

Charles Roger Ribeiro

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE
BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO
ESTUDO DE CASO: PCH XAVANTINA-SC**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina, como
requisito parcial para obtenção do
título em Engenharia, área Civil.

Patrícia de Oliveira Faria, PhD.

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Ribeiro, Charles Roger
ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE BARRAGENS DE TERRA E
ENROCAMENTO : ESTUDO DE CASO: PCH XAVANTINA-SC / Charles
Roger Ribeiro ; orientadora, Patricia de Oliveira Faria -
Florianópolis, SC, 2015.
112 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Barragens de Terra,
Enrocamento, Estabilidade, Taludes, SLOPE, SEEP,
Percolação, coeficiente de segurança. I. Faria, Patricia de
Oliveira. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Charles Roger Ribeiro

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE BARRAGENS DE
TERRA E ENROCAMENTO
ESTUDO DE CASO: PCH XAVANTINA-SC**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheiro Civil”, e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil.

Nota final: 10

Local, 13 de julho de 2015.

Banca Examinadora:



Patrícia de Oliveira Faria, PhD.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Marcos Noronha, PhD;
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Marcelo Manoel Fernandes
Geoenergy

Eng^a Jaqueline Antunes Ferreira
Engevix

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por iluminar o meu caminho, pela oportunidade de ingressar e concluir o curso de Engenharia Civil da UFSC,

A minha amada Emily, agradeço pelo amor, compreensão, carinho e pelo incentivo em todos os momentos.

Aos meus pais Rogério e Inácia, não só porque são responsáveis pela minha formação, mas também pelo esforço que fizeram para que isto fosse possível motivados por um amor incondicional. Aos meus irmãos, Magno e Marlô que sempre estiveram ao meu lado e deram base para enfrentar os desafios que a vida oferece.

Agradeço a família Justino, Marcos, Ediles e Evelyn que me acolheram sempre de braços abertos.

A professora Patrícia, minha orientadora pela disponibilidade e por acreditar no meu potencial.

Ao Engenheiro Marcelo Fernandes, pelo exemplo de pessoa e profissional o qual me deu a oportunidade de enfrentar meus primeiros desafios na vida profissional, além dos ensinamentos transmitidos durante o nosso convívio.

A empresa Geoenergy por abrir as portas para mim e permitir o uso de sua estrutura e banco de dados para que esta pesquisa pudesse ser desenvolvida.

A todos meus amigos da GeoEnergy, AD Floripa, Tribo, HC3 e UFSC pela parceria, carinho e palavras de apoio.

RESUMO

Neste trabalho são apresentados os coeficientes de segurança de estabilidade dos taludes da barragem de terra enrocamento da PCH Xavantina, localizada em Santa Catarina. Foi discretizado um modelo em elementos finitos para avaliar inicialmente a percolação da água pela barragem e fundação, e, determinar a posição da linha freática que se estabelece no maciço. Para esta avaliação utilizou-se o software Seep/W da GeoStudio, introduzindo as características geotécnicas dos materiais obtidos em ensaios de laboratório e valores típicos encontrados na literatura. A partir da análise de percolação, avaliou-se a estabilidade dos taludes de montante e jusante no software Slope/W que determinou as superfícies críticas de ruptura através do método de equilíbrio limite, nas condições de percolação em regime permanente, rebaixamento rápido do reservatório e final de construção. Os coeficientes de segurança demonstraram que os taludes são estáveis e possuem um nível de segurança suficiente quando comparados com os fatores mínimos recomendados no Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (UHE) da Eletrobrás. Através dos critérios de filtro de Terzaghi, verificou-se a granulometria dos materiais nas interfaces da seção da barragem contra erosão regressiva, e foi possível concluir que os materiais foram adequadamente dimensionados no projeto para que não houvesse carreamento de partículas. Em relação à geometria da barragem, quando comparada às dimensões típicas preliminares encontradas no Critério de Projeto Civil para UHE, conclui-se que o talude de jusante da barragem foi dimensionado de forma ousada pelo projetista, que adotou uma inclinação mais íngreme que o recomendado, porém sem prejudicar a segurança que foi confirmada pelos resultados de estabilidade.

Palavras-chave: Barragens de Terra, Enrocamento, Estabilidade, Taludes, SLOPE, SEEP, Percolação, coeficiente de segurança.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção típica barragem homogênea (Eletrobrás, 2000).....	27
Figura 2.2 – Seção típica barragem de enrocamento (Eletrobrás, 2000).....	27
Figura 2.3- Inclinações preliminares de taludes (Cruz, 2004).....	28
Figura 2.4 – Rede de fluxo pelas fundações de uma barragem de concreto (SOUZA PINTO, 2006).....	30
Figura 2.5 – Rede de fluxo pelo interior de barragens de terra (SOUZA PINTO, 2006).....	31
Figura 2.6 – Modelo reduzido (fonte: MARQUES E UNAS, 2010)..	32
Figura 2.7 – Inclinação do plano de ruptura do solo em relação ao plano principal maior (Das, 2007).....	35
Figura 2.8 – Circulo de Mohr e envoltória de ruptura (Das, 2007)....	35
Figura 2.9 – Forças atuantes numa superfície cilíndrica (WHITMAN, 1963).....	38
Figura 2.10 – Forças atuantes em uma fatia vertical (Sarma, 1979).....	39
Figura 3.1 – Imagem aérea da usina.....	43
Figura 3.2 - Arranjo geral da PCH.....	44
Figura 3.3 – Principais estruturas.....	45
Figura 3.4 - mapa de localização da PCH Xavantina.....	46
Figura 3.5 - localização da barragem em relação ao rio Irani.....	47
Figura 3.6 – Planta de localização de sondagens.....	48
Figura 3.7 - Seção geológica passando pelo eixo da barragem.....	51
Figura 3.8 – Seção Geológica passando pelo circuito de geração..	51
Figura 3.9 - Filtro, transições e enrocamento da barragem - PCH Xavantina.....	53
Figura 3.10 – Curva granulométrica argila.....	53
Figura 3.11 – Espalhamento da camada de argila na barragem....	56
Figura 3.12 – Tratamento da argila no núcleo da barragem.....	58
Figura 3.13 – Seção típica da barragem.....	61
Figura 3.14 –Cortina de injeções na fundação da barragem.....	67
Figura 4.1 – Seção da barragem da PCH Xavantina.....	71
Figura 4.2 – Análise de percolação – Carregamento excepcional (NA máximo) Tempo de recorrência 1.000 anos.....	74
Figura 4.3 – Análise de Percolação Regime de Operação (NA Normal).....	75
Figura 4.4 - Coeficientes de segurança mínimos recomendados (Cruz, 2004).....	80

Figura 4.5 - Análise de estabilidade - carregamento normal - montante.....	82
Figura 4.6 - Análise de estabilidade - carregamento excepcional - montante.....	83
Figura 4.7 - Análise de estabilidade - período final de construção - montante.....	84
Figura 4.8 - Análise de estabilidade - rebaixamento rápido - montante.....	85
Figura 4.9 - Análise de Estabilidade - Carregamento Normal - Jusante.....	86
Figura 4.10 - Análise de estabilidade - carregamento excepcional - jusante.....	87
Figura 4.11 - Análise de estabilidade - período final de construção - jusante.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Inclinação recomendada para taludes (Eletrobrás, 2000).....	26
Tabela 2.2 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (SOUZA PINTO, 2006).....	29
Tabela 2.3 – Características dos métodos das fatias não rigorosos (DE CAMPOS, 1985).....	40
Tabela 2.4 - Características dos métodos das fatias rigorosos (DE CAMPOS, 1985).....	41
Tabela 3.1 – Principais dados do projeto.....	45
Tabela 3.2 – Dados das sondagens.....	48
Tabela 3.3 – Caracterização resumida do maciço rochoso de fundação.....	50
Tabela 3.4 – materiais de construção da barragem.....	52
Tabela 3.5 - Parâmetros do solo argiloso.....	55
Tabela 3.6 – Resumo controle compactação e umidade pelo método Hilf (março 2015).....	59
Tabela 3.7 – Verificação proteção contra pipping e permeabilidade (Solo argiloso X Filtro de areia).....	64
Tabela 3.8 – Verificação proteção contra pipping e permeabilidade (Filtro X Granilha – T2).....	64
Tabela 3.9 - Verificação proteção contra pipping (Granilha – T2 X Brita 1 – T1).....	65
Tabela 3.10 - Verificação proteção contra pipping (Brita 1 – T1 X Enrocamento).....	65
Tabela 4.1 Coeficiente de permeabilidade (k) dos Materiais.....	72
Tabela 4.2 - Parâmetros de resistência dos materiais.....	77
Tabela 4.3 – Valores típicos do parâmetro r_u (Assis, 2003).....	79
Tabela 4.4 – Coeficientes de segurança recomendados (ELETROBRÁS, 2003).....	80
Tabela 4.5 – Coeficientes de Segurança	89

SUMÁRIO

1	Introdução.....	15
1.1	Justificativa.....	15
1.2	Objetivos.....	16
1.3	Metodologia.....	16
1.3.1	<i>Pesquisa Bibliográfica.....</i>	16
1.3.2	<i>Estudo do Projeto e Verificações.....</i>	16
1.3.3	<i>Parâmetros e Seções.....</i>	17
1.3.4	<i>Dimensionamento do sistema de drenagem.....</i>	17
1.3.5	<i>Análise de percolação.....</i>	18
1.3.6	<i>Análise de estabilidade.....</i>	18
1.4	Estrutura do Trabalho.....	18
2	Revisão Bibliográfica.....	21
2.1	Barragens de Terra e Enrocamento.....	21
2.1.1	<i>Barragem de terra.....</i>	22
2.1.2	<i>Barragem de enrocamento.....</i>	24
2.1.3	<i>Dimensões Básicas.....</i>	255
2.2	Fluxo em Barragens.....	288
2.2.1	<i>Coefficiente de Permeabilidade (k).....</i>	29
2.2.2	<i>Fluxo Bidimensional.....</i>	30
2.2.3	<i>O Método dos Elementos Finitos (MEF).....</i>	333
2.3	Estabilidade de Taludes em Barragens.....	344
2.3.1	<i>Os métodos de equilíbrio limite.....</i>	377
3	Estudo de Caso: Barragem PCH Xavantina.....	43
3.1	Aspectos Gerais do Projeto.....	43
3.2	Aspectos geológico-geotécnicos.....	47
3.2.1	<i>Programa de sondagens.....</i>	47
3.2.2	<i>Seção Geológica.....</i>	50
3.3	Materiais de Construção.....	52
3.3.1	<i>Programa de Ensaios.....</i>	53
3.3.2	<i>Argila.....</i>	54
3.3.3	<i>Rochas.....</i>	56
3.3.4	<i>Areia.....</i>	57
3.3.5	<i>Compactação do Solo.....</i>	57
3.4	Seção da Barragem.....	59
3.4.1	<i>Sistema de Drenagem.....</i>	62
3.4.2	<i>Prevenção contra pipping.....</i>	62
3.4.3	<i>Sistema de Vedação.....</i>	65
3.4.4	<i>Tratamento da Fundação.....</i>	66

4	Análise Numérica.....	69
4.1	Análise de Percolação.....	69
4.1.1	<i>Método de Análise.....</i>	72
4.1.2	<i>Software Seep/W.....</i>	72
4.1.3	<i>Resultado das Análises de Percolação.....</i>	73
4.2	Análise de Estabilidade Global da Estrutura.....	76
4.2.1	<i>Métodos de Análise.....</i>	77
4.2.2	<i>Condições de Carregamento.....</i>	78
4.2.3	<i>Coefficientes de Segurança (F_S).....</i>	79
4.2.4	<i>Resultado das Análises de Estabilidade dos Taludes..</i>	80
5	Conclusão.....	91
	REFERÊNCIAS.....	93
	ANEXOS.....	97

1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

A construção de barragens é tão antiga quanto a História do homem e há registros da construção de barragens em praticamente todas as culturas. Embora tanto o número como a altura das barragens tenha crescido significativamente, a prática de construir barramentos em rios, com objetivo de represar a água para consumo, para irrigação e mesmo para mover rodas foi uma constante na História da Humanidade (CRUZ, 1996)

Após a construção de mais de 100.000 barragens no mundo, não existem dúvidas que há séculos estas estruturas produzem benefícios imensuráveis ao ser humano. Atualmente aplicam-se aos mais variados fins dentre eles: a defesa contra inundações, o abastecimento, o combate às secas, a irrigação, a navegação, a disposição de rejeitos e especialmente, a utilização de barragens para geração de energia elétrica que é o tema a ser estudado neste trabalho.

Pode-se afirmar que já se estabeleceu base científica para o projeto construção e operação destas estruturas com segurança. O desenvolvimento de métodos numéricos e técnicas computacionais permitem hoje uma avaliação mais eficiente da segurança de projeto destas estruturas nas diversas fases de sua existência.

O tipo de barragem é escolhido em função das características topográficas e geológico-geotécnicas do sítio, a disponibilidade de materiais naturais de construção e o processo construtivo a ser utilizado. Em função das condições topográficas, com vales muito abertos e da disponibilidade de material as barragens homogêneas de terra e mistas, de terra e enrocamento são as mais utilizadas, além disso apresentam o benefício da versatilidade da fundação, uma vez que barragens de terra permitem a construção sobre solos de boa resistência.

No entanto, visto a complexidade de uma estrutura de barragem, o elevado número de parâmetros e formulações matemáticas dos cálculos de estabilidade de taludes e as desastrosas consequências que um deslizamento de talude pode causar, é imprescindível o estudo contínuo dos processos de cálculos de estabilização e a precisa simulação do fluxo através do maciço e fundação que interferem diretamente na estabilidade global da estrutura.

1.2 Objetivos

Segundo Massad (2003) o projeto de uma barragem de terra deve pautar-se por dois princípios básicos: segurança e economia.

A segurança de uma barragem de terra e enrocamento é o princípio preponderante. Dela dependem vidas humanas, bens comunitários e bens individuais e deve ser garantida quanto: ao transbordamento; ao pipping; à ruptura dos taludes artificiais, de montante e jusante; ao efeito das ondas e ao efeito erosivo das águas das chuvas.

Dentro deste contexto este trabalho propõe-se a:

- Estudar a segurança de barragens de terra e enrocamento, especificamente contra a ruptura de taludes;
- Fazer um estudo do projeto da barragem da PCH Xavantina e compará-lo aos critérios de projeto de barragens da Eletrobrás;
- Analisar a estabilidade da barragem citada e apresentar os Fatores de Segurança à ruptura global do maciço.

1.3 Metodologia

Para execução desta pesquisa, foram desenvolvidas as seguintes etapas:

1.3.1 Pesquisa Bibliográfica

O trabalho foi iniciado com uma pesquisa bibliográfica, a fim de reunir os conceitos, e informações sobre o tema estudado. O material utilizado para embasamento teórico foi literatura especializada, normas técnicas, artigos técnicos e os critérios de projetos para usinas hidrelétricas e pequenas centrais hidrelétricas conforme consta a bibliografia.

1.3.2 Estudo do Projeto e Verificações

Apresentadas as fundamentações teóricas sob a qual o trabalho foi baseado, iniciou-se o estudo do Projeto da PCH Xavantina, através do banco de dados da projetista da barragem que forneceu: desenhos de projetos da barragem, dados de sondagens, ensaios dos materiais de construção da barragem, softwares, visitas a campo e as demais necessidades técnicas e físico-estruturais para que se pudessem realizar as análises computacionais de percolação e estabilidade da barragem.

1.3.3 Parâmetros e Seções

Em posse dos desenhos de projeto, ensaios e sondagens, foi observada, primeiramente, a posição do eixo do barramento e verificados quais eram as sondagens rotativas e percussivas existentes nesta região do empreendimento. Através do ensaio de perda d'água realizado nas sondagens rotativas, foi determinado o coeficiente de permeabilidade (k) da fundação da barragem. Em relação à resistência ao cisalhamento do maciço rochoso de basalto da fundação, foram adotados parâmetros típicos consagrados na literatura de acordo com Cruz (2004).

A seção da barragem utilizada para as análises de percolação e estabilidade foi retirada do projeto, o qual apresenta uma seção zoneada envolvendo os seguintes materiais: espaldares de jusante e montante em enrocamento, núcleo em solo compactado, filtro de areia natural, transição 1 composta por granilha, transição 2 composta por brita 1.

Os coeficientes de permeabilidade do solo compactado foram verificados em ensaio de permeabilidade com carga variável em laboratório. Para os demais materiais foram adotados coeficientes de permeabilidade típicos já estabelecidos na bibliografia técnica, em função da granulometria de cada material.

Os parâmetros de resistência do solo compactado foram verificados em laboratório através de ensaio. Para os demais materiais utilizaram-se parâmetros típicos estabelecidos na bibliografia de mecânica dos solos.

A geometria da seção foi comparada com as prescrições do compêndio Diretrizes para estudos de projetos de PCH – Eletrobrás (2000) e Critérios de Projetos Cíveis de Usinas Hidrelétricas – Eletrobrás (2003).

1.3.4 Dimensionamento do sistema de drenagem

Por fim foi verificada a prevenção contra pipping, utilizando o Critério de Filtro de Terzaghi, com auxílio do software Office Excel (Microsoft), com base nos dados da granulometria de cada material.

Como trata-se de uma barragem mista que tem espaldares de jusante e montante de material resistente e permeável não foi realizado o dimensionamento geométrico do filtro, apenas verificou-se as dimensões mínimas executivas.

1.3.5 Análise de percolação

As análises de percolação foram realizadas através do software Seep/W (GeoStudio) que utiliza o método de elementos finitos para a modelagem do movimento da água no maciço e fundação. Os dados de entrada e as características de permeabilidade dos materiais foram obtidos através de ensaio de laboratório e ensaios de campo no caso da rocha de fundação. Para a areia e enrocamentos foram utilizados parâmetros de permeabilidade típicos encontrados na literatura.

1.3.6 Análise de estabilidade

Após a determinação das linhas freáticas, e conseqüentemente da porção saturada da seção do barramento estudado, procedeu-se às análises de estabilidades dos taludes. A verificação da estabilidade foi desenvolvida através do programa computacional Slope/W que utiliza o métodos de equilíbrio limite para realizar as análises. Foram estudadas superfícies hipotéticas cilíndricas de ruptura dos taludes de montante e jusante da barragem correspondente às seguintes condições de carregamento: período final de construção, regime permanente de operação (reservatório com nível d'água normal), carregamento excepcional (reservatório com nível d'água máximo) e rebaixamento rápido do reservatório.

As análises de estabilidade foram executadas individualmente para os taludes de montante e jusante e calculados os fatores de segurança a ruptura global da estrutura. Estes foram comparados àqueles especificados na literatura e nos critérios de projeto da Eletrobrás.

1.4 Estrutura do Trabalho

O presente trabalho foi organizado em quatro capítulos que buscam sintetizar a temática geral do assunto, o estudo de caso abordado e as simulações numéricas implementadas para avaliação da percolação e estabilidade de barragens de terra e enrocamento.

O Capítulo 1 apresenta a síntese geral da proposta desenvolvida, os principais objetivos da pesquisa e a estruturação do trabalho;

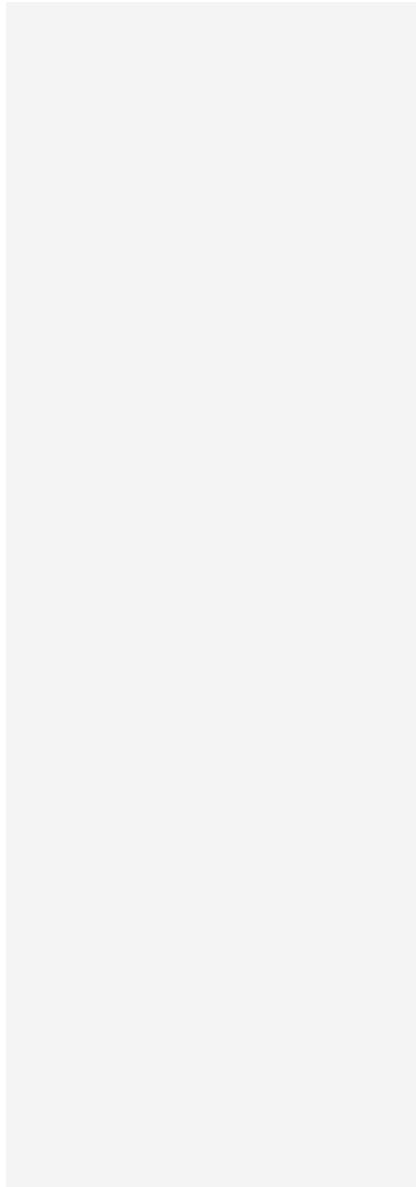
O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica do tema geral, sendo abordados os princípios gerais de projeto de barragens de terra e enrocamento, os aspectos básicos dos mecanismos de percolação através

do solo e os métodos disponíveis para determinação de um coeficiente de segurança contra a ruptura de taludes de barragens;

O Capítulo 3 apresenta o estudo de caso da PCH Xavantina, descrevendo as principais características do projeto, o resultado das investigações geotécnicas, dos ensaios e os principais aspectos construtivos da barragem. Além disso, neste capítulo é apresentado o dimensionamento das transições para prevenção contra o pipping utilizando os critérios de filtro de Terzaghi;

No Capítulo 4 são efetuadas as simulações numéricas de percolação da água através da barragem e fundação e as análises da estabilidade do maciço com apresentação das superfícies críticas de ruptura dos taludes e os correspondentes fatores de segurança envolvidos para cada condição de carregamento.

