Irani para o desenvolvimento do presente trabalho.

A partir dos dados iniciais do projeto, contendo as características gerais da PCH: a topografia, o arranjo geral da PCH, a locação do eixo do barramento, as investigações geotécnicas e os requisitos básicos que deveriam ser atendidos pela barragem, foram então elaboradas 3 opções de tipos de barragens que fossem viáveis tecnicamente (barragem de terra homogênea, barragem de enrocamento e núcleo argiloso e barragem de CCR). Dispensando-se previamente a opção de barragem de terra homogênea devido à escassez de solo no local de implantação do empreendimento (subsolo rochoso), obteve-se os seguintes valores para as opções restantes: para a opção de enrocamento e núcleo argiloso custo de R\$ 17.885,20/metro linear e para opção de barragem de CCR custo de R\$ 64.899,70/metro linear. Constatou-se, portanto, que a barragem de enrocamento e núcleo argiloso seria a mais adequada para o caso em estudo.

A partir da escolha do tipo de barragem, pôde-se definir a seção a ser analisada mais profundamente. Com auxílio das referências bibliográficas e dos resultados das investigações geotécnicas realizadas no projeto, foi possível realizar as análises de estabilidade dos taludes da barragem e de fluxo, além do dimensionamento da proteção dos taludes contra erosão superficial. As análises citadas foram executadas com auxílio de programas computacionais e após algumas alterações na seção original, obteve-se a seção final da barragem que mostrou-se satisfatória em relação as análises executadas. Foram obtidos os seguintes fatores de segurança para análise de estabilidade: na condição normal de operação 1,633 (montante) e 1,878 (jusante), no rebaixamento rápido 1,446 (montante), para a condição de operação com sismo com aceleração vertical de 0,03g para cima e horizontal de 0,05g, 1,318 (montante) e 1,640 (jusante) e para operação com sismo com aceleração vertical de 0,03g para baixo e horizontal de 0,05g, 1,313 (montante) e 1,648 (jusante).

No entanto, apesar dos resultados estarem dentro do estimado, verificou-se uma quantidade bastante exígua de resultados de investigações geotécnicas para as análises efetuadas, nas quais o projeto se baseou. Ressalta-se que o uso de parâmetros geotécnicos baseados exclusivamente em referências bibliográficas pode acarretar em erros de premissas das análises. Ensaios de permeabilidade e ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais deveriam ter sido realizados em todos os tipos de materiais que compõem a seção de estudo, para que os parâmetros de resistência e os coeficientes de permeabilidade utilizados nas análises executadas fossem mais compatíveis com a situação de campo.

Sabe-se ainda que um projeto de barragem deve ser sempre monitorado através de instrumentação, desde a sua construção e também durante a sua vida útil. Portanto, propõe-se a instrumentação da obra através de piezômetros, medidores de vazão, placas de recalque, dentre outros instrumentos, a fim de se ter um acompanhamento do desempenho que possibilite a comparação dos valores medidos em campo com os calculados no projeto. O acompanhamento das tensões e deformações, que neste projeto, devido as suas características de fundação e material do corpo da barragem, que não foram tidas como um condicionante, portanto, devem ser monitoradas para que isso seja confirmado.

## Referências Bibliográficas

CASAGRANDE, A & HIRSCHFELD, R.C. (1960), “**Stress-deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight**”. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder.

CBDB, COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS, 2011, “**A História das Barragens no Brasil nos Séculos XIX, XX e XXI. 50 Anos do Comitê Brasileiro de Barragens**”. Sindicato nacional dos editores de livros, Rio de Janeiro.

CEDERGREN, H.R., 1988, “**Seepage, Drainage and Flow Nets**”. John Wiley and Sons.

CLOUGH, R. W.; WOODWARD, R.J., 1967, “Analysis of Embankment Stresses and Deformations”, **Journal of the Soil Mechanics and Foudantion Division**, ASCE.

CORPS OF ENGINEERS, U.S. ARMY, 1993, “**Seepage Analysis and Control for Dams**”, Appendix D. Department of the Army, Washington, EUA.

CRUZ, P.T. da, 2004, “**100 Barragens Brasileiras. Casos Históricos, Materiais de Construção e Projetos**”. Oficina de Textos, 2<sup>a</sup> Edição, São Paulo.

ECODEBATE, PORTAL, edição número 1645, 2012, disponível em: <http://www.ecodebate.com.br/2012/07/30/portal-ecodebate-indice-da-edicao-no-1-645-de-30072012>, acesso em: 03/03/2013.