Finalmente no Capítulo 5, são apresentadas e sistematizadas as principais conclusões deste estudo.



2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Barragens de Terra e Enrocamento

A barragem é a estrutura que tem a função de represar a água, visando, com a elevação do nível d'água do rio, possibilitar a alimentação da tomada d'água. No caso de locais de baixa queda, a barragem tem também a função de criar o desnível necessário à produção da energia desejada. (ELETROBRÁS, 2000)

As barragens de terra são construções de longa data. Um dos registros mais antigos é o de uma barragem de 12 m de altura, construída no Egito, há aproximadamente 6.800 anos, que rompeu por transbordamento. As barragens de terra eram homogêneas, com material transportado manualmente e compactado por pisoteamento, por animais ou homens (MASSAD, 2003).

O uso de enrocamento na construção de barragens iniciou-se provavelmente com os mineiros da Califórnia, na década de 1850, pois havia carência de material terroso. Os blocos de rocha eram simplesmente empilhados, sem nenhuma compactação. Em consequência, muitas barragens sofreram recalques bruscos quando do primeiro enchimento, pois diante da saturação, ocorria um “amolecimento” da rocha nos pontos de contato entre pedras, donde a “quebra das pontas” e os recalques. Hoje os aterros de enrocamento são construídos com rolos compactadores vibratórios, obtendo-se um entrosamento maior entre pedras (MASSAD, 2003).

A compactação mecânica só foi introduzida em meados do século XIX para o início do século XX, portanto, muito antes da Mecânica dos Solos se estabelecer em bases científicas. Segundo Vargas (1977), as primeiras barragens de terra brasileiras foram construídas no Nordeste, no início do século XX, dentro do plano de obras de combate à seca, e foram projetadas em bases empíricas. Somente em 1947, com a barragem do Vigário, atual barragem Terzaghi, localizada no Estado do Rio de Janeiro, é que se inaugurou o uso da moderna técnica de projeto e construção de barragem de terra no Brasil. Foi também um marco, em outro sentido, pois, pela primeira vez, Terzaghi empregou o filtro vertical ou chaminé como elemento de drenagem interna de barragem de terra.

A prática atual em projetos de aproveitamentos hidrelétricos tem adotado, preferencialmente, os seguintes tipos de barragem (ELETROBRÁS, 2000):

- Barragem de terra, em seção homogênea em solo;
- Barragem de enrocamento;
- Barragem de concreto, convencional ou compactado a rolo (CCR), em seção tipo gravidade.

O tipo de barragem, de terra, enrocamento ou de concreto, da mesma forma, varia em função dos aspectos topográficos, geológicos e geotécnicos.

Por exemplo, nos vales muito encaixados, em “V”, devem ser utilizadas barragens de concreto. Em planícies amplas, com relevo suavemente ondulado, são utilizadas barragens de terra, mistas ou de enrocamento, em função da disponibilidade de materiais de construção e das condições de fundação em cada local.

Nos locais onde o capeamento de solo é espesso, as barragens são de terra, normalmente com seção homogênea. Se o capeamento é pouco espesso, pode-se utilizar uma barragem com seção mista ou de enrocamento, em função do balanceamento de materiais - disponibilidade de rocha seja das escavações obrigatórias ou de pedreiras.

De acordo com Mello (1975), uma barragem deve ser vista como uma unidade ou **um todo orgânico no espaço**, compreendendo: a) a bacia da represa; b) os aterros de fundação, que são como prolongamento da barragem em superfície; c) as estruturas anexas ou auxiliares (vertedouros, descarregadores de fundo, tomadas d'água, galerias, túneis, casas de força, etc.); d) os instrumentos de auscultação (piezômetros, medidores de recalques, etc.), importantes para a observação do comportamento da obra, e e) as instalações de comunicação e manutenção. Existe também um **outro todo no tempo** ou nas atividades que, apesar de subsequentes no tempo, devem ser encaradas como inseparáveis ou, no mínimo, interdependentes: o projeto; a construção; o primeiro enchimento, que é o primeiro teste severo a que se submete uma barragem; e as vistorias periódicas da barragem em operação, para garantir a sua segurança em longo prazo.

2.1.1 Barragem de terra

Como descrito anteriormente esse tipo de barragem é apropriado para locais onde a topografia se apresente suavemente ondulada, nos vales pouco encaixados, e onde existam áreas de empréstimo de materiais argilosos/arenosos suficientes para a construção do maciço compactado.

Neste sentido a Eletrobrás (2003) destaca que, no projeto, deve ser analisado o balanceamento de materiais, no que diz respeito à utilização dos materiais terrosos provenientes das escavações exigidas para a execução da obra, como, por exemplo, as do canal de adução, se houver, e das fundações das estruturas de concreto.

Um local considerado adequado para implantação de uma barragem de terra, além dos aspectos anteriormente citados, deverá possuir as seguintes características:

- Áreas de empréstimo e pedreiras localizadas em cotas superiores às da barragem, visando facilitar o transporte de materiais;
- As fundações devem ter resistência e estanqueidade suficientes, de acordo com as recomendações para Preparo e Tratamento das Fundações apresentadas, mais adiante, neste capítulo;
- O eixo deve ser posicionado no local mais estreito do rio, visando-se reduzir o volume da barragem;
- As margens do reservatório devem ser estáveis, visando-se minimizar escorregamentos.

A correta utilização das condições topográficas na definição do posicionamento do vertedouro é importante. Essa estrutura, quando situada fora do corpo da barragem, como, por exemplo, nas ombreiras, facilita as condições de contorno do escoamento de aproximação, o que é desejável. Correntes com alta velocidade junto ao talude da barragem no contato com o vertedouro devem ser evitadas.

Como citado anteriormente, o tipo de barragem é escolhido em função das características topográficas e geológico-geotécnicas do sítio, considerando-se, ainda, a disponibilidade de materiais naturais de construção e o processo construtivo a ser utilizado.

O regime hidrológico da região, períodos chuvosos e secos, a intensidade das chuvas, etc. são aspectos que devem ser bem caracterizados. Em regiões com alto índice de pluviosidade, a baixa produtividade dos trabalhos de compactação afeta os prazos e custos do empreendimento.

Em função desses aspectos, tem-se utilizado barragens com seções homogêneas em solo e de enrocamento, cujos detalhes típicos são apresentados no próximo item 2.1.2. Caso o balanceamento de materiais mostre que existe volume de rocha excedente, a seção da barragem deve ser mista (terra-enrocamento), uma vez que, certamente, significará economia para o empreendimento.

Uma seção típica de uma barragem de Terra homogênea é apresentada na figura 2.1

2.1.2 Barragem de enrocamento

Também chamadas de barragem de terra-enrocamento esse tipo de barragem, com espaldares de rocha e núcleo impermeável, é apropriado para os vales medianamente encaixados em regiões rochosas, nas quais o capeamento de solo muitas vezes não existe ou é pouco espesso, onde existam condições adequadas de fundações e pedreiras facilmente exploráveis a custo competitivo e/ou excesso de escavações obrigatórias em rocha. A inexistência de áreas de empréstimo de solos argilosos torna antieconômica a adoção de barragem de terra nesses locais.

Segundo Eletrobrás (2000) um local considerado adequado para a implantação de uma barragem de enrocamento deverá possuir as seguintes características:

- Disponibilidade de material rochoso em quantidade suficiente. Normalmente é necessário desmontar 100 m^3 de rocha para cada 130 m^3 lançado no corpo da barragem. As pedreiras devem estar localizadas preferencialmente em cotas superiores às da área de construção da barragem, visando facilitar o transporte de materiais;
- Possibilidade de utilização direta do material, sejam os mesmos provenientes da escavação das fundações das outras estruturas ou das pedreiras;
- A largura do vale, na cota da crista da barragem, deve ser a mais estreita no trecho aproveitável do rio, visando-se reduzir o volume da barragem;
- As fundações e as ombreiras devem ser resistentes e estanques;
- Facilidade de construção e de acessos.

O talude a jusante do núcleo impermeável da barragem de enrocamento convencional deverá ser protegido, visando evitar a fuga do material impermeável através dos vazios dos materiais granulares do espaldar de jusante.

A execução da proteção deverá ser realizada concomitantemente ao alteamento da zona impermeável.

Uma seção típica de uma barragem de Enrocamento é apresentada na figura 2.2

2.1.3 Dimensões Básicas

Através de estudos de estabilidade e por retro análise diversos autores recomendam dimensões básicas que devem ser observadas quando do dimensionamento geométrico para o projeto de uma barragem de terra e enrocamento. A Eletrobrás em Critérios de Projeto Civil para Usinas Hidrelétricas (2003) e Diretrizes para Estudos de Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas (2000), recomenda resumidamente as seguintes dimensões:

- Largura da Crista (a)

Para todos os tipos de barragem de terra, a largura mínima da crista deverá ser de 3,0 m. Se a barragem for utilizada como estrada, a largura mínima será de 6,0 m.

- Cota da Crista

A cota da crista da barragem é fixada considerando-se uma folga, denominada “borda livre”, acima da elevação do NA máximo normal de operação do reservatório, o qual corresponde ao nível que ocorrerá por ocasião da passagem da descarga de projeto pelo vertedouro.

A borda livre é função da profundidade da água junto à barragem, da extensão (L) da superfície do reservatório (“*fetch*”), medida perpendicularmente ao eixo da barragem, e do vento que sopra sobre a superfície da água.

A borda livre deve ser estimada utilizando-se os critérios do USBR (Saville / Bertram).

- Inclinação dos Taludes

A inclinação dos taludes da barragem é caracterizada pelo coeficiente de inclinação “m”, que indica quantas vezes a projeção horizontal é maior que a projeção vertical. Esse coeficiente depende do tipo de barragem, do material empregado, da altura da barragem e do material da fundação. A tabela 2.1 apresenta os valores usuais para os casos nos quais o material de fundação não condiciona a estabilidade do talude (as fundações são mais resistentes que os maciços compactados das barragens).

ELETOBRÁS (2003) ainda recomenda que para barragens com alturas maiores que 10 m podem ser utilizados os mesmos coeficientes (inclinações), porém a estabilidade dos taludes deverá ser verificada para os casos correntes de carregamento (“Final de Construção”, “Operação Normal” e “Esvaziamento Rápido”).

Ainda em função da altura da barragem, e dependendo de cada caso, esses cálculos poderão ser realizados de forma simplificada, utilizando-se os tradicionais Ábacos de Estabilidade de Talude de Morgestern e Price, encontrados em diversos livros de Mecânica dos Solos.

- Largura da Base da Barragem (b)

A largura da base (b) é calculada em função da geometria da barragem, utilizando-se a fórmula:

$$b = a + (m_1 + m_2) H \quad (1)$$

Onde:

a = largura da crista da barragem (m);

m₁ = inclinação do talude de montante;

m₂ = inclinação do talude de jusante;

H = altura da barragem (m).

Tabela 2.1 – Inclinação recomendada para taludes (Eletrobrás, 2000)

Material do Corpo da Barragem	Talude	Altura da Barragem - H (m) (**)	
		H ≤ 5,00	5,00 < H ≤ 10,00
SOLOS ARGILOSOS	Montante (m ₁)	2,00	2,75
	Jusante (m ₂)	1,75	2,25
SOLOS ARENOSOS	Montante (m ₁)	2,25	3,00
	Jusante (m ₂)	2,00	2,25
AREIAS E CASCALHOS	Montante (m ₁)	2,75	3,00
	Jusante (m ₂)	2,25	2,50
PEDRAS DE MÃO (Barragens de enrocamento)	Montante (m ₁)	1,35	1,50
	Jusante (m ₂)	1,30	1,40

(*) Valores usuais considerando-se que o material de fundação não condiciona a estabilidade do talude (casos nos quais as fundações são mais resistentes que os maciços compactados das barragens).

(**) Para barragens com altura > 10 m podem ser usadas as mesmas inclinações dos taludes para as barragens de terra, desde que a estabilidade da barragem seja verificada, como citado anteriormente. Para as barragens de enrocamento convencionais (como apresentado mais adiante) os taludes devem ter, no mínimo, uma inclinação de 1(V) : 1,65 (H).

A seção típica recomendada para as barragens de terra é apresentada na Figura 2.1 a seguir.

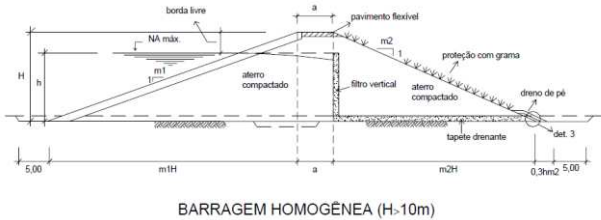


Figura 2.1 – Seção típica barragem homogênea (Eletrobrás, 2000)
A seção típica recomendada para as barragens de enrocamento convencional é apresentada na Figura 2.2 a seguir.

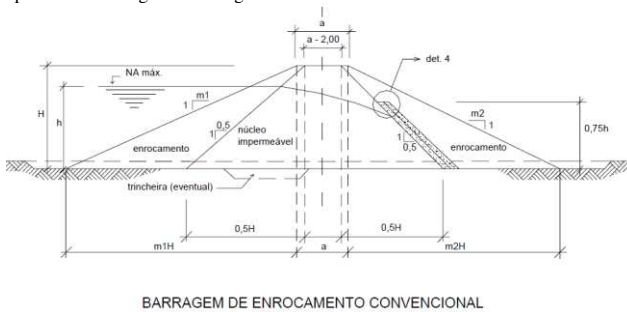


Figura 2.2 – Seção típica barragem de enrocamento (Eletrobrás, 2000)

É possível encontrar outros autores especialistas em barragens que também escrevem a respeito e recomendam inclinações de taludes preliminares que devem ser confirmados através de análises de permeabilidade. Cruz (2004) indica as seguintes inclinações:

Tipo de material	Montante *	Jusante
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)	
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)	

* - No caso de barragens com pequena oscilação de NA os taludes de montante podem ser os mesmos de jusante.

** - Os taludes mais íngremes referem-se a rochas sãs, e desde que a largura da base do enrocamento seja no mínimo igual à altura da barragem.

Figura 2.3- Inclinações preliminares de taludes (Cruz, 2004)

2.2 Fluxo em Barragens

A compreensão adequada dos mecanismos de fluxo em meios porosos contínuos representa um dos campos mais apaixonantes e inesgotáveis da Geotecnia (CRUZ, 2004).

Segundo Massad (2003), para que ocorra movimento de água entre dois pontos (A e B) de um meio poroso, é necessário que haja, entre eles, uma diferença de carga total ($\Delta H = H_A - H_B$). De acordo com a equação de Bernoulli, a carga total em um ponto na água em movimento pode ser dada pela soma das cargas piezométrica, cinética e altimétrica, ou:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (2)$$

Em que:

h=carga total;

u = poro-pressão;

v = velocidade;

g = aceleração da gravidade;

γ_w = peso específico da água.

Nos problemas de percolação de água pelos solos a água, a carga cinética é totalmente desprezível, pois as velocidades são muito baixas. De fato as velocidades dificilmente atingem valores de 10-2 m/s e o que resultaria em uma carga cinética de 0,00001m, valor desprezível, sendo assim, no estudo da percolação dos solos a equação básica é: Carga Total = Carga Altimétrica + Carga Piezométrica, ou:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (3)$$

Sendo que a carga Altimétrica é simplesmente a diferença de cota entre o ponto considerado e uma cota de referência e carga piezométrica é a pressão neutra no ponto, expressa em altura de coluna d'água.

Em 1856, Darcy propôs a seguinte relação, com base no seu clássico experimento com permeâmetro:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (4)$$

Em que:

Q= vazão da água;

i = gradiente hidráulico;

A = área da seção transversal do permeâmetro;

k= coeficiente de permeabilidade do solo.

O gradiente hidráulico nada mais é que a perda de carga total por unidade de comprimento, e o coeficiente de permeabilidade do solo mede a resistência do material ao fluxo da água e varia numa faixa muito ampla.

2.2.1 Coeficiente de Permeabilidade (k)

O coeficiente de permeabilidade (k) dos materiais ou ainda condutividade hidráulica é expressa cm/s ou m/s no SI e segundo Das (2007) depende de vários fatores: distribuição e tamanho dos poros, distribuição granulométrica, índice de vazios, rugosidade das partículas minerais e grau de saturação do solo. Massad (2003) simplificadamente resume que o coeficiente de permeabilidade mede a resistência “vscosa” que o solo impõe ao fluxo da água.

Souza Pinto (2006) afirma que os coeficientes de permeabilidade são tão menores quanto menores os vazios nos solos e, conseqüentemente, quanto menores as partículas. Alguns valores típicos são apresentados na tabela 2.2

argilas	< 10 ⁻⁹ m/s
siltos	10 ⁻⁸ a 10 ⁻⁶ m/s
arelas argilosas	10 ⁻⁷ m/s
arelas finas	10 ⁻⁵ m/s
arelas médias	10 ⁻⁴ m/s
arelas grossas	10 ⁻³ m/s

Tabela 2.2 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (SOUZA PINTO, 2006)

2.2.2 Fluxo Bidimensional

Quando o fluxo de água ocorre sempre na mesma direção, como no caso dos permeâmetros diz-se que o fluxo é unidimensional, nestes casos pode ser feita aplicação direta da Lei de Darcy, porém no caso de barragens e na maioria dos casos de engenharia a água não percola através do solo em apenas uma direção, nem é uniforme ao longo de toda a área perpendicular ao fluxo.

Nestas situações a percolação da água pode ser calculada por meio da utilização de gráficos denominados *redes de fluxo* (figura 2.4), cujo conceito tem como base a *equação da continuidade de Laplace* (equação 5), que define a condição de percolação em regime permanente (DAS, 2007)

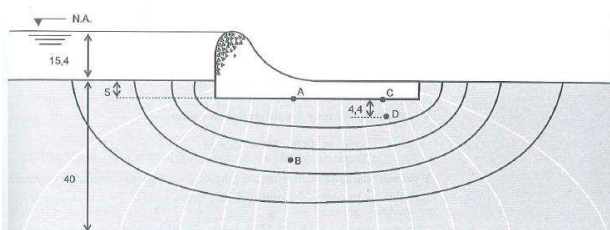


Figura 2.4 – Rede de fluxo pelas fundações de uma barragem de concreto (SOUSA PINTO, 2006)

O trajeto que a água segue através de um meio saturado é designado Linha de Fluxo; pelo fato de o regime ser laminar, as linhas não se cruzam, a conclusão é constatada experimentalmente através de injeção de tinta em modelos de areia.

Por, outro lado como há uma perda de carga no percurso, haverá pontos em que uma determinada fração de carga total já terá sido consumida. O lugar geométrico dos pontos com igual carga total é uma equipotencial, ou linha equipotencial (MASSAD, 2003)

A equação de Laplace citada anteriormente é escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (5)$$

Onde: u e v são as velocidade de fluxo nas direções x e y , respectivamente de acordo com a lei de Darcy, tem-se:

$$u = -k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \text{ e } v = -k_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \quad (6)$$

O sinal negativo se justifica pelo fato da carga h descer no sentido do fluxo.

Substituindo-se as equações (7) em (6) e considerando $k_x = k_y = \text{constante}$ (solo homogêneo e isotrópico), temos:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (7)$$

que é a Equação de Laplace para duas dimensões.