ELETROBRÁS, CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS, 2003, “**Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**”. Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB).

GERSCOVICH, 2009, “**Apostila da disciplina Estabilidade de Taludes**”.

UERJ/Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro.

GOVERNO FEDERAL, “**Portal Brasil**”, disponível em:  
<http://www.brasil.gov.br/sobre/economia/energia/setor-eletrico/hidroelectricidade>, acesso em: 03/03/2013.

MARQUES FILHO, P.L. e GERALDO, A., 1998, “**Barragens e Reservatórios. Geologia de Engenharia**”. Editores Antonio M. S. Oliveira e Sergio N. A. Brito, ABGE/ Fapesp, São Paulo.

MASSAD, F., 2003, “**Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia**”. São Paulo, editora Oficina de Textos

MENDONÇA, M. B. de, 2012, “**Notas de aula da disciplina Obras de Terra**”. UFRJ/Escola Politécnica, Rio de Janeiro.

MINISTÉRIOS DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA HÍDRICA, 2002, “**Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**”. Departamento de Projetos Hídricos – DPOH, Brasília - Brasil.

MOROTE, C. H. S., 2007, “**Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo Sob Carregamento Sísmico**”. Dissertação de M.Sc., PUC – RJ, Rio de Janeiro.

SANDRONI, S., 2012, “**Notas de aula da disciplina de Barragens de Terra e Enrocamento**”. Curso de Mestrado da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

SAYÃO, A., 2009, “**Notas de aula da disciplina de Barragens de Terra e Enrocamento**”. Curso de Mestrado da PUC -RJ, Rio de Janeiro.

SEED H.B. and MARTIN G.R, 1966, “The Seismic Coefficient in Earth Dam Desing”, **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE Vol. 92 SM3, pp 25-58.

SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GIZIENSKI, S. F. CLEVENGER, W., 1963. “**A. Earth Rock Dams – Engineering Problems of Design and Construction**”. John Wiley and Sons, Inc.

SILVEIRA, J. F. A., 2006, “**Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento**”. São Paulo, editor: Oficina de Textos.

UFES, Engenharia Civil, 2011. Disponível em:  
<http://ecivilufes.wordpress.com/?s=barragem>, acesso em: 20/01/2013.

VARGAS, M., 1978, “**Introdução a Mecânica dos Solos**”. Editora: McGraw Hill do Brasil, São Paulo.

WIKIPÉDIA, Barragem. Disponível em: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Barragem>, acesso em: 20/01/2013.

## Anexo

GMR EMPREENDIMENTOS E PARTICIPAÇÕES			PCH ALTO IRANI			Executante: RW	COORDENADAS		SONDAGEM ROTATIVA			FOLHA 01/02
LENÇOL FREÁTICO	PERFURAÇÃO	REVESTIMENTO	PROFOUNDIDADE (m)	PERFIL GEOLOGICO	DESCRÍÇÃO DO MATERIAL	INÍCIO: 23/09/05	N: 7.011.493,60	E: 358.437,82	LOCAL: VERTEDOURO	SM - 102	GEÓLOGO RESP: RUBEM WOJAHN CREA: 34047	
						TERMINO: 06/10/05	DIREÇÃO/INCLIN.: Vertical	COTA: 458,359				
TRAÇADO/AMISTO	CARACTERÍSTICAS DAS DISCONTINUITADES	ALTERAÇÃO	COERÊNCIA	GRADU.	FATURAMENTO	RQD %	S.P.T GOLPES (30cm FINAIS)	10 20 30 40	RECUPERAÇÃO %	R.P.A. PERDA D'ÁGUA Ø TUBO = 1,0% INT. PERDA DE INFILTRAÇÃO (mm)	TRECHO DE M A M	VIAZÃO ESPECÍFICA (mm) PERDA ESPECÍFICA (mm) Volumen/Superfície (mm)
							20 40 60 80	20 40 60 80		1,80 X 10 <sup>-4</sup>		
0,70	Argila siltosa vermelha, com fragmentos de basalto denso, cor marrom, alterados.									1,00		
6,80	Alteração de rocha, cor amarela com fragmentos de basalto denso, cor marrom-acinzentada, alterados.									2,40 X 10 <sup>-4</sup>		
8,40	Alteração de rocha, cor amarronada com fragmentos de basalto denso de cor marrom, alterados.									4,90 X 10 <sup>-3</sup>		
13,20	V V Basalto denso. Rocha de cor cinza, alterada, muito fraturada e fragmentada. Alteração de cor cinza-esverdeada entre os fragmentos.				S1, P3, P4, P5, H, I.					1,50 X 10 <sup>-4</sup>		
15,50	V V V V Basalto denso. Rocha afanítica, cor marrom-acinzentada, muito fraturada; presença de alteração nas fraturas e entre fragmentos; alguns trechos de rocha estão mais alterados.				S1, P3, P4, P5, H, I.					7,20 X 10 <sup>-3</sup>		
18,00	V V V V Basalto denso. Rocha afanítica, cor cinza à cinza-amarronada, pouco fraturada, fraturas preferencialmente horizontais.				S1, S2, P1, H, I.					4,00 X 10 <sup>-3</sup>		
22,00	Continua na folha 02/02.									9,30 X 10 <sup>-3</sup>		