Portanto o fluxo bidimensional pode ser estudado através de cinco métodos, (SOUZA PINTO, 2006; MASSAD, 2003):

Método Gráfico: isto é traçado da rede de fluxo, tal como apresentado na figura 2.4. A construção gráfica é feita por tentativas, a partir da definição das linhas de contorno. Naturalmente o traçado das redes requer experiência. Além disso, outro complicador é o fato de que em alguns casos, inclusive barragens de terra, a fronteira superior do fluxo não é previamente conhecida o que dificulta o traçado que neste caso inclui a obtenção desta linha.

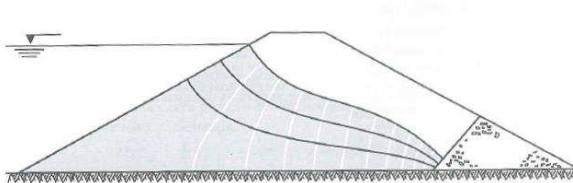


Figura 2.5 – Rede de fluxo pelo interior de barragens de terra (SOUZA PINTO, 2006)

Modelos Físicos: é possível gerar um modelo reduzido, por exemplo, utilizando areia em uma caixa de madeira com uma face de vidro e impondo um fluxo de água com corantes, que cuja trajetória produzirá linhas de fluxo na areia. Logicamente é um processo caro e demorado que só se justifica do ponto de vista didático.



Figura 2.6 – Modelo reduzido (fonte: MARQUES E UNAS, 2010)

Métodos Analíticos: soluções analíticas da equação de Laplace são restritas a alguns casos de geometria bem simples e, mesmo assim, as funções matemáticas usadas são muito complexas.

A solução analítica consiste na definição de uma função $f(x + iy) = \phi + i\psi$ tal que, ϕ e ψ satisfaçam as condições de contorno.

Métodos Analógicos: Podem-se aplicar analogias com outros problemas físicos semelhantes. A dissipação de calor ou de potencial elétrico são problemas semelhantes ao da percolação; ambos podem ser expressos pela equação de Laplace. A analogia elétrica é a mais empregada. Nela, a voltagem corresponde à carga total, a condutibilidade à permeabilidade e a corrente à velocidade.

A utilização deste método foi verificada por diversos autores, dentre eles Marques & Unas (2010) que relataram resultados satisfatórios.

Métodos Numéricos: Dada a dificuldade de se obter soluções analíticas para resolver o problema de fluxo em meios porosos, levou-se à utilização de soluções numéricas da equação de Laplace como o **Método das Diferenças Finitas (MDF) ou pelo Método dos Elementos Finitos (MEF)**. Quando se dispõe de ferramenta computacional eficiente, a resolução por métodos numéricos fornecem

soluções mais rápidas e com um bom nível de aproximação para problemas geotécnicos, quando bem formuladas as condições de contorno e bem definidos os parâmetros envolvidos.

O Método das Diferenças Finitas (MDF) essencialmente consiste na substituição da equação de Laplace por uma equação de diferenças finitas, substituição feita com o auxílio da fórmula de Taylor. A equação de diferenças finitas de primeira ordem é: $h_1 + h_2 + h_3 + h_4 - 4 \cdot h_0 = 0$ que é aplicada aos nós de malha quadrada. Uma vez feita a divisão do meio contínuo, em malhas, escreve-se as equações lineares para cada nó e trata-se de obter a sua solução, por meio da computação eletrônica.

O método dos Elementos Finitos é o método que será utilizado no estudo de caso deste trabalho para resolver o problema da percolação na barragem estudada. Portanto, será descrito no item a seguir de forma mais detalhada.

2.2.3 O Método dos Elementos Finitos (MEF)

O problema da percolação da água em meios porosos saturados, em regime permanente, é um problema de extremos, e este método se aplica a qualquer problema de extremos. Através do cálculo variacional, é possível construir uma função cujo mínimo, dentro da região ocupada pelo meio, é a solução procurada. Uma dedução desta função, a função da Dissipação, pode ser encontrada no livro de Zienkiewicz (1977).

Segundo Massad (2003), o MEF consiste, em sua primeira etapa, na substituição do meio contínuo por elementos discretos, de tal forma que elementos adjacentes tenham alguns pontos em comum (nós externos); os elementos também podem ter também nós internos. Aos nós estão associados potenciais que passam a ser as incógnitas procuradas.

A discretização é completada admitindo-se que o potencial de um ponto qualquer do elemento é uma função das suas coordenadas; em geral, a função é um polinômio, que deve satisfazer algumas condições, como ser completo, para não haver direções preferenciais de fluxo, e permitir a compatibilidade dos valores potenciais relativos aos nós comuns a vários elementos. O mais simples dos elementos é o triangular, com os três nós coincidindo com os três vértices do triângulo; a ele está associado um polinômio do primeiro grau. Uma vez realizada a discretização, passa-se para a segunda etapa do método, que é a

minimização da Função de Dissipação, dentro da região ocupada pelo meio. Com isso chega-se a um sistema de equações lineares, em que as incógnitas são os potenciais nos nós, cuja solução deve ser obtida por meio de softwares computacionais levando-se em conta as condições de contorno.

No item 4 será apresentado o modelo em elementos finitos que foi utilizado neste trabalho bem como o funcionamento do software *Seep/W* que será utilizado para as análises de percolação na barragem estudada.

2.3 Estabilidade de Taludes em Barragens

Segundo Cruz (2004) muitos são os obstáculos que um engenheiro encontra quando procura analisar a estabilidade de um talude natural ou compactado. Três das principais dificuldades referem-se a:

- selecionar os parâmetros de cálculo;
- prever as condições do fluxo de água e as pressões piezométricas resultantes;
- antecipar as formas mais prováveis de ruptura, as superfícies potenciais a elas associadas e os mecanismos de ruptura envolvidos.

Mecanismos de ruptura são aqueles que levam a um aumento dos esforços atuantes ou a uma diminuição da resistência do material que compõe o talude ou do maciço como um todo. O material que compõe um talude tem a tendência natural de escorregar sob a influência da força da gravidade, entre outras, que são suportadas pela resistência ao cisalhamento do próprio material.

Mohr (1900) apresentou a teoria para ruptura em materiais, em que afirmava que um material se rompe por causa da combinação da tensão normal e de cisalhamento e não da máxima tensão normal ou da de cisalhamento isoladas. Portanto a relação funcional entre tensão normal e a tensão de cisalhamento em um plano de ruptura pode ser expressa da seguinte forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (8)$$

Neste caso a envoltória de ruptura definida pela eq. (9) é uma linha curva. Para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal (Coulomb, 1776). Essa função linear pode ser escrita como

$$\tau_f = c + \sigma \, tg\phi \quad (9)$$

Onde:

c =coesão

ϕ =ângulo de atrito interno

σ = tensão normal no plano de ruptura

τ_f = resistência ao cisalhamento

A equação precedente é chamada de *Critério de Mohr-Coulomb*.

Em um solo saturado, a tensão normal total em um ponto é a soma da tensão efetiva (σ') e a poropressão (u) ou

$$\sigma = \sigma' + u \quad (10)$$

A tensão efetiva σ' é suportada pelos sólidos do solo. O critério de ruptura Mohr-Coulomb, expresso em termos de tensão efetiva, será o seguinte:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (11)$$

Onde c' =coesão e ϕ' =ângulo de atrito, com base na tensão efetiva.

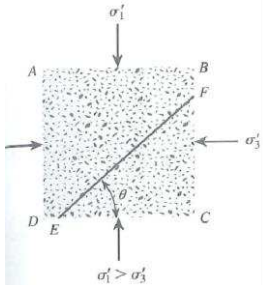


Figura 2.7 – Inclinação do plano de ruptura do solo em relação ao plano principal maior (Das, 2007)

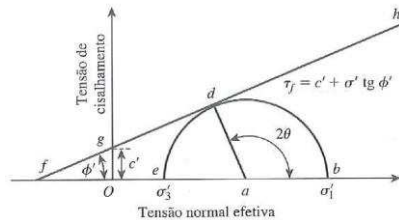


Figura 2.8 – Círculo de Mohr e envoltória de ruptura (Das, 2007)

Algumas das causas da instabilidade em taludes, ou seja, do aumento das tensões atuantes ou da diminuição das tensões resistentes, enumerados por Terzaghi (1952) podem ser:

Causas externas: ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço resultando num acréscimo de tensões cisalhantes que igualando ou superando a resistência ao cisalhamento, levam a ruptura, podem ocorrer devido a:

- i. Mudança da geometria do talude (inclinação e/ou altura);
- ii. Aumento da carga atuante (por sobrecargas na superfície, por exemplo);
- iii. Atividades sísmicas;
- iv. Cortes no pé do talude, etc.

Causas internas: ações internas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento, sem alterar visualmente a geometria do maciço. Podem ser devido a:

- i. Intemperismo/decomposição;
- ii. Erosão interna;
- iii. Aumento da poro-pressão;
- iv. Decréscimo da coesão;

Causas Intermediárias: ações que podem ocorrer no maciço ou fundação devido à elevação do lençol freático ou do Nível d'água do reservatório no caso de barragens.

A análise de estabilidade envolve um conjunto de procedimentos visando a determinação de um índice de grandeza que permita quantificar quão próximo da ruptura um determinado talude se encontra, para um determinado conjunto de condicionantes (pressões neutras, sobrecarga, geometria, etc).

Para realizar esta análise e estabilidade existem três categorias de métodos

- Métodos observacionais: baseados na experiência acumulada com a análise estatística de rupturas anteriores (retro análise, ábacos de projeto, opinião de especialistas, etc.)
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas;
- Métodos analíticos: baseiam-se nos modelos matemáticos de tensão e deformação e na teoria de equilíbrio limite que será vista a seguir.

De acordo com Calle (2000), o método analítico tem a vantagem de quantificar o grau de segurança, não sendo possível tal quantificação com outros tipos de métodos.

2.3.1 Os métodos de equilíbrio limite

Segundo Massad (2003) os métodos analíticos para análise de estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se nas seguintes hipóteses:

- a) **o solo comporta-se como material rígido-plástico**, isto é, rompe-se bruscamente sem se deformar, e está na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação geral de “**métodos de equilíbrio limite**”
- b) **as equações de equilíbrio estático são válidas** até a iminência da ruptura, quando na realidade o processo é dinâmico;
- c) **o coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura**, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.
- d) **Respeita a equação de Coulomb ao longo da linha de deslizamento.**

A partir de 1916, motivados pelo escorregamento que ocorreu no cais de Stigberg, em Gotemburgo, os suecos desenvolveram os métodos de análise hoje em uso, baseados no conceito de “equilíbrio limite” tal como definido acima. Constataram que as linhas de ruptura eram aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorria de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmentava em fatias ou lamelas, com faces verticais. O conceito de “círculo de atrito” e a divisão da massa de solo em “lamelas” (ou fatias) já eram praticadas naquele tempo. Na década de 1930 Fellenius estendeu a análise para levar em conta também a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, além de considerar casos de solo estratificado.

Partindo-se do conhecimento das forças atuantes, são determinadas as tensões de cisalhamento induzidas, através das equações de equilíbrio; a análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão.

Segundo Cruz (1996) as forças atuantes na cunha de solo são:

- peso próprio da cunha P (ação da gravidade)
- pressões neutras distribuídas ao longo da superfície de escorregamento, desenvolvidas durante o próprio processo construtivo (aterros compactados) e/ou resultantes de um

regime de percolação de água qualquer. A resultante dessas forças é U .

- uma pressão normal efetiva σ' distribuída ao longo da superfície de escorregamento;
- tensões de cisalhamento distribuídas também ao longo da superfície de escorregamento

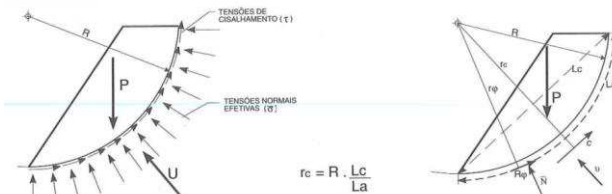


Figura 2.9 – Forças atuantes numa superfície cilíndrica (WHITMAN, 1963)

A partir dessas últimas hipóteses, as tensões distribuídas ao longo da superfície de escorregamento podem ser substituídas pelas três resultantes:

- Resultante da coesão c . A linha de ação de c é conhecida;
- Resultante das pressões normais efetivas N' . Tanto a grandeza como a linha de ação de N' , são desconhecidas, embora N' tenha de ser, por definição, normal a superfície de escorregamento;
- Resultante do atrito R_ϕ que deve ser normal a N' , e $R_\phi = N' \tan \phi$. No entanto R_ϕ é desconhecida.

Portanto vê-se que há quatro incógnitas: F_s (o Fator de segurança envolvido), a grandeza de N' , a direção de N' e R_ϕ . Logo só existem três equações de equilíbrio estático, o problema é indeterminado.

Sendo fator de segurança o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao cisalhamento disponível do material ($c + \sigma \tan \phi$), a resistência ao cisalhamento mobilizado para garantir o equilíbrio do corpo deslizando sob o efeito dos esforços atuantes (BUENO; VILAR, 1985). Simplificadamente pode ser definido como a razão entre esforços estabilizantes (resistentes e esforços instabilizantes (atuantes) (VANMARCKE, 2011)

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (11)$$

Quando, no procedimento de cálculo a superfície é dividida em lamelas ou fatias, tem-se a condição da figura XX, que mostra as forças atuantes numa lamela. Se o número de lamelas for igual a n , as incógnitas serão em número de $6n-2$, assim distribuídas:

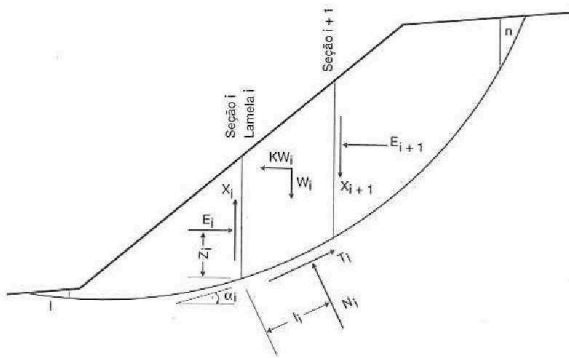


Figura 2.10 – Forças atuantes em uma fatia vertical (Sarma, 1979)

Sendo:

- n número de forças efetivas N' (ou de forças normais totais N);
- n número de forças de cisalhamento T ;
- $(n-1)$ número de forças entre lamelas (*body forces*) expressas em pressões efetivas E' ou pressões totais E ;
- $(n-1)$ número de forças entre lamelas (*body forces*)
- $(n-1)$ número de pontos de aplicação da força E' (ou E) dado por Z ;
- n número de pontos de aplicação da força N' (ou N) dado por l ;
- 1 número do coeficiente de segurança F_s

Assim, tem-se:

$$6n - 3 + 1 = 6n - 2 \text{ incógnitas} \quad (12)$$

Para que haja equilíbrio, cada lamela deve satisfazer às três equações:

- Momentos = 0;

- Forças verticais = 0;
- Forças horizontais = 0.

Dispõe-se, portanto de, $4n$ equações. Comparando com o número de incógnitas conclui-se que é necessário formular $2n-1$ hipóteses independentes para resolver o problema.

Segundo Massad (2003) para levantar essa indeterminação, são adotadas alguma hipóteses que simplificam o esquema das forças associadas às lamelas. Como existem muitas maneiras de se levantar esta indeterminação, é grande a quantidade de métodos atualmente em uso.

As tabelas 2.3 e 2.4 a seguir apresentam os métodos para cálculo de estabilidade por equilíbrio limite mais utilizados atualmente e suas principais características.

Tabela 2.3 – Características dos métodos das fatias não rigorosos (DE CAMPOS, 1985)

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Fellenius (1927) - Fatias	Não considera forças entre fatias	(Circular)
Bishop Simplificado (1955) – Fatias	Resultante das forças entre fatias é horizontal	(Circular) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e $(n-1)$ sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. F_s é determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Jambu Simplificado (1968) – Fatias	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator f_0 é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais.	(Qualquer) – Valores de f_0 sugeridos para condições de solos homogêneos. F_s é determinado a partir do equilíbrio de forças.
Jambu Generalizado (1968) – Fatias	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. F_s determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.

Tabela 2.4 - Características dos métodos das fatias rigorosos (DE CAMPOS, 1985)

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Morgenstern-Price (1965) - Fatias	Direção das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal
Spencer (1967) - Fatias	Resultante das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	(Qualquer) – método semelhante ao de Morgenstern-Price com $f(x)=1$
Sarma (1973) - Fatias	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em uma função arbitrária. A porcentagem da função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ introduzida.
Sarma 1979 - Cunhas	Assume que a resistência ao cisalhamento é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces faz cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.	(Qualquer) – (n-1) hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais ou das forças tangenciais entre cunhas e (n-1) sobre o valor relativo das forças entre cunhas. Solução obtida na forma de um fator de aceleração crítico K_c .

De acordo com GEO-SLOPE (2008) estes métodos são bastante similares, as diferenças entre eles dependem de: quais as equações estáticas são consideradas e satisfeitas; quais as forças entre fatias são incluídas e qual a relação considerada entre as forças cisalhante e normal entre as fatias.

Na análise numérica computacional deste trabalho (item 4) será utilizado o método de Bishop e o método de Morgenstern-Price que como foi visto, é um dos métodos mais rigorosos para este tipo de análise e conta com equilíbrio de forças e momentos.

3. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM PCH XAVANTINA

3.1 Aspectos Gerais do Projeto

A PCH Xavantina é uma Pequena Central Hidrelétrica, localizada no Rio Irani, entre os municípios de Xanxerê e Xavantina, na região oeste de Santa Catarina. A PCH Xavantina tem potência instalada de 6,05 MW, distribuídos em duas unidades geradoras do tipo Kaplan com gerador a montante. O arranjo geral conta com barragem de terra e enrocamento, vertedouro de soleira livre, tomada d'água, condutos forçados e casa de força.

A figura 3.1 apresenta uma imagem aérea do empreendimento em construção.



Figura 3.1 – Imagem aérea da usina

- ARRANJO GERAL DO EMPREENDIMENTO

O arranjo geral do empreendimento conta com desvio do rio escavado em rocha na margem direita, barragem de terra e enrocamento no leito do rio e ombreira esquerda, vertedouro de soleira livre, tomada d'água escavada em rocha, condutos forçados e casa de força.

Segundo Eletrobrás (2003) este tipo de arranjo é ideal para Locais sem Queda Natural Localizada. Nesses locais, o desnível é criado pela própria barragem, tem-se, normalmente, um arranjo compacto com as estruturas alinhadas e com a casa de força localizada no pé da barragem.

A adução é feita através de uma estrutura de tomada d'água, convencional entre o vertedouro a barragem, interligada à casa de força através de dois condutos forçados.

A casa de força encontra-se no pé da barragem e é equipada com duas turbinas tipo Kaplan de eixo horizontal com capacidade instalada de 3MW cada.

As figuras 3.2 e 3.3 apresentam o arranjo geral do empreendimento

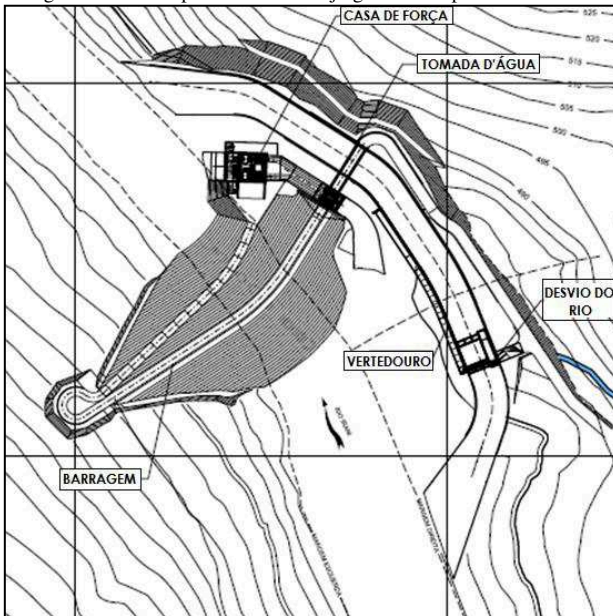


Figura 3.2 - Arranjo geral da PCH

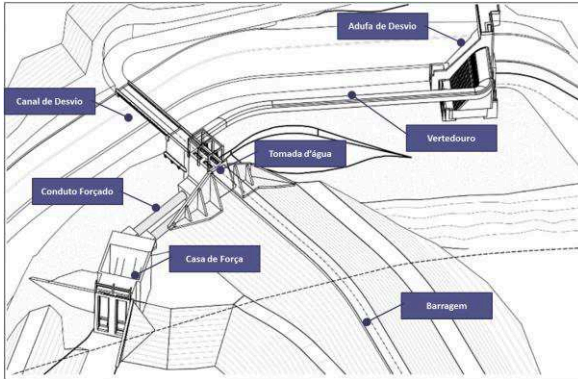


Figura 3.3 – Principais estruturas

Tabela 3.1 – Principais dados do projeto

Parâmetro	Valor
Nível d'água máximo maximorum de montante(m)	466,37
Nível d'água máximo normal de montante(m)	462,37
Nível d'água máximo normal de jusante (m)	442,38
Queda bruta (m)	19,99
Queda de Referência (m)	19,18
Área do reservatório no NA max normal (km ²)	0,319
Potência instalada (MW)	6,00
Energia média (MW médios)	3,55
Número de unidades geradoras	2
Vazão MLT (m ³ /s)	28,4
Vazão turbinada (m ³ /s)	36,13
Vazão de Projeto do Vertedouro (m ³ /s) - Q _{1.000 anos}	1.789
Vazão Decamilenar (m ³ /s) - Q _{10.000 anos}	2.267
Vazão de Q _{100 anos} (m ³ /s)	1.310
Vazão de desvio do rio (m ³ /s) – Q _{2 anos}	431

- LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

A PCH Xavantina está localizada no rio Irani na Bacia 7 – Bacia do Rio Uruguai Sub-Bacia 73 – rio Irani. A tomada d'água situa-se na margem direita do rio Irani em seu km 73,4, contado para montante a partir da foz no rio Uruguai.

A PCH Xavantina localiza-se na divisa dos municípios de Xanxerê e Xavantina, podendo ser acessada da sede de ambos os municípios pela SC-466 e posteriormente por estradas vicinais em condições (Figura 3.4). A figura 3.5 apresenta a localização do empreendimento em relação ao rio Irani



Figura 3.4 - mapa de localização da PCH Xavantina

[B1] Comentário: As legendas das ilustrações e tabelas devem ter fonte 9,5.



Figura 3.5 - localização da barragem em relação ao rio Irani

3.2 Aspectos geológico-geotécnicos

A área encontra-se inserida sobre os derrames basálticos da Formação Serra Geral, mais precisamente sobre a Unidade Alto Uruguai. A litologia predominante no local é o basalto maciço, nas cotas superiores à 460,00m, sendo que nesta cota ocorre o contato entre dois derrames basáltico, com brecha basáltica e basalto avermelhado com estruturas vesiculares e amigdaloidais ocorrendo abaixo dessa cota.

A cobertura de solos na área é constituída por solos de origem coluvionar, principalmente depósitos de tálus, com pouco transporte do solo desde o local de origem. São solos argilosos, de coloração avermelhada a marrom, onde é comum a ocorrência de blocos de rocha misturada ao solo, em especial em locais próximos a fundos de vales. A camada mais profunda, em geral, é constituída por saprólito de basalto, onde pode-se observar que as estruturas da rocha são ainda estão preservadas.

3.2.1 Programa de sondagens

Foram realizadas sondagens rotativas e sondagens a percussão em toda a região do empreendimento. As sondagens utilizadas neste trabalho são àquelas executadas na região do barramento, identificadas como: SR-01; SR-02; SR-203; SP-01; SP-02, conforme apresenta a figura 3.8:

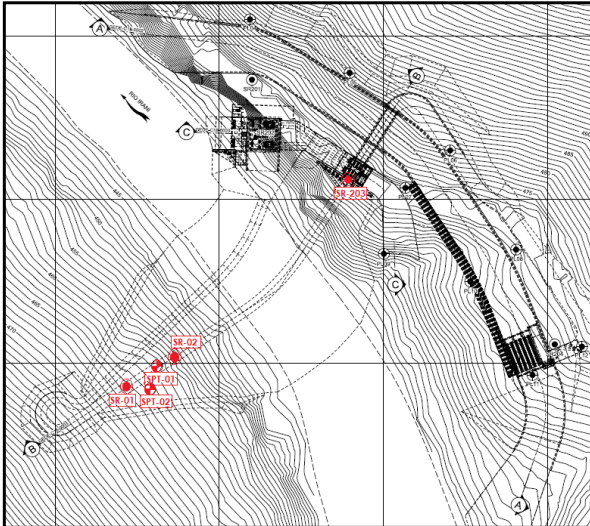


Figura 3.6 – Planta de localização de sondagens

As seções geológicas traçadas na região da barragem (Seção B) e casa de força (seção C) modeladas com base nas sondagens encontram-se no item 3.2.2 Seção Geológica.

O quadro 3.1 apresenta a profundidade das sondagens rotativas.

Tabela 3.2 – Dados das sondagens

SONDAGEM	TIPO	LOCALIZAÇÃO	PROFUNDIDADE (m)
SR-01	ROTATIVA	BARRAGEM	21,10
SR-01	ROTATIVA	BARRAGEM	20,20
SR-203	ROTATIVA	CASA DE FORÇA	25,11
SPT-01	PERCUSSÃO	BARRAGEM	1,15
SPT-02	PERCUSSÃO	BARRAGEM	3,05

As sondagens na PCH Xavantina foram executadas obedecendo as seguintes prescrições normativas:

NBR 6484/01 - EXECUÇÃO DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO;

NBR 7550/82 - IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DE AMOSTRAS DE SOLO OBTIDAS EM SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO DOS SOLOS;

NBR 6502/80 - ROCHAS E SOLOS – TERMINOLOGIA;

NBR 13441/95 ROCHAS E SOLOS – SIMBOLOGIA;

ABGE – BOLETIM 02 ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO;

ABGE – BOLETIM 03 MANUAL DE SONDAGENS;

ABGE – BOLETIM 04 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE EM SOLOS.

• **SONDAGEM ROTATIVA**

A Sondagem Rotativa é um método de investigação que consiste no uso de um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuo, e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida e chamada de testemunho.

A operação da sondagem rotativa se faz por ciclos sucessivos de corte e retirada dos testemunhos do interior do barrilete, procedimento este denominado manobra (Mn). O avanço de cada manobra depende basicamente da qualidade do material que está sendo perfurado. Quando a rocha é de boa qualidade, o comprimento de testemunho obtido em cada manobra pode ser quase igual ao comprimento do barrilete (1,5 m a 3,00 m).

Entretanto, quando ocorre perda ou destruição de material, em terrenos de difícil amostragem, o comprimento de cada manobra deve ser diminuído, até o mínimo necessário.

Os dados de sondagem (boletins sondagem rotativas, percussivas, ensaios de perda d'água sob pressão e ensaio de infiltração) encontram-se integralmente no Anexo 1.

A campanha de sondagem rotativa realizada na região da barragem da PCH Xavantina obteve bons resultados, o material encontrado foi Basalto maciço e Brecha basáltica formação serra geral. As

características do maciço encontrado foram classificadas segundo os parâmetros geológico-geotécnicos da ABGE, resumidamente, em:

Tabela 3.3 – Caracterização resumida do maciço rochoso de fundação

PARÂMETRO	GRAU	DENOMINAÇÃO
Grau de alteração	A2	Rocha pouco alterada
Coerência	C1 a C3	Rocha medianamente a muito coerente
Fraturamento	F2 e F3	Muito fraturada a pouco fraturada

A recuperação dos testemunhos de sondagem e considerada muito boa, tendo em vista o baixo grau de faturamento do maciço rochoso. O Índice de Qualidade da Rocha (R.Q.D), apresentou valores considerado de regular (50% – 75%) a bom (75% – 90%).

- **SONDAGEM A PERCUSSÃO**

A Sondagem a Percussão ou Sondagem de Simples Reconhecimento do Solo, ou ainda, sondagem com SPT é o processo de investigação mais comum empregado na caracterização da cobertura terrosa dos terrenos naturais. O equipamento utilizado é simples e consta basicamente de um tripé, uma bomba de água, um tanque de 200 litros e ferramentas de corte do solo.

ENSAIO SPT

A cada metro da perfuração é feito um ensaio de cravação de um barrilete, tubo oco de 45 cm, no fundo do furo, para medida de resistência do solo e coleta de amostra pouco deformada.

Para cravar o barrilete é usado o impacto de uma massa metálica de 65 kg caindo em queda livre de 75 cm de altura sobre um ressalto da parte superior do hasteamento a ele conectado.

O resultado do teste SPT corresponde à quantidade de golpes necessária para fazer penetrar, no fundo do furo, o barrilete amostrador, nos seus últimos 30 cm.

As sondagem a SPT neste trabalho serviu apenas para justificar os desenhos das seções geológicas que serão apresentadas a seguir, uma vez que a barragem tem fundação integralmente sobre rocha.

3.2.2 Seção Geológica

Com base nos dados das sondagens rotativas e percussivas executadas foram traçadas duas seções geológicas. Seção B passando pelo eixo da

fundação do barramento (figura 3.7) e Seção C passando pelo circuito de geração (figura 3.8).

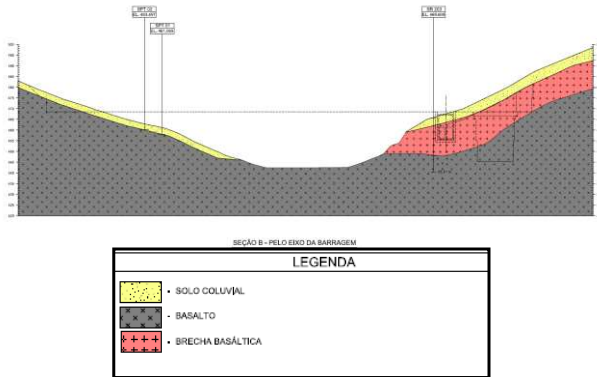


Figura 3.7 - Seção geológica passando pelo eixo da barragem

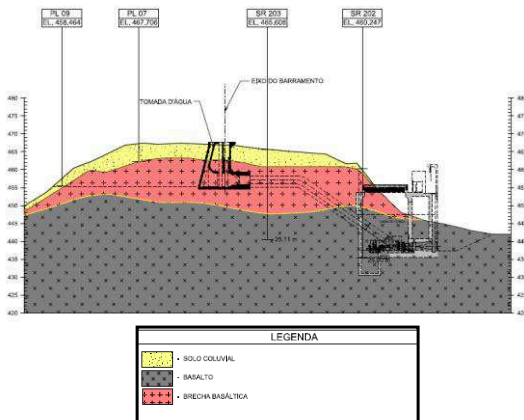


Figura 3.8 – Seção Geológica passando pelo circuito de geração

3.3 Materiais de Construção

As características dos materiais disponíveis é um dos fatores de grande influência na escolha do tipo de seção a utilizar. A princípio todos os materiais são potencialmente úteis para o emprego na seção da barragem, incluindo solos e rochas. Porém os materiais provenientes de escavação nas proximidades da barragem serão os primeiros a serem analisados e eventualmente utilizados, pois geralmente são mais econômicos (ELETROBRÁS, 2003).

A tabela 4.1 apresenta os materiais utilizados na construção da Barragem da PCH Xavantina

Tabela 3.4 – materiais de construção da barragem

TABELA DE MATERIAIS			
TIPO	MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO	MÉTODO DE LANÇAMENTO E COMPACTAÇÃO
E	ENROCAMENTO	ENROCAMENTO DE ROCHA SÁ Ø=800mm	COMPACTADO EM CAMADAS DE 0,80m DE ESPESSURA COM TRÁFEGO DE ROLO COMPACTADOR LISO COM 6 PASSADAS (MÍN.)
EL	ENROCAMENTO LANÇADO	ENROCAMENTO DE ROCHA SÁ Ø=1000mm	LANÇADO ABAIXO DO NÍVEL D'ÁGUA
E1	ENROCAMENTO LANÇADO	ENROCAMENTO DE ROCHA SÁ Ø=400mm	COMPACTADO EM CAMADAS DE 0,40m DE ESPESSURA COM TRÁFEGO DE ROLO COMPACTADOR LISO COM 6 PASSADAS (MÍN.)
T	TRANSIÇÃO	TRANSIÇÃO NÃO PROCESSADA	LANÇADO ABAIXO DO N.A. E COMPACTADO C/ TRÁFEGO DE ROLO COMPACTADO LISO DE (R) COM 6 PASSADAS (MÍN.) EM CAMADAS DE 0,40m
T1	TRANSIÇÃO	ROCHA SÁ Ø4,75 A 25mm (BRITA 1)	COMPACTADO COM ROLO VIBRATÓRIO LISO EM CAMADAS DE 0,30 m OU COM EQUIPAMENTO MANUAL EM CAMADAS DE 0,15 m
T2	TRANSIÇÃO	ROCHA SÁ Ø=12,5mm (PEDRISCO)	COMPACTADO COM ROLO VIBRATÓRIO LISO EM CAMADAS DE 0,30 m OU COM EQUIPAMENTO MANUAL EM CAMADAS DE 0,15 m
F	FILTRO	AREIA NATURAL OU ARTIFICIAL	COMPACTADO COM ROLO VIBRATÓRIO LISO EM CAMADAS DE 0,30 m OU COM EQUIPAMENTO MANUAL EM CAMADAS DE 0,15 m
SC	SOLO COMPACTADO ARGILOSO/SILTOSO	SOLO RESIDUAL /SAPROLÍTICO	COMPACTADO EM CAMADAS ENTRE 0,15m A 0,20m DE ESPESSURA COM TRÁFEGO DE ROLOS PE DE CARNEIRO OU TAMPAIS COM GRAU DE COMPACTAÇÃO ENTRE 98% A 100% DO PROCTOR NORMAL
SL	SOLO LANÇADO	SOLO RESIDUAL /SAPROLÍTICO	LANÇADO ABAIXO DO NÍVEL D'ÁGUA



Figura 3.9 - Filtro, transições e enrocamento da barragem - PCH Xavantina

3.3.1 Programa de Ensaios

Para determinar parâmetros geotécnicos do material da barragem de terra da PCH Xavantina, foi definido o seguinte programa de ensaios:

- a) Ensaios de caracterização;

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos sugeridos pelas seguintes normas brasileiras: NBR 6457 (Preparação de amostras: compactação e caracterização); NBR 7181 (Análise granulométrica); NBR 6508 (Densidade real dos grãos); NBR 6459 (Limite de liquidez); NBR 7180 (Limite de plasticidade).

As amostras foram previamente secas ao ar, destorroadas e homogeneizadas. Para a realização dos ensaios de caracterização, utilizou-se uma estufa com temperatura controlada em 105° C e uma balança eletrônica com precisão de 0,01g. Nos ensaios de sedimentação, utilizou-se como defloculante uma solução com hexametáfosfato de sódio. A classificação do solo com base na análise granulométrica utilizou as definições preconizadas pela ABNT

- b) Ensaio de Compactação;

Os parâmetros do ensaio de compactação foram obtidos de acordo com a norma ABNT NBR 7182:1986, utilizando a energia normal de compactação (soquete de compactação pequeno, cilindro de Proctor, compactação do solo em três camadas e 26 golpes para compactação de cada camada). O ensaio foi realizado com solo previamente seco ao ar (ABNT NBR 6457:1986) e posterior umedecimento até uma umidade aproximada à umidade ótima presumível. Para cada ponto ensaiado foi adicionado uma quantidade de água equivalente a aproximadamente 2% do volume de água do ponto anterior ensaiado.

- c) Ensaios de cisalhamento direto;

O ensaio de cisalhamento direto relaciona diretamente tensões normal e cisalhante, que são aplicadas a um corpo de prova confinado em uma caixa bipartida. Quando este corpo de prova é levado à ruptura o par de valores tensão de cisalhamento - tensão normal (no plano de ruptura) define um ponto sobre a envoltória de tensões do solo. Pode-se definir a envoltória de resistência de um solo qualquer aplicando-se diferentes valores de tensão normal a várias amostras do solo, medindo-se sua resistência. O ensaio caracteriza-se por impor um plano de cisalhamento ao corpo de prova. O princípio é bastante simples e consiste em mover uma porção de solo sobre a outra aumentando a força horizontal e mantendo constante a carga aplicada normalmente ao plano de movimento.

- d) Ensaios de permeabilidade de carga variável;

O ensaio de permeabilidade seguiu as recomendações da ABNT NBR 14545:2000. A permeabilidade do solo ensaiado foi determinada através do ensaio de carga variável. O corpo de prova foi moldado a partir dos ensaios de compactação sendo utilizado CG igual a 96%.

Para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica foram medidos os volumes de água percolada pelo corpo de prova para determinados intervalos de tempo. Perdas referentes à evaporação da água durante o ensaio foram totalmente desconsideradas devido ao controle de temperatura do ambiente. A massa específica da água foi adequada à temperatura da água utilizada no ensaio ($T=20^{\circ}\text{C}$).

3.3.2 Argila

O material argiloso que compõe o núcleo da barragem é proveniente de uma jazida natural que dista aproximadamente 2 km da obra. O quadro 3.2 apresenta um resumo das características geotécnicas encontradas nos

ensaios de laboratório apresentados no item 3.3.1. O resultado dos ensaios completos podem ser verificados no Anexo 2.

Tabela 3.5 - Parâmetros do solo argiloso

Parâmetro	Resultado
Massa específica aparente dos grãos	2,97 (g/cm ³)
Limite de Liquidez (LL)	61%
Limite de Plasticidade (LP)	32%
Índice de Plasticidade (IP)	29%
Teor de umidade ótima (w)	30,2%
Massa específica seca máx. ($\rho_{d,máx}$)	1,46 (g/cm ³)
Coefficiente de permeabilidade	$4,63 \times 10^{-7}$ cm/s

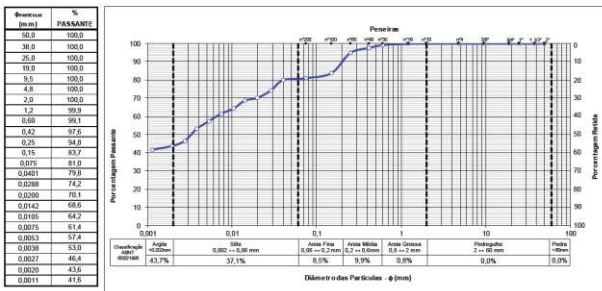


Figura 3.10 – Curva granulométrica argila

O material tem ensaio com 81% passante na peneira # 200 (0,075mm) e de acordo com os parâmetros apresentados pode ser classificado como Argila de alta compressibilidade (CH), pela Classificação Unificada, ou Argila arenosa de alta plasticidade conforme a designação da ASTM D-2487 (DAS, 2007)



Figura 3.11 – Espalhamento da camada de argila na barragem

Os parâmetros de resistência foram utilizados da amostra XAVANTES A-2 do livro 100 Barragem Brasileiras (Cruz, 2004). Trata-se de uma argila silto arenosa com características de granulometria, massa específica e limites de Atterberg muito próximos aos encontrados para argila estudada, sendo que ambas são provenientes de rocha de origem basalto. Para considerar possível disparidade entre a argila ensaiada e a argila encontrada em campo, a favor da segurança, os valores de ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) foram reduzidos em 20%, resultando em $c=22,4$ kPa e $\phi=21,6^\circ$.

3.3.3 Rochas

As rochas de basalto de boa qualidade proveniente das escavações foram destinadas aos espaldares da barragem e transições. Entretanto, todo o material das escavações não foi suficiente para a construção da barragem. Foi necessária a compra de materiais para a transição T1 (pedrisco), proveniente de rocha Granito.

Os ensaios realizados nos materiais provenientes do desmonte e processamento de rocha foram caracterização e índice de abrasão, cujos resultados encontram-se no Anexo 2.

Quanto à resistência ao cisalhamento destes materiais utilizaram-se valores típicos de ângulo de atrito encontrados na bibliografia (Cruz 2004). Esse procedimento é usual em construção de barragens, inclusive presente nos critérios de projeto da Eletrobrás (2003) que afirma que “quando não for possível a realização de ensaios, serão utilizados valores obtidos em outros locais, com materiais semelhantes devidamente adaptados às condições vigentes no caso em análise”.

3.3.4 Areia

A areia destinada para o filtro, e agregado do concreto foi adquirida comercialmente na região do empreendimento observando as especificações de granulometria requeridas.

Foi realizado ensaio de granulometria na areia e o resultado encontra-se no Anexo 2.

O ângulo de atrito da areia foi estimado de acordo valores típicos encontrados na bibliografia (DAS, 2007).