GMR EMPREENDIMENTOS E PARTICIPAÇÕES		PCH ALTO IRANI		Executante: RW	COORDENADAS		SONDAGEM ROTATIVA		FOLHA 02/03
LENÇOL FREÁTICO	Ø PEFURAÇÃO	INÍCIO : 22/09/05		N : 7.011.444,20	TERMINO : 28/09/05		SM - 103 Cont.		GEÓLOGO RESP. RUBEM WOJAHN CREA: 34247
PROFOUNDADE (m)	PERFIL GEOLOGICO	PROFOUNDADE : 49,50m		E : 358.425,11	DIREÇÃO/INCLIN. : Vertical		LOCAL: TÚNEL DE DESVIO		
DESCRÍÇÃO DO MATERIAL									
FRATURAMENTO	CARACTERÍSTICAS DAS DESCONTINUIDADES	ALTERAÇÃO	COEFICIENTE C	FRATURAMENTO	RQD %	S.P.T GOLPES (30cm FINAIS)	Ø P.A. PERDA D'ÁGUA Ø TUBO - I 1/2" INT. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO (K - m³)	TRECHO DE	VAZÃO
		A	C	GRAU	10 20 30 40	RECUPERAÇÃO %	RECUPERAÇÃO %	M	M
		1234	1234	2345	20 40 60 80	20 40 60 80	20 40 60 80	M	M
24,50m		22,00	V V	Continuação da folha 01/03.				22,00	IMP.
			V					22,50	IMP.
			V V						0,23 4,95 0,05
			V						0,60 7,75 0,08
			V V						0,23 4,95 0,05
			V					25,50	IMP.
			V V						0,17 2,20 0,08
			V						0,83 5,20 0,16
			V V						2,07 8,40 0,24
			V						0,93 5,20 0,18
			V V					28,50	IMP.
			V						0,20 2,20 0,09
			V V						0,30 5,40 0,06
			V						0,67 9,00 0,08
			V V						0,30 5,40 0,06
			V V					31,50	IMP.
			V	Continuação da camada: Basalto denso. Rocha maciça, afanítica, cor marrom pouco acinzentada; presença de alguns fragmentos amigdalóides finos englobados esparsos; ocorrem veios milimétricos silicosos; fraturamento horizontal, inclinado e subvertical; fraturas fechadas, algumas com alteração incipiente das paredes; de 35,30m à 40,00m fraturamento intenso (zona cisalhada).					0,07 2,60 0,03
			V V						1,10 5,60 0,19
			V	S1, S2, P1, P2, P3, I, H, V.					2,60 9,50 0,27
			V V						1,00 5,60 0,18
			V					34,50	IMP.
			V V						0,06 2,60 0,02
			V						0,13 2,60 0,05
			V V						1,67 5,80 0,28
			V						4,00 10,10 0,39
			V V						1,50 5,80 0,25
			V					37,50	IMP.
			V V						0,10 2,60 0,04
			V						1,33 5,90 0,22
			V V						3,00 10,60 0,28
			V						1,40 5,90 0,24
			V V					40,50	IMP.
			V						0,11 2,60 0,04
			V V						0,07 2,60 0,03
			V						1,17 5,90 0,20
			V V						2,76 10,90 0,25
			V						1,06 5,90 0,18
			V					43,50	IMP.
			V						0,07 2,60 0,03
44,00		44,00	V	Continua na folha 03/03.				VAZÃO	TOTAL