3.3.5 Compactação do Solo

A compactação do aterro de barragens de terra e enrocamento de maneira geral devem atingir as seguintes propriedades:

- a) Homogeneidade de forma a garantir a ausência de zonas potenciais de fluxo concentrado;
- b) Baixa Permeabilidade;
- c) Baixa compressibilidade de modo a evitar poro pressões excessivas durante o processo construtivo;
- d) Alta Resistência ao Cisalhamento;
- e) Permanência ao longo do tempo das principais características que conferem ao solo resistência, baixa compressibilidade e resistência a erosão interna em condições de saturação e presença de fluxo;
- f) Ductibilidade suficiente para suportar recalques diferenciais sem agretamento.

Através das visitas realizadas a obra pode observar um rigoroso controle de compactação na barragem. As camadas de solo compactado tinham 25 cm e cada camada era ensaiada e controlada a partir do Método Hilf, sendo liberadas somente aquelas camadas que atingissem as seguintes condições de umidade:

$$h_{ótima} - 2\% \leq h \leq h_{ótima} + 2\%$$

Quando a umidade estava acima da faixa especificada o material era revirado, quando a umidade estava muito baixa o material era molhado até chegar à faixa de umidade especificada (figura 3.12)




Figura 3.12 – Tratamento da argila no núcleo da barragem

Finalmente iniciava-se a compactação com rolo até atingir um grau de compactação 96% a 103%

A tabela 3.6 apresenta um resumo do controle de umidade e grau de compactação realizado em obra pelo método de Hilf realizado no mês de março de 2015.

Tabela 3.6 – Resumo controle compactação e umidade pelo método Hilf (março 2015)

MATERIAL SC - NUCLEO						
ENSAIOS LIBERADOS	TOTAL DE ENSAIOS	 institutos lactec CB-PAR LAC LAMÉ LEMÉ	HILF			
			DESVIO DE UMIDADE (%)	PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (kg/m ³)	TEOR DE UMIDADE ÓTIMA (%)	GRAU DE COMPAC. (%)
ESTATÍSTICA TOTAL						
43	47	MÉDIA	-0,3	1.390	34,7	100,2
		DES.PAD.	0,9	74	4,2	1,3
ESTATÍSTICA DO PERÍODO						
30	32	MÉDIA	0,0	1.390	35,4	99,9
		DES.PAD.	0,5	84	4,7	1,3

Observa-se, portanto que o controle de umidade e grau de compactação em obra mostra-se eficiente, atingindo 0,3% em média para o desvio de umidade, e grau de compactação médio 100,2%.

3.4 Seção da Barragem

Em relação a seção de uma barragem Cruz (2004) apresenta dois princípios básicos que devem ser observados, são eles:

Princípio do Controle de Fluxo: Considerado o eixo de uma barragem, todo esforço deve ser concentrado no sentido de vedar ao máximo a barragem e sua fundação a montante do eixo, introduzindo todos os sistemas de vedação necessários; e por outro lado, todo o esforço deve ser concentrado em facilitar ao máximo a saída da água à jusante do eixo, introduzindo todos os sistemas de drenagem na barragem e na fundação que sejam necessários.

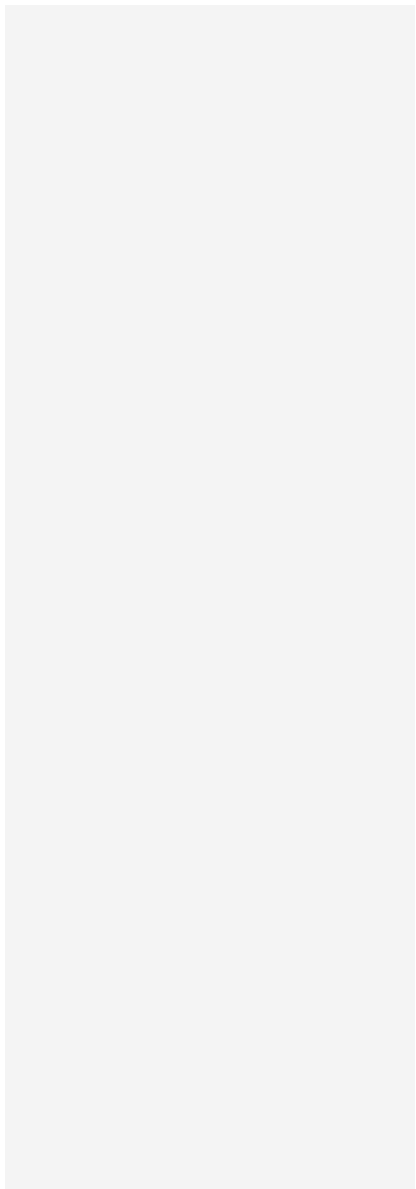
Princípio da Estabilidade: As zonas externas ou espaldares da barragem devem ter características de resistência que garantam a estabilidade dos taludes; e devem ser compatibilizadas com os materiais da fundação, para garantir a estabilidade do conjunto barragem-fundação para as várias condições de carregamento.

A barragem de terra da PCH Xavantina é do tipo Solo-Enrocamento constituída por um núcleo de Solo argiloso compactado com crista na elevação 467,70 m. Os paramentos de montante e jusante são de enrocamento com inclinação a montante 1(V):1,5(H) e jusante 1(V):1,2(H). A seção da barragem incorpora a enscadeira de montante, com crista na elevação 454,20 m, onde existe uma berma de 6,00m. Conta com um filtro de areia natural/artificial inclinado à jusante. No encontro do enrocamento com o solo compactado a transição é feita por três camadas de material granular, de granulometria crescente aberta e

intermediária à granulometria do enrocamento e à do núcleo, a fim de impedir o carreamento de material fino do maciço.

A crista da barragem tem uma largura de 5 metros e encontra-se posicionada na elevação 468,50m, o que resulta numa altura máxima da barragem da ordem de 25m.

O zoneamento dos materiais é apresentado na Figura 3.8 a seguir, que mostra a seção típica detalhada da barragem com a distribuição dos materiais ao longo do seu eixo principal.



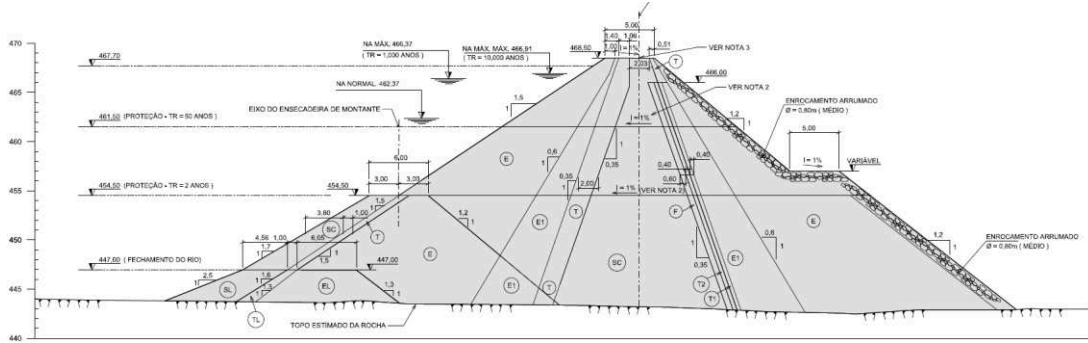


Figura 0.1 – Seção típica da barragem

3.4.1 Sistema de Drenagem

Sistemas de drenagem interna são utilizados em barragens homogêneas. Barragem onde o espaldar de jusante é constituído por material drenante (enrocamento, ou cascalho, por exemplo) não necessitam sistema interno de drenagem, já que o próprio espaldar de jusante cumpre esta função (CRUZ, 2004).

Massad (2003) a respeito do mesmo assunto afirma que, no controle de percolação pelo corpo da barragem de terra e enrocamento, dispõe-se de material altamente permeável de jusante, que permite uma vazão rápida das águas de percolação; deve-se apenas dispor de uma transição gradual, em termos de granulometria, entre a argila e as pedras para evitar o *pipping*.

Eletrobrás (2003) recomenda a adoção das seguintes espessuras mínimas para filtro e transições de barragens de terra e enrocamento.

- 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 de núcleo: largura de 0,60m
- transições em drenos de pé: largura de 0,40m

Cruz (2004), neste sentido orienta uma espessura para transição em barragens de terra e enrocamento mais conservadora recomendando uma espessura mínima = 2,00 m.

Observa-se, portanto na figura 3.13 que o transicionamento dos materiais na Barragem da PCH Xavantina composto por uma transição (T) de 2,00m de espessura no talude de montante, e outras três transições no talude de jusante que é o mais crítico em relação ao *pipping*. As transições de jusante são: F (areia) com 60cm, T2 (granilha) com 40cm, T1 (brita 1) com 40cm. No próximo item (3.4.2) será realizado o dimensionamento em relação à granulometria de cada uma delas.

3.4.2 Prevenção contra pipping

Segundo (Massad, 2003) para prevenir o *pipping* deve-se cuidar que na passagem do fluxo de um meio (solo a ser protegido) para outro, mais poroso (filtro), não haja o carreamento de partículas de solo. Consegue-

se fazendo com que as partículas do filtro sejam suficientemente pequenas para impedir a passagem de partículas mais finas. O filtro não pode ser muito fino, a ponto de impedir a passagem da água; sua permeabilidade deve ser, pelo menos 10 a 20 vezes a do solo a ser protegido.

É nessa linha de pensamento que se baseia o Critério de Filtro de Terzaghi, que estabelece as seguintes condições a serem satisfeitas pelo filtro e pelo solo a ser protegido:

A prevenção contra *pipping* na barragem da PCH Xavantina foi realizada com base no Critério de Filtro de Terzaghi que estabelece as seguintes condições a serem feitas pelo filtro e pelo solo a ser protegido:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{solo})} \leq 5$$

como critério de contenção, para garantir a proteção contra o *pipping*, e

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{solo})} \geq 5$$

como critério de permeabilidade, para garantir a passagem da água. Das (2007) ainda adota uma margem um pouco maior para este critério:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{solo})} \geq 4 a 5$$

Cruz (2004) acrescenta que quando da interface de dois materiais granulares (transição/enrocamento, por exemplo), pode ser utilizada a seguinte relação:

$$\frac{D_{15}(\text{transição})}{D_{85}(\text{enrocamento})} \leq 9$$

como critério de contenção.

A partir das faixas granulométricas de cada material da PCH Xavantina procedeu-se com a verificação dos critérios de filtro de Terzaghi nas transições da barragem com o auxílio do software Office Excel da Microsoft.

Os resultados das verificações são apresentados nas planilhas a seguir:

Tabela 0.1 – Verificação proteção contra pipping e permeabilidade (Solo argiloso X Filtro de areia)

1. Material Coesivo X Material Granular	
Filtro D15= 0.21 mm D5= 0.125 mm	Solo D15= 0.01 mm D85= 0.05 mm
Condição 1	
D15(f) / D85(s) < 4 a 5	
4.20 OK	
Condição 2	
D15(f) / D15(s) > 4 a 5	
21.00 OK	

Tabela 0.2 – Verificação proteção contra pipping e permeabilidade (Filtro X Granilha – T2)

2. Material Granular Fino X Material Granular	
Transição (T2) D15= 2.3 mm	Filtro D15= 0.21 mm D85= 1.5 mm
Condição 1	
D15(f) / D85(s) < 4 a 5	
1.53 OK	
Condição 2	
D15(f) / D15(s) > 4 a 5	
10.95 OK	

Tabela 0.3 - Verificação proteção contra pipping (Granilha – T2 X Brita 1 – T1)

3. Material Granular X Material Granular	
Transição Grossa (T1) D15= 9.5 mm	Transição Fina (T2) D15= 2.8 mm D85= 4.6 mm
<p>Condição 1</p> $D15(f) / D85(s) < 9$ <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">2.07 OK</div>	

Tabela 0.4 - Verificação proteção contra pipping (Brita 1 – T1 X Enrocamento)

4. Material Granular X Material Granular	
Enrocamento D15= 19 mm	Transição D15= 9.5 mm D85= 18 mm
<p>Condição 1</p> $D15(f) / D85(s) < 9$ <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">1.06 OK</div>	

3.4.3 Sistema de Vedação

Toda barragem requer uma zona de baixa permeabilidade, normalmente denominada “vedação”. A sua finalidade é reduzir e controlar o fluxo pelo corpo da barragem, que imediatamente a jusante é disciplinado pelos sistemas de drenagem (CRUZ, 2004)

Não há regras quanto à espessura mínima do núcleo mas Cruz (2004) salienta que a princípio deve-se projetar um núcleo com $b > 0,3$ a $0,5h$, sendo b a largura do núcleo para a correspondente altura, em qualquer elevação da barragem

A barragem estudada possui o sistema de vedação composto por um núcleo de solo argiloso compactado, e observa-se que a condição recomendada por Cruz (2004) é atendida desde a fundação em rocha (elevação 444,00 m) até a elevação 461,00 m. Entre as elevações 461,00 e 467,00 o núcleo argiloso não tem a espessura recomendada por Cruz (2004).

Além disso, Cruz (2004) orienta que os solos utilizados para o núcleo compactado devem ter pelo menos 25% de finos ($< \# 200$). A argila do núcleo da barragem da PCH Xavantina atende integralmente esta orientação, tem 81% de fino (< 0.075 mm), conforme curva granulométrica apresentada no item 3.3.2.

3.4.4 Tratamento da Fundação

Em relação a barragens de terra e enrocamento com fundações em rocha, como é o caso em estudo, Cruz (2004) afirma que a maioria dos maciços rochosos, mesmo as rochas brandas (C.S. $20\text{kg}/\text{cm}^2$ a $200\text{kg}/\text{cm}^2$), não tem influência na estabilidade global da barragem e nem em suas deformações. A dificuldade consiste em definir as permeabilidades aceitáveis para esse tipo de fundação. Maciços rochosos com “permeabilidade média” inferior a 5×10^{-4} cm/s não necessitam de tratamentos para redução de permeabilidade.

A fundação da PCH Xavantina apresentou coeficiente de permeabilidade médio de $3,79 \times 10^{-4}$ cm/s no ensaio de perda d'água sob pressão no furo de sondagem SR-01, $2,90 \times 10^{-3}$ cm/s na SR 02 e $3,91 \times 10^{-4}$ cm/s na SR203, resultando em uma média geral de $3,67 \times 10^{-3}$ cm/s. Esta fundação foi tratada com uma cortina de injeção entre 5,00 e 16,00 m de profundidade e 3,00 m de espaçamento entre cada injeção, aumentando assim a impermeabilização na fundação, contribuído com o sistema de vedação composto pelo núcleo de solo compactado, conforme apresenta a figura 3.13.

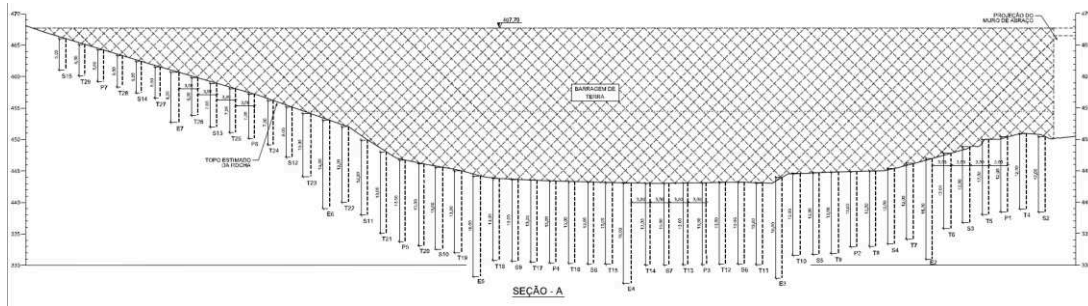


Figura 0.2 –Cortina de injeções na fundação da barragem

Sendo as indicações P, S, T, primário, secundário e terciário, respectivamente, de acordo com a ordem que as injeções foram executadas.

Cruz (2004) orienta que para uma permeabilidade média da fundação entre 5×10^{-4} cm/s e 10^{-3} cm/s recomenda-se utilizar empiricamente uma única linha de injeção.

Embora as injeções de calda de cimento tenha reduzido a permeabilidade do maciço de fundação as análises de percolação não levaram em conta essa redução a favor da segurança. O valor do coeficiente de permeabilidade (k) adotado para a fundação (basalto) é a média dos valores encontrados nos ensaios de perda d'água realizados nos furos de sondagem em campo, que ocorreram antes das injeções.

A fundação da barragem estudada, além da cortina de injeção recebeu outros tratamentos, antes do lançamento dos materiais da barragem, como: desmatamento, destocamento, raspagem, remoção de materiais moles das ombreiras e a regularização da fundação.

4. ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Análise de Percolação

Segundo *Crerios de Projeto Civil de Usinas hidrelétricas da Eletrobrás* (2003) as análises de percolação têm por objetivo prever a distribuição de pressões e o valor das vazões no maciço, nas fundações e demais áreas de interesse, de modo a fornecer subsídios para estudos de estabilidade, para dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna e para seleção e dimensionamento dos sistemas de impermeabilização e drenagem da fundação.

Parâmetros de Análise:

O modelo hidrogeotécnico dos maciços é a base fundamental para a elaboração de qualquer análise de percolação. O modelo constará essencialmente da distribuição espacial dos vários materiais que possuem características hidrogeotécnicas individualizáveis.

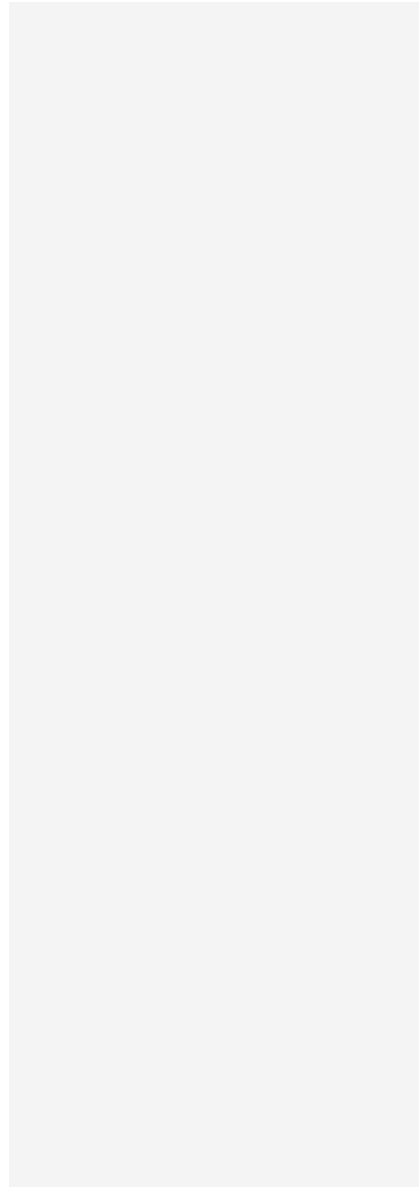
As Análises de Percolação foram realizadas utilizando-se parâmetros de permeabilidade dos materiais (solo compactado e fundação) obtidos em ensaios e parâmetros para materiais com características geotécnicas similares às do maciço da barragem e com o auxílio de programa computacional, que tem como principal característica a utilização de elementos finitos para modelar o movimento d'água e a pressão exercida pela mesma nos maciços terrosos e rochosos.

As diretrizes básicas utilizadas na concepção das análises foram:

1. Implementação dos Parâmetros Iniciais:
 - Identificação dos materiais com características hidrogeotécnicas individualizáveis
 - Definição dos parâmetros hidrogeotécnicos de cada material inclusive sua eventual anisotropia;
 - Distribuição espacial, bidimensional, dos vários materiais. (Geometria da Barragem);
 - Elaboração da malha de elementos finitos;
 - Condições de contorno nas quais estão submetidas as faces de montante, jusante e fundação do maciço.
2. Cálculos executados através do Programa Computacional:
 - Definição da matriz de fluxo para cada elemento;
 - Montagem da matriz de fluxo total;

- Definição das condições de contorno;
- Modificação das condições de contorno;
- Fornecimento das linhas de fluxo e das equipotenciais;
- Determinação da posição da linha freática.

A figura 4.1 apresenta o modelo discretizado para a seção da barragem da PCH Xavantina. Este modelo é constituído por elementos de aproximadamente 0,4 m de comprimento, geometria triangular e retangular com nós intermediários, a fim de se obter uma maior precisão de resultados sem a necessidade de uma malha muito fina.



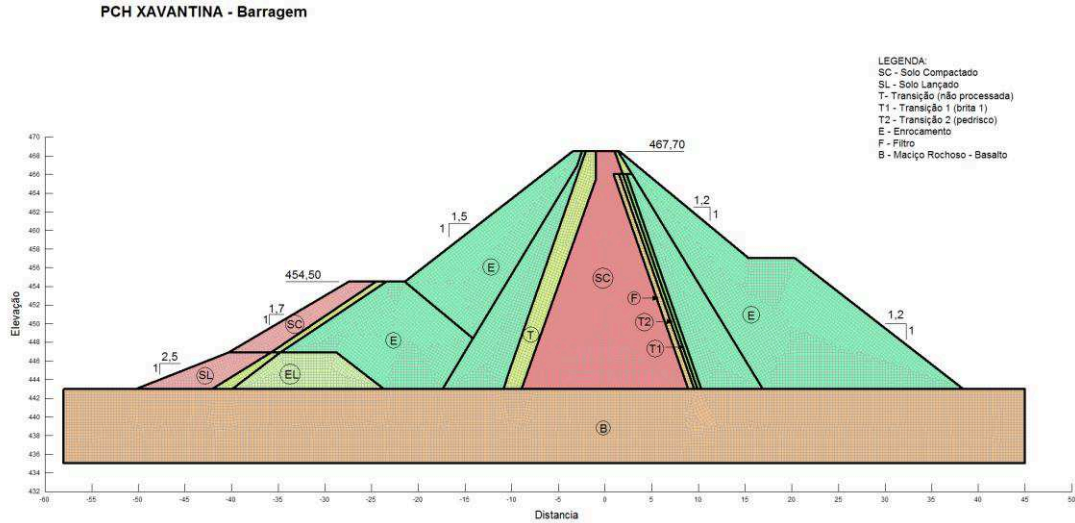


Figura 4.1 – Seção da barragem da PCH Xavantina

Os coeficientes de permeabilidade (k) dos materiais de construção da barragem foram obtidos através de ensaio de laboratório no caso do solo argiloso compactado, ensaio de campo para a fundação (basalto). Para os demais materiais (enrocamento e transições) foram estimados valores típicos encontrados na literatura (Cruz, 2004)

Tabela 4.1 Coeficiente de permeabilidade (k) dos Materiais

Material	K (cm/s)
Solo Argiloso Compactado (SC)	$4,63 \times 10^{-7}$
Solo Argiloso Lançado (SL)	1×10^{-5}
Filtro (F)	1×10^{-2}
Transição – Não processada (T)	1×10^{-3}
Transição 1 – Brita 1 (T1)	1×10^{-1}
Transição 2 - Pedrisco (T2)	1×10^{-1}
Enrocamento (E)	1×10^{-1}
Maciço Rochoso - Basalto (G)	$3,67 \times 10^{-3}$

4.1.1 Método de Análise

O critério de projeto da Eletrobrás (2003), estabelece que a definição de gradientes, pressões neutras e vazões poderá ser obtida pelo traçado de redes de fluxo, através de soluções analíticas bem como através de soluções numéricas obtidas pelo método de elementos finitos, além de outras técnicas como diferenças finitas e modelagem analógica.

Neste trabalho utilizaremos nas análises de percolação o programa computacional Seep/W que será apresentado a seguir; este software utiliza o Método de Elementos Finitos para análises de percolação cujo embasamento teórico foi apresentado no item 2.2.

4.1.2 Software Seep/W

O Seep/W é um software gráfico, pertencente ao *GEO-SLOPE International Ltd.*, que opera no Microsoft Windows, e tem como base

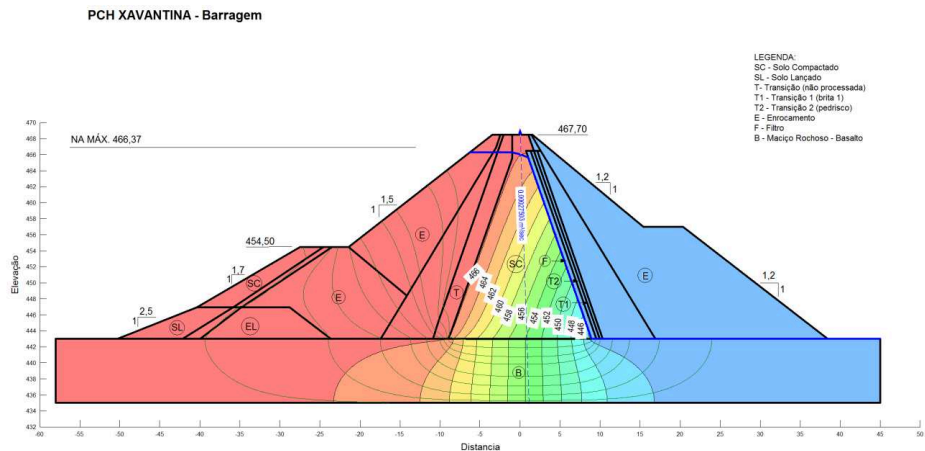
de cálculo o método de elementos finitos, podendo ser utilizado para modelar a movimentação e distribuição das poro-pressões (pressão devido a presença da água) em meios porosos, tanto em solo como rocha. Com o programa é possível analisar problemas de percolação, tanto simples como de alta complexidade. SEEP/W é um programa que analisa a percolação de forma geral, para modelos de fluxo saturado e não saturado. É formulado com base na condutividade hidráulica e na água contida numa função de poro-pressão da água. O fluxo em solo não-saturado segue a Lei de Darcy de uma maneira semelhante ao fluxo em solo saturado e é proporcional ao gradiente hidráulico e a condutividade hidráulica (coeficiente de permeabilidade), GEO-SLOPE (2001).

Podem ser utilizados elementos finitos quadriláteros e triangulares e cada um pode ter vários números de nós secundários opcionais para prover interpolação de ordem mais alta de valores de nós dentro do elemento. As condições de contorno utilizadas na modelagem de percolação são: carga total, fluxo de percolação nodal e fluxo de percolação por área. A condição de contorno da carga no reservatório é uma função do nível de reservatório.

4.1.3 Resultado das Análises de Percolação

As figuras 4.2 a 4.5 a seguir mostram a posição da linha freática que se estabelece no barramento para seguintes condições de carregamento:

- Nível d'água máximo do reservatório, considerando um tempo de recorrência de 1.000 anos
- Nível d'água do reservatório normal, considerando o regime permanente de operação.



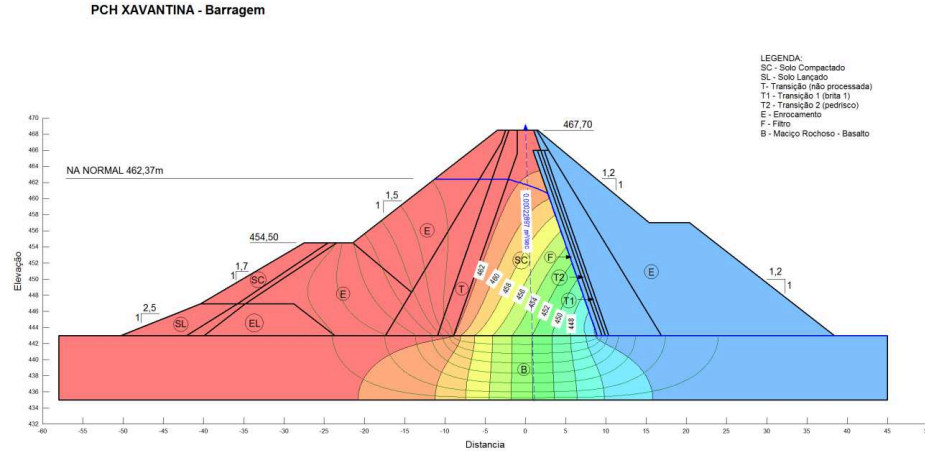


Figura 4.3 – Análise de Percolação Regime de Operação (NA Normal)

A medida da vazão pela barragem foi baixa, 0,068 l/s/m. Para Cruz (2004) as vazões normais medidas em barragens variam de 0,1 a 2,0 l/min/m.

4.2 Análise de Estabilidade Global da Estrutura

De acordo com Cruz (2004) a estabilidade global da barragem deve atender a três requisitos básicos de segurança: a verificação da estabilidade dos taludes; a análise das tensões e deformações do conjunto barragem e fundação; e o controle do fluxo d'água pelo maciço e suas fundações.

O controle do fluxo d'água foi verificado através das análises computacionais de percolação, verificação da geometria dos sistemas de vedação e drenagem da barragem e dimensionamento contra ocorrência de erosão regressiva (*pipping*). As análises de tensões e deformações não são compreendidas neste trabalho e a verificação da estabilidade dos taludes será estudada neste item.

As análises de estabilidade dos taludes da barragem foram realizadas com auxílio do software computacional Slope/W que utiliza métodos de equilíbrio limite para determinar as superfícies críticas de ruptura e determinar os fatores de segurança. Os parâmetros de entrada no software para as análises de estabilidade foram: o modelo da seção da barragem utilizado nas análises de percolação mantendo a linha piezométrica para cada condição de carregamento, e a caracterização geomecânica dos materiais de construção da barragem que foi realizada com base em ensaios de campo, laboratório.

Na falta de ensaios de resistência os valores de coesão e ângulo de atrito foram determinados levando em consideração parâmetros típicos encontradas na bibliografia (Cruz, 2004), de acordo com o ensaio de caracterização de cada material.

Tabela 4.2 - Parâmetros de resistência dos materiais

Material	Peso específico (KN/m ³)	Coesão (KPa)	Ângulo de atrito
Solo Argiloso Compactado (SC)	18	27	20°
Solo Argiloso Lançado (SL)	17	16	12°
Filtro (F)	18	0	32°
Transição – Não processada (T)	19	0	34°
Transição 1 – Brita 1 (T1)	20	0	38°
Transição 2 - Pedrisco (T2)	20	0	36°
Enrocamento (E)	21	0	40°
Maciço Rochoso - Basalto (G)	25	500	45°

4.2.1 Métodos de Análise

Conforme estudado no item 2.3, os métodos de análise são disponíveis hoje em grande número, todos considerando o método das fatias e lamelas, variando apenas as hipóteses básicas sobre os esforços entre lamelas. Em função da hipótese adotada por cada método, é maior ou menor o atendimento às condições de equilíbrio dos esforços verticais, dos esforços horizontais e dos momentos.

A Eletrobrás orienta em Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) que a escolha do método a aplicar deve ser função da forma da superfície de ruptura a analisar. Dentre os de utilização mais frequente indicam-se os que melhor atendem às condições de equilíbrio:

- Método de Bishop Simplificado
- Método de Morgenstern-Price
- Método de Spencer
- Método de Janbu Generalizado
- Método de Sarma
- Método de Lowe e Karafiath

Nos últimos 20 anos, a cada vez mais crescente a disponibilidade de microcomputadores trouxe importantes modificações na sistemática de cálculo da estabilidade de taludes de barragens.

A utilização generalizada de técnicas computacionais influenciou a análise de estabilidade de barragens em dois aspectos principais:

Um grande número de superfícies potenciais de deslizamento podem ser pesquisadas, tornando possível a localização da superfície crítica com alto grau de confiabilidade; podem ser executadas a mesma análise simultaneamente com vários métodos de cálculo, inclusive utilizando aqueles mais rigorosos que satisfazem a todas as condições de equilíbrio.

Neste trabalho para o cálculo do fator de segurança e determinação das cunhas potenciais de ruptura no maciço foi utilizado o software Slope/W que dispõe de vários métodos de cálculo por equilíbrio limite em sua formulação, sendo que resultados finais do coeficiente de segurança no maciço para a barragem estudada serão apresentados segundo as hipóteses de Morgenstern-Price.

4.2.2 Condições de Carregamento

Em relação às condições de carregamento foram analisadas as seguintes situações discriminadas abaixo:

- Regime Permanente de Operação

Caso de percolação em regime permanente é representativo da condição de operação na qual o nível do reservatório está em seu valor normal de operação, assim permanece por um período de tempo suficientemente longo para a saturação do maciço nas zonas submetidas a percolação. Neste caso, admite-se que o adensamento do maciço tenha ocorrido e que a percolação tenha se estabilizado.

Foi verificada a estabilidade do talude de montante e jusante para o nível do reservatório na cota 462,37m, conforme simulações de percolação.

- Rebaixamento Rápido

Durante a operação do reservatório existem condições de operação ou mesmo condições de emergência, que resultam em um abaixamento rápido do nível d'água do reservatório. Tal rebaixamento resultará em uma complexa combinação de carregamento: redução das tensões principais com aumento da diferença entre elas, isto é, aumento da tensão desviatória, rotação da direção das tensões principais e o estabelecimento de condições transientes de fluxo gravitacional de água.

Para tal condição foi verificada a estabilidade do talude de montante para a condição em que o nível d'água do reservatório passa de 466,37m (máximo) para 462,37m (NA normal) em um tempo fictício de seis horas.

- Final de Construção

Esta condição corresponde ao estágio anterior ao enchimento do reservatório e logo após o término da construção do aterro da barragem. Considera-se que não ocorre dissipação das pressões neutras geradas pela construção do aterro.

Como não foram realizados ensaios do tipo não adensados e não drenados, (Q ou UU) para verificação da envoltória de resistência em termos de tensões efetivas com medidas de pressões neutras, foram adotados valores típicos para determinação de poro-pressão geradas do aterro no período de construção, de acordo com Assis (2003):

Tabela 4.3 – Valores típicos do parâmetro r_u (Assis, 2003)

Material	r_u
Enrocamento	0
Arenoso fino e grosso	0,05 a 0,15
Argilosos	0,2 a 0,45
Argilas orgânicas	0,5 a 0,8

Nesta análise foram verificadas estabilidades dos taludes de montante e jusante da barragem de terra e enrocamento, considerando a fase de construção em que o nível d'água será o nível natural do rio 454,20m. Foi adotado o parâmetro $r_u = 0,2$

- Carregamento Excepcional

Adotadas as mesmas premissas do regime permanente de operação, porém neste caso considera-se uma condição excepcional de carregamento, em que o reservatório atinge o nível máximo de projeto relativo a um tempo de recorrência de 1.000 anos.

Nesta análise foram verificados os taludes de montante e jusante e considerado nível do reservatório na cota 466,37 m (NA máximo).

4.2.3 Coeficientes de Segurança (F_s)

Os coeficientes de segurança recomendados como diretriz para projetos de barragens geotécnicas encontrados nos critérios de projeto da Eletrobrás (2003) são os discriminados na tabela 4.4:

Tabela 4.4 – Coeficientes de segurança recomendados (ELETROBRÁS, 2003)

CASO	COEF. SEGURANÇA (Fs)	OBSERVAÇÕES
Final de Construção	1,3 (a)	Talude de montante e jusante
Rebaixamento Rápido	1,1 a 1,3 (b)	Talude de montante
Percolação Estável	1,5	Talude jusante

(a) Para barragens acima de 15 m de altura sobre fundações relativamente fracas usar $F_s = 1,4$.

(b) Nos casos em que o rebaixamento ocorre com frequência, considerar $F_s = 1,3$

Existem outros critérios de projeto e diversos autores que estabelecem coeficientes de segurança mínimo para estabilidade de taludes de barragens, Cruz (2004) recomenda o seguinte (figura 4.4):

Condição de solicitação	Talude	C.S. mínimos	
		Seção homogênea	Seção terra-enrocamento
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	NA máx. NA mín.	1,1	1,0
	NA máx. Sol. vertedouro	1,0	1,0
Qualquer condição para verificação da estabilidade para resistência residual	Montante	1,2	-
	Jusante	1,2	-

Figura 4.4 - Coeficientes de segurança mínimos recomendados (Cruz, 2004)

4.2.4 Resultado das Análises de Estabilidade dos Taludes

Foram realizadas análises de estabilidade de modo a se verificar a segurança à ruptura dos taludes para o caso de carregamento excepcional, ao final do período construtivo, caso de rebaixamento rápido do reservatório e regime permanente de operação, conforme descrito no item 4.2.2. Para uma análise mais realista foi considerada a anisotropia do solo compactado $k_h = 5$ kv.

As figuras a seguir apresentam as simulações realizadas para verificação de ruptura por cisalhamento nos taludes de montante e jusante, para os

tipos de carregamento analisados, com o fator de segurança da superfície de ruptura mais crítica de cada análise.