GMR EMPREENDIMENTOS E PARTICIPAÇÕES		PCH ALTO IRANI		Executante: RW	COORDENADAS		SONDAGEM ROTATIVA		FOLHA 01/01	
LENÇOL FREÁTICO	Ø PERFURAÇÃO	INÍCIO : 11/08/05	TÉRMINO : 13/08/05	N : 7.011.330	E : 358.292	COTA: 409	LOCAL: BARRAGEM DE ENTRONCAMENTO	GEÓLOGO RESP. RUBEM WOJAHN CREA: 34247		
Ø REVESTIMENTO	PROFOUNDIDADE (m)	PROFOUNDIDADE : 20,00m		DIREÇÃO/INCLIN. : Vertical						
LENÇOL FREÁTICO	Ø PERFURAÇÃO	PROFOUNDIDADE (m)	PERFIL GEOLOGICO	DESCRÍÇÃO DO MATERIAL		FRATURAMENTO CARACTERÍSTICAS DAS DISCONTINUITADES	ALTERAÇÃO A 1 2 3 4	COERÊNCIA C 1 2 3 4	S.P.T GOLPES (30cm FINAIS) 10 20 30 40	Ø P.A. PERDA D'ÁGUA Ø TUBO = 1 1/2" INT: ENSAIO DE INFILTRAÇÃO (K - cm/h)
5,20m		V V								
V		V V								
V		V								
V		V V								
V		V								
V		V V								
V		V								
V		V V								
V		V								
V		V V								
V		V								
V		V V								
V		V								
15,80		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								
20,00		/ /								

GMR EMPREENDIMENTOS E PARTICIPAÇÕES			<b>PCH ALTO IRANI</b>			Executante: RW	COORDENADAS			SONDAGEM ROTATIVA			FOLHA 01/02			
						INÍCIO : 27/07/05	N : 7.011.308,62			SM - 108						
LENÇOL FREÁTICO	Ø PERFURAÇÃO	Ø REVESTIMENTO	PROFOUNDIDADE (m)	PERFIL GEOLOGICO	DESCRÍÇÃO DO MATERIAL	FRATURAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS DESCONTINUIDADES	ALTERAÇÃO A COERÊNCIA C GRAU FRATURAMENTO F	RQD %	S.P.T GOLPES (30cm FINAIS) 10 20 30 40	Ø P.D. ÁGUA Ø TUBO -1 1/2" INT. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO (Kcm²)	TRECHO DE A M M	VÁZAO ESPECÍFICA (lit/min)	PRESSÃO EFETIVA (Kcm²)	PERDA ESPECÍFICA (mm/min/Kg/cm²)	GRAU CONDUTIVIDADE	
									RECUPERAÇÃO %							
									20 40 60 80							
									20 40 60 80							
1,40m	0,80	1,20	5,50	V V V V	Argila arenosa vermelha. Brecha Basáltica. Rocha de cor marrom-avermelhada, muito alterada fragmentada com alteração entre os fragmentos. Brecha Basáltica. Rocha de cor predominante marrom-avermelhada, praticamente sem fraturas, com fragmentos amigdaloides e maciços angulosos e arredondados; matriz de calcita entre os fragmentos, presença de venulações carbonáticas milimétricas.	P5 S1, P3, I. S1, S2, P1, P2, V, I.										
			22,00	V V	Continua na folha 02/02.											

GMR EMPREENDIMENTOS E PARTICIPAÇÕES				<b>PCH ALTO IRANI</b>				Executante: RW		COORDENADAS N : 7.011.308,62 E : 358.223,56 COTA: 458,193			SONDAGEM ROTATIVA			FOLHA 02/02													
								INÍCIO : 27/07/05 TÉRMINO : 01/08/05 PROFOUNDADE : 35,30m DIREÇÃO/INCLIN. : Vertical				SM - 108 Cont.			LOCAL: BARRAGEM 0E			GEÓLOGO RESP. RUBEM WOJAHN CREA: 34247											
LENÇOL FREÁTICO	Ø PERFORAÇÃO	Ø REVESTIMENTO	PROFOUNDADE (m)	PERFIL GEOLOGICO	DESCRÍÇÃO DO MATERIAL								FRATURAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS	DISCONTINUIDADES	ALTERAÇÃO A	COERÊNCIA C	GRAU FATIGAMENTO F	RQD %	S.P.T GOLPES (30cm FINAIS) 10 20 30 40	EP.A PERDA D'ÁGUA Ø TUBO = 1,02 INT. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO (K=cm)	TRECHO DE A	VAZÃO M	ESPECIFICA PRESSÃO REFETIVA (Kg/cm²)	PERDA ESPECIFICA UNIDADES Unid. (Kg/cm²)	GRAU CONDUITIVIDADE				