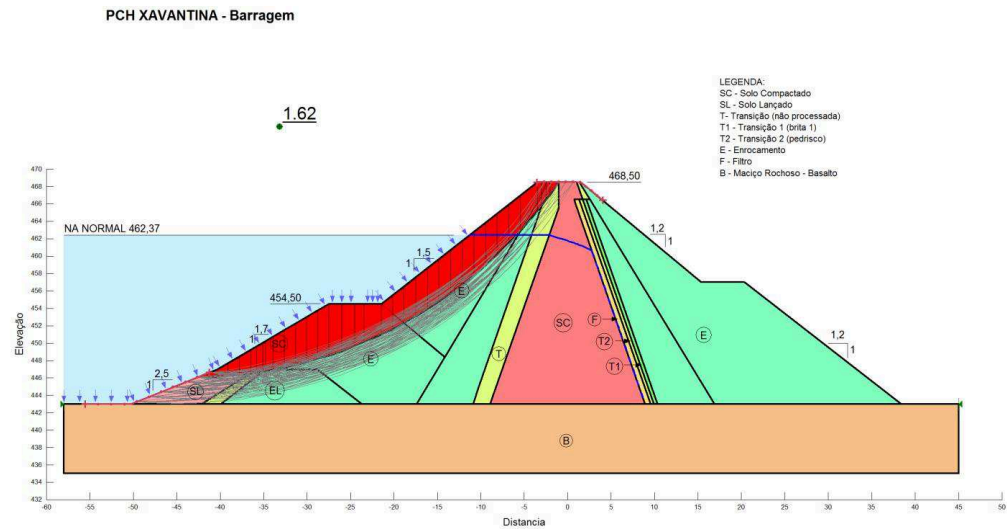


Figura 4.5 - Análise de estabilidade – carregamento normal – montante

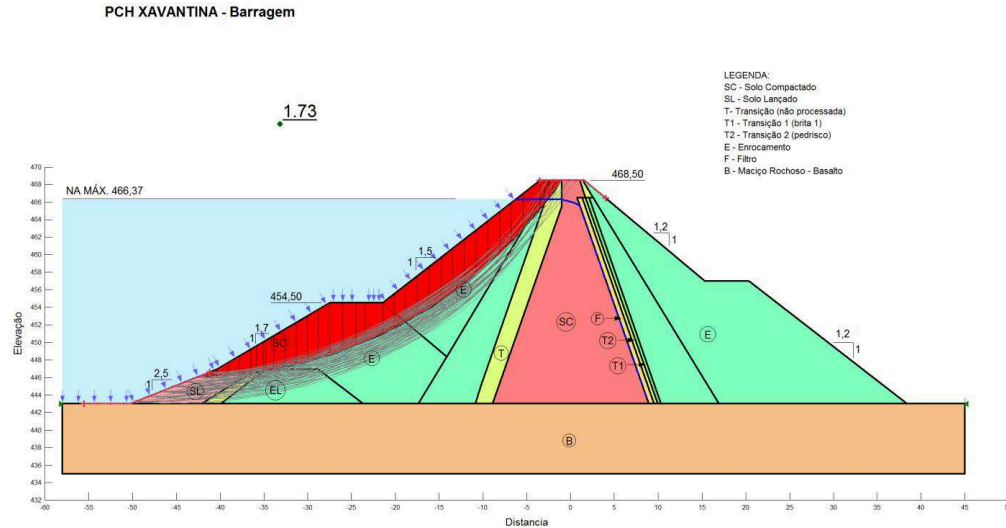


Figura 4.6 - Análise de estabilidade - carregamento excepcional - montante

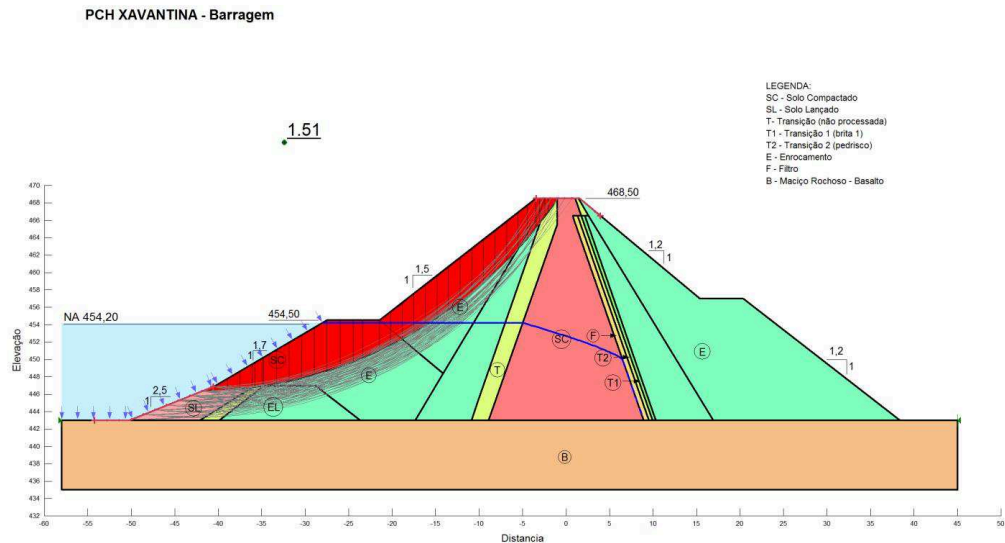


Figura 4.7 - Análise de estabilidade - período final de construção – montante

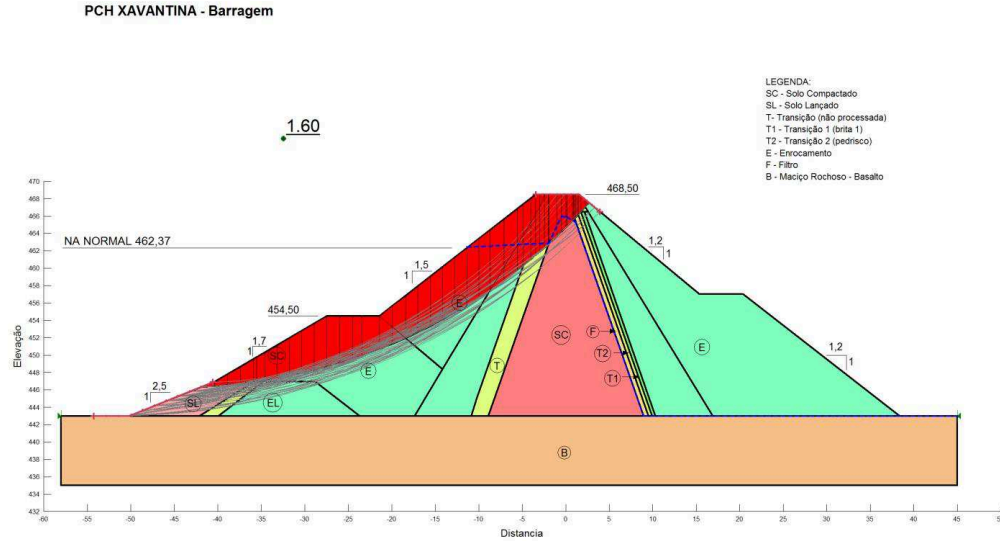


Figura 4.8 – Análise de estabilidade – rebaixamento rápido – montante

PCH XAVANTINA - Barragem

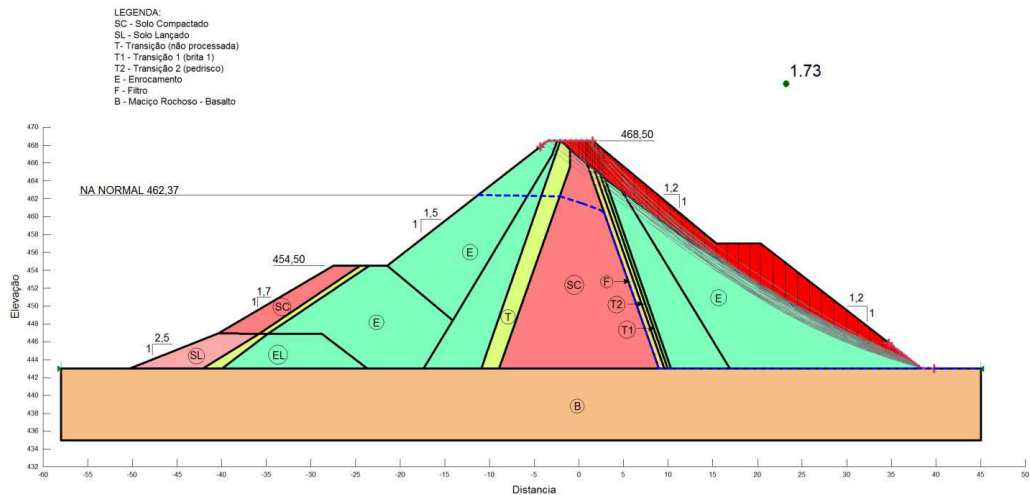


Figura 4.9 - Análise de Estabilidade – Carregamento Normal – Jusante

PCH XAVANTINA - Barragem

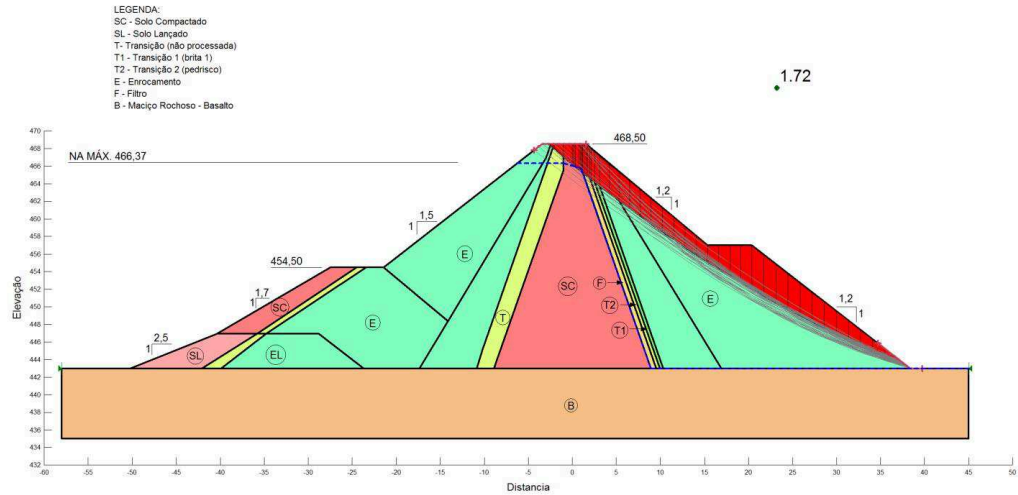


Figura 4.10 - Análise de estabilidade - carregamento excepcional - jusante

PCH XAVANTINA - Barragem

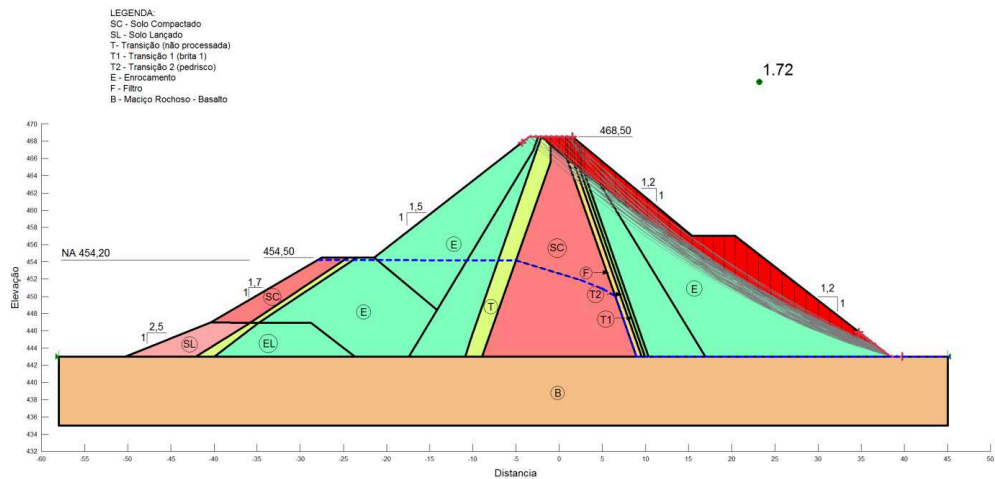


Figura 4.11 - Análise de estabilidade - período final de construção – jusante

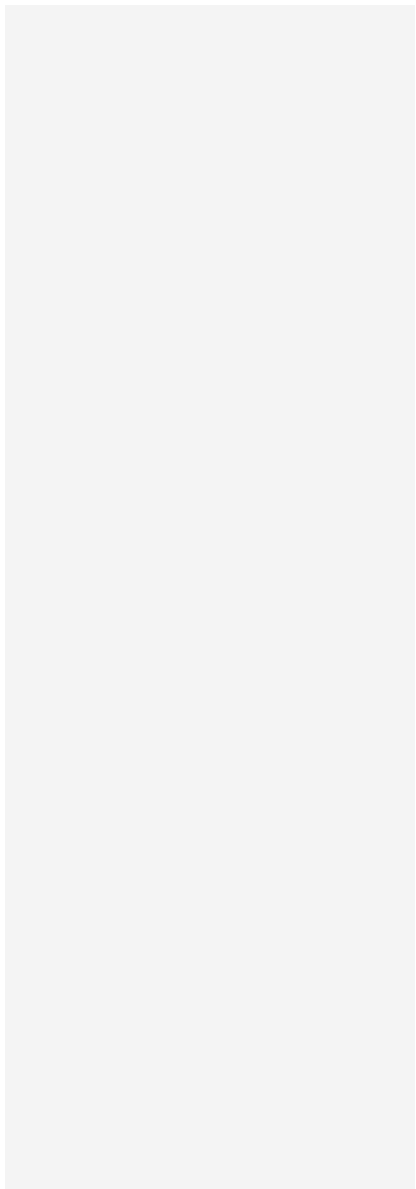
A tabela 4.5 apresenta um resumo dos fatores de segurança alcançados para as sete situações analisadas.

Tabela 4.5 – Coeficientes de Segurança

Condições de Carregamento	C.S. Morgenstern-Price	C.S. Bishop	C.S. Jambu	C.S. Mínimo (Eletrobrás)
Regime Permanente de Operação - Montante	1,62	1,65	1,53	1,50
Carregamento Excepcional - Montante	1,73	1,76	1,63	1,50
Período Final de Construção - Montante	1,51	1,53	1,44	1,30
Rebaixamento Rápido - Montante	1,60	1,61	1,53	1,30
Regime Permanente de Operação - Jusante	1,73	1,73	1,72	1,50
Carregamento Excepcional - Jusante	1,72	1,72	1,71	1,50
Período Final de Construção - Jusante	1,72	1,72	1,71	1,30

O software Slope/W foi programado para realizar 1331 superfícies críticas de ruptura para cada talude e escolher a superfície tal que correspondesse ao menor fator de segurança. É possível verificar com base na tabela 4.5 que as condições críticas para estabilidade do talude de montante acontecem no período final de construção e em um possível rebaixamento rápido do reservatório, nestas situações foram obtidos os menores coeficientes de segurança, 1,51 e 1,60, respectivamente. Nota-se também que as variações do nível d'água não tiveram grande impacto nos coeficientes de segurança dos taludes de jusante da barragem, isto era esperado uma vez que o talude de jusante sofre menos com estas oscilações e especialmente por se tratar de uma barragem com

espaldares em enrocamento e as seções críticas passarem em boa parte por este material que possui alta permeabilidade.



Conclusão

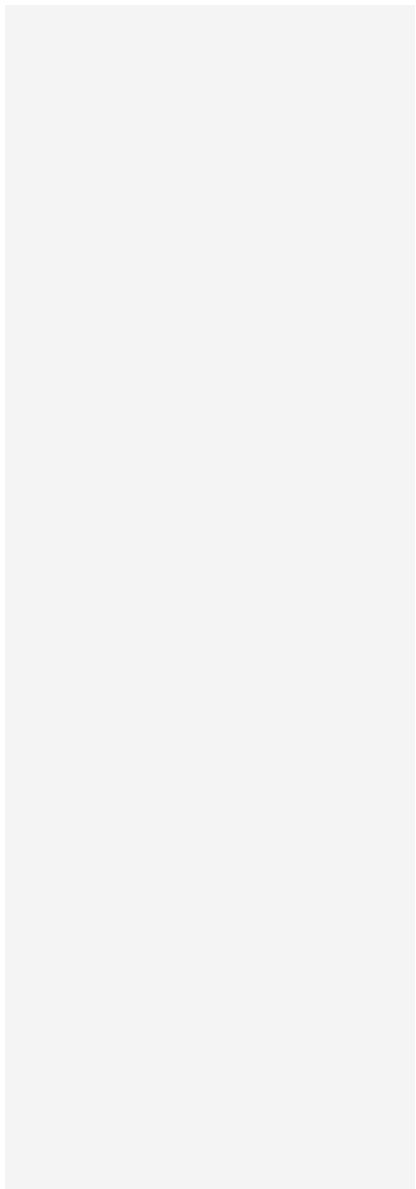
O estudo do projeto da PCH Xavantina em conjunto com as análises de percolação e estabilidade permitiram avaliar a viabilidade geotécnica da construção da barragem. A metodologia adotada possibilitou dividir a pesquisas em quatro fases distintas (a) levantamento bibliográfico sobre barragens de terra e enrocamento, critérios e recomendações de projeto para barragens, condições de fluxo em barragens e métodos de estabilidade de taludes; (b) estudo do projeto da PCH Xavantina e definição dos parâmetros de cálculos a partir dos dados de projeto, ensaios de laboratório; (c) análise numérica que simularam as condições de fluxo no maciço e fundação e as superfícies críticas de ruptura dos taludes, resultando em coeficientes de segurança global para estabilidade da barragem.

Como apresentado na tabela 4.5 as análises numéricas realizadas através do software Slope/W de estabilidade de taludes, apontaram coeficientes de segurança maiores que 1,0 e acima daqueles recomendados nos critérios de projeto da Eletrobrás (2003). Estes resultados determinam que estes taludes são estáveis, e que os níveis de segurança à ruptura dos taludes são atendidos em todas as condições de carregamento impostas, contanto que as hipóteses adotadas neste estudo sejam confirmadas em campo, desde o zoneamento dos materiais, características geotécnicas, controle tecnológico e inclinação dos taludes. Alertando-se ainda o fato deste trabalho não compreender análises de tensões e deformações que são fundamentais para uma análise completa de segurança geotécnica especialmente para este tipo de barragens composta por materiais com características de deformabilidade diferentes que resultaria em uma redistribuição de tensões da zona mais compressível para a zona menos compressível.

A verificação dos materiais contra a erosão regressiva (*pipping*), realizada através dos critérios de filtro de Terzaghi, indicam que a granulometria dos materiais utilizados na construção da barragem atendem as condições de contenção e fluxo da água.

Em relação à geometria da barragem, em geral as dimensões atendem as mínimos recomendados nos critérios de projeto da Eletrobrás e na bibliografia consultada. No entanto, destaca-se dois detalhes (1) A inclinação do talude de jusante 1(V):1,2(H) é mais íngreme que o mínimo recomendado para taludes deste tipo de barragem; e (2) as transições a jusante do núcleo tem espessura 20 cm menor que a espessura mínima recomendada pela Eletrobrás (2003). É provável que o projetista tenha adotado uma seção de projeto mais ousada baseando-

se em experiências anteriores positivas, uma vez que como já mencionado, as análises de estabilidade apresentaram coeficientes de segurança suficientes.



REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos - terminologia**. Rio de Janeiro: 1980.
- ABGE - ASSOCIACAO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Diretrizes para execução de sondagens**. 3.ed. São Paulo: 1990. 45p.
- ABNT - ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 13.441: Rochas e solos - simbologia**. Rio de Janeiro: 1995.
- ABGE - ASSOCIACAO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **BOLETIM 03: Manual de Sondagens**. 4.ed. Sao Paulo: 1999.
- ASSIS, A. P.,HERNANDEZ H.M. & COLMANETTI, J. P., 2003 **Apostila de Barragens**. Publicação Interna. Universidade de Brasflia, Brasflia, 179p.
- BUENO, B.S.; VILAR, O.M. **Mecânica dos Solos**. Seleção de Publicações da EESC-USP, São Carlos, 1985. Vol. II.
- CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. 200. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de engenharia de São Carlos, USP, São Paulo – SP, 177p.
- CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2004. 648p.
- DAS, B. M. **Fundamentos em Engenharia geotécnica**. Tradução da 6ª Ed. norte-americanada. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 561p.
- DE CAMPOS, T. M. P. **Análise de Estabilidade: Métodos, Parâmetros e Pressões Neutras**. Relatório Técnico, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro. 1985.
- ELETROBRÁS. **Diretrizes para estudos de projetos de Pequenas centrais hidrelétricas** . Centrais elétricas brasileiras S. A. - Eletrobrás, 2000. 458p.
- ELETROBRÁS. **Critérios de Projetos Cíveis de Usinas Hidrelétricas**. Centrais elétricas brasileiras S. A. – Eletrobrás, 2003. 279p.

GEO-SLOPE. **Slope/W for slope analysis – User’s guide**. GEOSLOPE International Ltd., Canadá. 2001a.

GEO-SLOPE. **SEEP/W for seep analysis – User’s Guide**. GEO-SLOPE International Ltd. Canadá. 2001b.

GEO-SLOPE International Ltd. (2008), Stability Modeling with SLOPE/W 2007. Version – An Engineering Methodology. Vol. 3. **Calgary**, Canada, 367p.

MARQUES, J. C.; UNAS, M., 2010. **Estudos em modelo reduzido de percolação em barragens de aterro**. In: 5ª Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. 2010, Porto.

MASSAD, F. **Obras de Terra**: Curso básico de geotecnia. São Paulo: Oficina de textos, 2003. 170p.

MELLO, V.F.B. **Maçiços e Obras de Terra**: Anotações de Apoio às Aulas. São Paulo: EPUSP, 1975, 114 p.

MOHR, O. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materiales? **Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure**, v. 44, p. 1524-1530, 1572-1577, 1900.

SARMA, S. K. **Stability analysis of embankments and slopes**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Div. ASCE. GT, 1979, 12p

SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: oficina de Textos, 2006. 355 p.

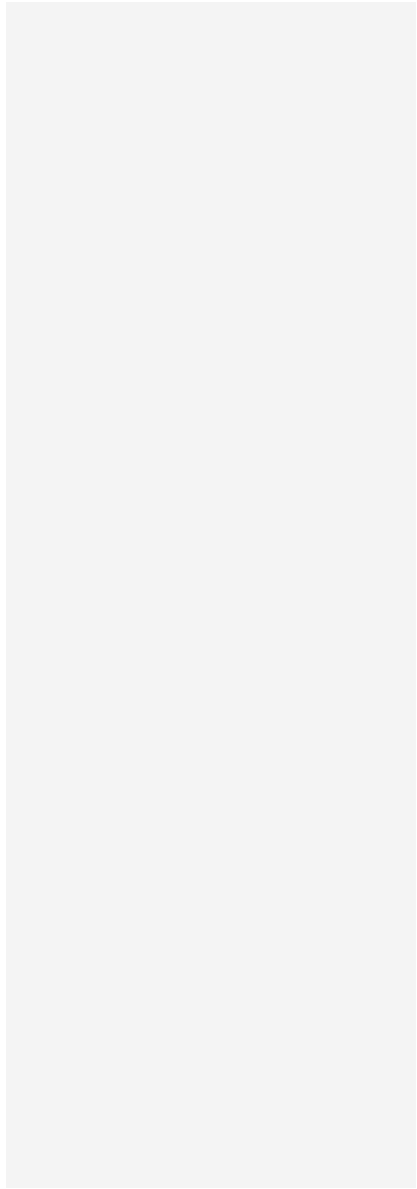
TERZAGHI, K. Mecanismo dos escorregamentos de terra. São Paulo: **Revista Politécnica**, n 167, 41 p, 1952.

VANMARCKE, E. **Risk of Limit-Equilibrium Failure of Long Eart Slopes: How it Depends on Length**. Geo Risk, ASCE, 2011.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**: Segunda Parte: Hidráulica dos Solos. New York: McGraw Hill, 1977. 509p.

WHITMAN, R. V., MOORE, P.J. **Thoughts concerning the mechanics of slope stability analysis.** In: II Congresso Panamericano fr Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 1963, São Paulo.

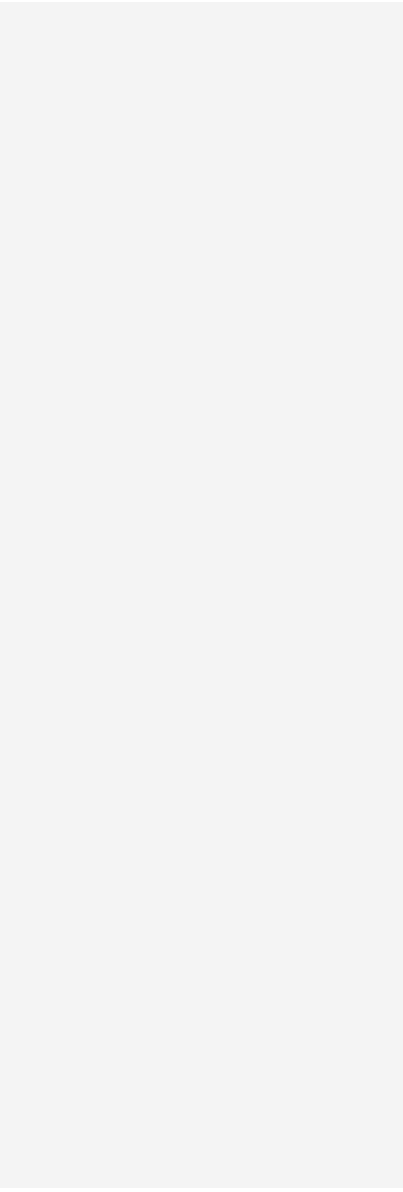
ZIENKIEWCZ, O.C. **The Finite Element Method.** New York: McGraw Hill, 1977. 787p.



ESTADO DE CALIDAD DEL AGUA			COMPARACION DE RESULTADOS			COMPARACION DE RESULTADOS		
FECHA DE MUESTREO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO
11/06/2014	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA
<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>			<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>			<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>		
<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>			<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>			<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>		
<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>			<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>			<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>		
<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>			<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>			<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>		

INFORMACION GENERAL		INFORMACION GENERAL		INFORMACION GENERAL	
PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO
AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29
<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>		<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>		<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>	
<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>		<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>		<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>	
<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>		<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>		<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>	
<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>		<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>		<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>	

INFORMACION GENERAL		INFORMACION GENERAL		INFORMACION GENERAL	
PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO	PROYECTO	ESTACION DE MUESTREO
AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29	AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA	11. BARRIO 29
<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>		<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>		<p>DESCRIPCION DE LA MUESTRA:</p> <p>AGUAS DE CALIDAD DEL AGUA</p>	
<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>		<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>		<p>CONDICIONES DE MUESTREO:</p> <p>Horario: 08:00 AM a 12:00 PM</p>	
<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>		<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>		<p>ANÁLISIS DE LABORATORIO:</p> <p>PH: 7.5</p> <p>CONDUCTIVIDAD: 200 µS/cm</p> <p>TEMPERATURA: 25°C</p>	
<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>		<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>		<p>CONCLUSIONES:</p> <p>El agua cumple con los estándares de calidad establecidos.</p>	



RESUMO DA ANÁLISE		DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA										INFORMAÇÕES GERAIS							
BOLETIM DE ENSAIO PERMEABILIDADE		RELATÓRIO TÉCNICO										POSI XAVANTINA							
SR-01		PIS. P19										PARQUE DE BARRAGEM ME.							
PIS. P19		RELATÓRIO DE PERDA DE SONDAGEM										PIS. P19							
CODA: 468.01		PIS. P19										PIS. P19							
Tipo de ensaio	Tamanho	Altura do amostra	Diâmetro	Esp. da amostra	Absorção de água (mm/min) (Umim)										Valor médio	Desvio Padrão	Permeabilidade Específica (mm/hg/cm)	Condutividade (mm/hg/cm)	Grupos
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					
EPA	5,50	8,50	5,00	1,00	Absorção de água (mm/min) (Umim)										Valor médio	Desvio Padrão	Permeabilidade Específica (mm/hg/cm)	Condutividade (mm/hg/cm)	Grupos
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					
EPA	11,50	14,50	5,00	1,00	Absorção de água (mm/min) (Umim)										Valor médio	Desvio Padrão	Permeabilidade Específica (mm/hg/cm)	Condutividade (mm/hg/cm)	Grupos
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					

inGeo

Rua José Bonifácio, nº 235, Lt 15, Ed. Alameda, Centro
 Fone: (41) 343-8488
 E-mail: contato@ingeo.com.br
 Site: www.ingeo.com.br

RESumo TÉCNICO

PIS. P19

1 DE 2



OSORIMINAS
7 015.002.20
N.º
797-RT-RO
COTA: 04/04
403.88

BOLETIM DE ENSAIO PERMEABILIDADE SR-02

DOCUMENTOS DE REFERENCIA
975-BPS-SR02-RO
RELATORIO TECNICO
BOLETIM DE PERMILIT SONGAZEM

EMPRESAS
KAVANIRMA
LOCAL
SANGAZEM M.E

Tipo de amostra	Tronco (mm)	Tubo (mm)	Altura do manômetro (mm)	Altura do diâmetro (mm)	Diâmetro (mm)	Absorção de água (mm³/(cm².s))										Velocidade (mm/s)	Permeabilidade (mm³/(cm².s))	Condutividade (mm/s)	Grau								
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10												
EPA	0,40	3,40	0,05	1,00	0,0762	1	0,1	4056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	0,21	11,3	59,3	5,78E-03	H4		
						2	0,2375	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,34	15,0	43,8	4,58E-03	H4
						3	0,4475	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,58	19,3	35,4	3,48E-03	H4
						4	0,67375	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,84	14,3	41,9	4,37E-03	H4
						5	0,1	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	16	0,21	11,0	53,7	5,61E-03
EPA	3,40	6,40	0,05	1,00	0,0762	1	0,1	4056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	0,3	0,72	13,7	1,85E-03	H4		
						2	0,2375	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,7	1,33	17,7	1,93E-03	H4	
						3	1,2225	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,7	1,33	17,7	1,93E-03	H4	
						4	0,61125	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,7	1,33	17,7	1,93E-03	H4
						5	0,1	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	0,3	0,21	9,3	45,6	4,76E-03
EPA	6,40	9,40	0,05	1,00	0,0762	1	0,1	4056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	0,3	0,21	7,7	37,5	3,91E-03	H4	
						2	0,2375	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,7	1,09	10,7	9,8	1,02E-03	H3
						3	1,9725	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	0,3	2,08	14,3	6,9	7,20E-04	H3
						4	0,98625	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	4056	1,09	11,4	10,4	1,08E-03	H4
						5	0,1	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	3056	13	0,21	7,3	35,8	3,74E-03

inGeo
Soluções em Geotecnia e Geologia
Rua São João, 100 - Sala 205 - 13.130-000 - São Carlos - SP
Fone: (19) 3443-0188
E-mail: contato@ingeo.com.br
Site: www.ingeo.com.br

PROJ. TECNICO
RFO_SGP_SAR_20

1 DE 3

ANEXO 2 - ensaios

1. ENSAIOS REALIZADOS

- Análise granulométrica;
- Compactação;
- Limite de liquidez;
- Limite de plasticidade;
- Massa específica dos grãos;
- Permeabilidade à carga variável;

2. AMOSTRA

A amostra deformada de solo utilizada para a realização dos ensaios listados no item 1 foram registradas conforme apresentado na Tabela 1. A amostra foi coletada pelo Contratante, enviada aos Institutos Lactec e armazenadas no laboratório até o momento de realização dos ensaios.

Tabela 1 – Registro das amostras	
Registro de Origem	Registro LAME
Amostra deformada – Jazida externa	2.0009.15

3. NORMAS DE ENSAIOS

ABNT NBR 6457:1986 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;

ABNT NBR 6459:1984 – Solo – Determinação do limite de liquidez;

ABNT NBR 6508:1984 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica;

ABNT NBR 7180:1984 – Solo – Determinação do limite de plasticidade;

ABNT NBR 7181:1998 – Solo – Análise granulométrica;

ABNT NBR 7182:1986 – Solo – Ensaio de compactação;

ABNT NBR 14545:2000 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável;

ABNT NBR NM 248:2001 – Agregados – Determinação da composição granulométrica.

4. RESULTADOS OBTIDOS

4.1 MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

A massa específica dos grãos foi determinada de acordo com a ABNT NBR 6508:1984. A preparação da amostra para o ensaio de caracterização do solo seguiu as recomendações da ABNT NBR 6457:1986. O resultado obtido está apresentado na Tabela 2

Amostra	Massa específica dos grãos (g/cm ³)
2.0009.15	2,97

4.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A amostra teve sua curva de distribuição granulométrica determinada com secagem prévia do solo e uso de agente defloculante (hexametáfosfato de sódio) durante a dispersão do material. Para este material a lavagem do material (suspensão) proveniente do ensaio de sedimentação na peneira de abertura 0,075 mm (peneira nº 200) foi realizada com água potável a baixa pressão, com movimentos circulares de peneiramento. Os procedimentos citados referem-se às recomendações da ABNT NBR 7181:1984 as quais foram seguidas para a realização dos ensaios em questão.

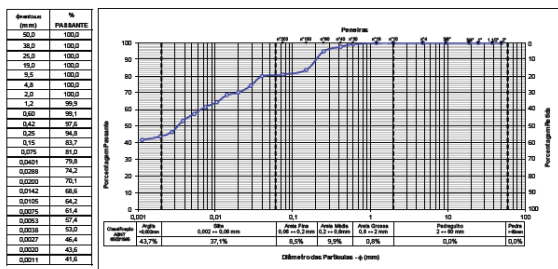


Figura 1 – Curva de distribuição granulométrica – Amostra 2.0009.15

4.3 DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE ATTERBERG

Os ensaios de limites de Atterberg correspondem aos teores de umidade que marcam a passagem de uma condição de estado do solo para outro. O limite de liquidez e de plasticidade foram obtidos de acordo com as recomendações das normas ABNT NBR 6459:1984 e ABNT NBR 7180:1984. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos nestes ensaios para a amostra.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de limites de liquidez e plasticidade

Amostra	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
2.0009.15	61	32	29

4.4 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os parâmetros do ensaio de compactação foram obtidos de acordo com a norma ABNT NBR 7182:1986, utilizando a energia normal de compactação (soquete de compactação pequeno, cilindro de Proctor, compactação do solo em três camadas e 26 golpes para compactação de cada camada). O ensaio foi realizado com solo previamente seco ao ar (ABNT NBR 6457:1986) e posterior umedecimento até uma umidade aproximada à umidade ótima presumível. Para cada ponto ensaiado foi adicionado uma quantidade de água equivalente a aproximadamente 2% do volume de água do ponto anterior ensaiado. A Tabela 4 apresenta o resultado obtido neste ensaio e na Figura 2 está apresentado o gráfico de teor de umidade versus massa específica seca da amostra ensaiada.

Tabela 4 – Resultados do ensaio de compactação – Proctor normal

Amostra	Teor de umidade ótima w (%)	Massa específica seca máxima $\rho_{d, \text{máx}}$ (g/cm ³)
2.0009.15	30,2	1,46

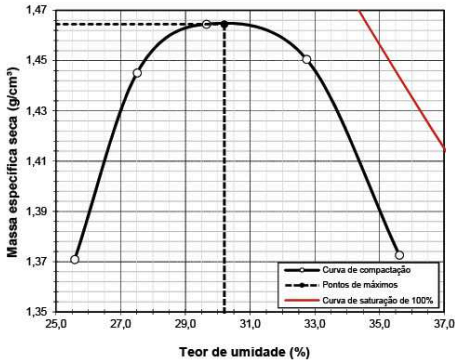


Figura 2 – Curva de compactação – Amostra 2.0009.15

4.5 ENSAIO DE PERMEABILIDADE DE CARGA VARIÁVEL

O ensaio de permeabilidade seguiu as recomendações da ABNT NBR 14545:2000. A permeabilidade do solo ensaiado foi determinada através do ensaio de carga variável. O corpo de prova foi moldado a partir dos ensaios de compactação sendo utilizado CG igual a 96%.

Para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica foram medidos os volumes de água percolada pelo corpo de prova para determinados intervalos de tempo. Perdas referentes à evaporação da água durante o ensaio foram totalmente desconsideradas devido ao controle de temperatura do ambiente. A massa específica da água foi adequada à temperatura da água utilizada no ensaio ($T=20^{\circ}\text{C}$). O resultado do ensaio de permeabilidade para a amostra 2.0009.15 encontra-se apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultado do ensaio de permeabilidade de carga variável

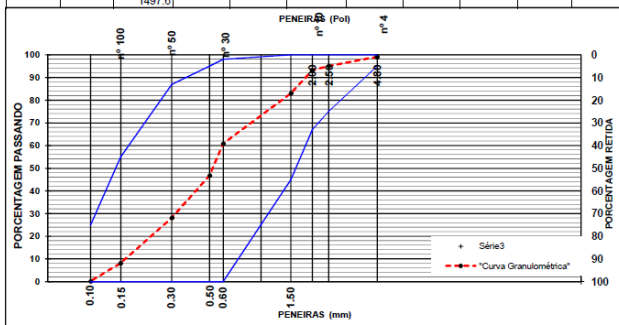
Registro	Teor de	Teor de	Grau de	Coeficiente de permeabilidade
	umidade inicial	umidade final	saturação final	
	w (%)	w (%)	(%)	(cm/s)
2.0009.15	32,3	36,3	100	$4,63 \times 10^{-7}$

LABORATÓRIO DE SOLOS E CONCRETO

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE AGREGADOS

TRECHO		CAMADA	REGISTRO	DATA
PCH XAVANTINA		FILTRO	-	
LOCAL DA COLETA	MATERIAL	OPERADOR		
ESTOQUE USINA	AREIA NATURAL AMARELA			

PENEIRAS		PESO AMOSTRA 1(g)			1500.0			PESO AMOSTRA 2(g)			MÉDIA	FAIXA ESPECIFICADA	
mm	Pol.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	% Passando Acumul.	% Passando Acumul.	FILTRO			
										% Pass. Acumulada	MÍNIMO	MÁXIMO	
4.8	Nº 4	12.8	0.9	99.2					99.2	95	100		
2.5	Nº 8	61.4	4.9	95.1					95.1	75	100		
2.0	Nº 10	28.2	6.8	93.2					93.2	67	100		
1.50	Nº 16	152.7	17.0	83.0					83.0	45	100		
0.60	Nº 30	332.6	39.2	60.8					60.8	0	98		
0.50	Nº 40	210.0	53.2	46.8					46.8	0	95		
0.300	Nº 50	280.0	71.8	28.2					28.2	0	87		
0.15	Nº 100	300.0	91.8	8.2					8.2	0	55		
0.10	Nº 200	120.0	99.8	0.2					0.2	0	25		
		1497.6											



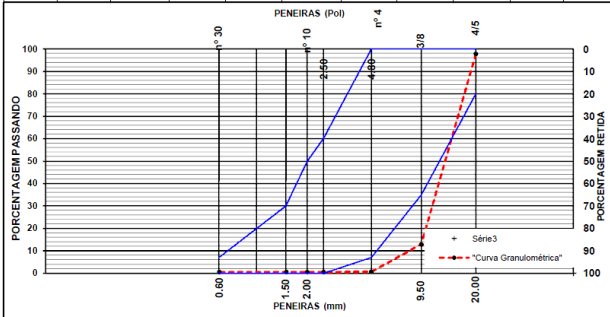
LABORATÓRIO DE SOLOS E CONCRETO

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE AGREGADOS

TRECHO	CAMADA	REGISTRO	DATA
PCH - XAVANTINA	TRANSICAO PROCESSADA T1	-	
LOCAL DA COLETA	MATERIAL	OPERADOR	
ESTOQUE USINA	BRITA 1		

PENEIRAMENTO

PENEIRAS		PESO AMOSTRA 1(g)			PESO AMOSTRA 2(g)			MÉDIA		FAIXA ESPECIFICADA	
mm	Pol.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	% Passando Acumul.	% Pass. Acumulada	MÍNIMO	MÁXIMO
				2145,0							
20	3/4"	47,2	2,2	97,8				97,8	80	100	
9.5	3/8"	1818,5	87,0	13,0				13,0	35	100	
4.8	Nº 4	263,5	99,3	0,7				0,7	7	100	
2.5	Nº 8	1,8	99,3	0,7				0,7	0	60	
2.0	Nº 10	0,3	99,4	0,6				0,6	0	50	
1.50	Nº 16	0,2	99,4	0,6				0,6	0	30	
0.60	Nº 30	0,2	99,4	0,6				0,6	0	7	
		2131,7	99,4								



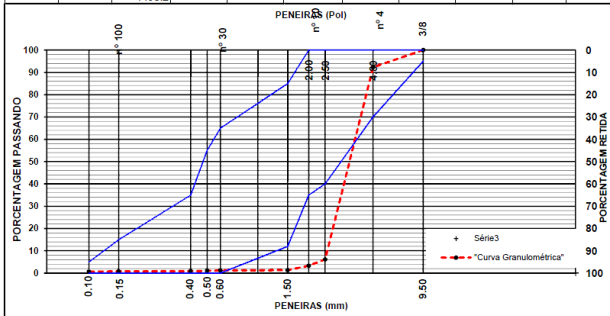
LABORATÓRIO DE SOLOS E CONCRETO

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE AGREGADOS

TRECHO	CAMADA	REGISTRO	DATA
PCH- XAVANTINA	TRANSICAO PROCESSADA T2	-	
LOCAL DA COLETA	MATERIAL	OPERADOR	
ESTOQUE USINA	GRANILHA		

PENEIRAMENTO

PENEIRAS		PESO AMOSTRA 1(g)			1500.0	PESO AMOSTRA 2(g)			MÉDIA		FAIXA ESPECIFICADA	
mm	Pol.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	Peso Retido na Peneira(g)	% Retida Acumul.	% Passando Acumul.	% Passando Acumul.	% Pass. Acumulada	MÍNIMO	MÁXIMO	
9.5	3/8"	0.0	0.0	100.0				100.0	95	100		
4.8	Nº 4	115.9	7.7	92.3				92.3	70	100		
2.5	Nº 8	1292.2	93.9	6.1				6.1	40	100		
2.0	Nº 10	42.4	96.7	3.3				3.3	35	100		
1.50	Nº 16	30.4	98.7	1.3				1.3	12	85		
0.60	Nº 30	1.9	98.9	1.1				1.1	0	65		
0.50	Nº 40	2.0	99.0	1.0				1.0	0	55		
0.400	Nº 50	2.0	99.1	0.9				0.9	0	35		
0.15	Nº 100	1.4	99.2	0.8				0.8	0	15		
0.10	Nº 200	2.0	99.3	0.7				0.7	0	5		
		1490.2										



ANÁLISE GRANULOMÉTRICA		Enrocamento		Visto : _____		
				Data : _____		
OBRA PCH XAVANTINA		Material : Enrocamento				
Local Coleta	ESTOQUE	Camada :				
AMOSTRA TOTAL SECA						
AM. TOTAL ÚMIDA	203,845.00	obs: granulometria enrocamento FAIXA E				
RET. N.º 10 ÚMIDA						
PAS. N.º 10 ÚMIDA						
PESO DA AGUA		<input checked="" type="checkbox"/>	APROVADO	<input type="checkbox"/> REPROVADO		
PAS. N.º 10 SECA						
AM. TOTAL SECA						
AM. MENOR N.º 10 UM.						
AM. MENOR N.º 10 S.	4,000.0					
POL.	PESO RET.	% MENOR 10	% AM. TOTAL	% ACUMUL.	% PASSADA	mm
24"	0.0		0.00	0.00	100.00	
12"	0.0		0.00	0.00	100.00	
6"	38130.0		18.71	18.71	81.29	
3"	38370.0		18.82	37.53	62.47	
1 1/2"	29875.0		14.66	52.18	47.82	
1"	41185.0		20.20	72.39	27.61	
3/4"	26760.0		13.13	85.52	14.48	
Nº 3/8	24315.0		11.93	97.44	2.56	
Nº 4	950.0	0.24	0.61	98.05	1.95	
Nº 10	1230.0	0.31	0.60	98.65	1.35	
Nº 16	525.0	0.13	0.26	98.91	1.09	
Nº 30	450.0	0.11	0.22	99.13	0.87	
Nº 40	180.0	0.05	0.09	99.21	0.79	
Nº 50	115.0	0.03	0.06	99.27	0.73	
Nº 100	245.0	0.06	0.12	99.39	0.61	
FUMDO	285.0	0.07	0.14	99.53	0.47	
202615.0						

LABORATORISTA _____

ENG. RESPONSÁVEL _____