



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E
TRANSPORTES

COMPORTAMENTO DE PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS
DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO EM CONCRETO
ASFÁLTICO

RODRIGO DE MELO

Belo Horizonte, 22 de junho de 2012

Rodrigo de Melo

**COMPORTAMENTO DE PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS
DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO EM CONCRETO
ASFÁLTICO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2012

M528a

Melo, Rodrigo de.

Comportamento de percolação em barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico [Manuscrito] / Rodrigo de Melo. – 2012. xiv, 94 f., enc. : il.

Orientadora: Terezinha de Jesus Espósito Barbosa.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 95-97.

1. Engenharia de transportes - Teses. 2. Enrocamentos - Teses. 3. Concreto asfáltico – Teses. 4. Percolação – Teses. I. Espósito, Terezinha de Jesus. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 625(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

"Comportamento de percolação em barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico"

Rodrigo de Melo

Dissertação defendida e aprovada pela Banca Examinadora constituída pelos Senhores:

Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Profa. Dra. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Maria das Graças Gardoni Almeida

Profa. Dra. Maria das Graças Gardoni Almeida

Maria Giovana Parizzi

Profa. Dra. Maria Giovana Parizzi

André Paehco de Assis

Prof. Dr. André Paehco de Assis

Aprovada pelo Colegiado do Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes

Gustavo Ferreira Simões

Prof. Gustavo Ferreira Simões
Coordenador

Versão Final aprovada por

Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Profa. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa
Orientadora

Belo Horizonte, 22 de junho de 2012.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha amada esposa Camila, companheira de todos os momentos e grande incentivadora para conclusão deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pelos desafios e bênçãos que recebi ao longo de toda minha vida. A oportunidade de ingressar no curso de mestrado em geotecnia da UFMG enquadra as três situações.

A minha esposa Camila, agradeço pelo companheirismo, compreensão, paciência e pelo incentivo em todos os momentos, principalmente nos de maiores dificuldades.

Aos meus pais, Penco e Penca, não só porque são responsáveis pela minha formação, mas também pelo esforço que fizeram para que isto fosse possível. Aos meus irmãos Rogério, Fernando, Ana Carolina, Gustavo e Hanna, tia Quel, meus avós e a toda minha família que sempre estiveram ao meu lado e me deram base para enfrentar os desafios que a vida oferece.

Não posso deixar de dizer meu eterno agradecimento ao tio Márcio, tia Gisa, Fred, Fabiane e Felipe, que me acolheram como filho e irmão. Muito obrigado.

Agradeço também à família da minha esposa que também me acolheu, em especial a tia Célia que sempre me recebeu de braços abertos.

A professora Terezinha, minha orientadora, pela dedicação e empenho neste trabalho, sua grandiosa contribuição para o seu desenvolvimento e o exemplo de profissionalismo. A FAPEMIG pelo fomento que permitiu a aquisição do programa Weibull.

Ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UFMG, aos colegas de classe, professores e secretária. Agradecimento especial para professora Gardoni que sempre me incentivou e se mostrou disponível para ajudar.

Ao engenheiro Fernando Nunes, pelo exemplo de pessoa e profissional, o qual me deu a oportunidade de enfrentar meus primeiros desafios como engenheiro, além dos ensinamentos transmitidos durante nosso convívio.

A todos os amigos pela compreensão da minha ausência, as palavras de incentivo, companheirismos.

“O valor das coisas não está no tempo que elas duram, mas na intensidade com que acontecem. Por isso existem momentos inesquecíveis, coisas inexplicáveis e pessoas incomparáveis”.

Fernando Pessoa

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	vii
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT	xv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo Geral.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3 Estrutura da dissertação	4
2 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO EM CONCRETO ASFÁLTICO.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Histórico.....	5
2.3 Enrocamento	10
2.4 Transições	15
2.5 Concreto asfáltico	16
2.5.1 Introdução	16
2.5.2 Posicionamento e características geométricas.....	18
2.5.3 Composição do concreto asfáltico	21
2.6 Controle de Qualidade.....	27

2.6.1	Ensaio para determinação das propriedades dos agregados	28
2.6.2	Ensaio para determinação das propriedades físicas do betume	29
2.6.3	Ensaio para determinação das propriedades do concreto asfáltico	30
2.7	Processos executivos	34
2.7.1	Método do concreto asfáltico cilópico	34
2.7.2	Método Russo	35
2.7.3	Método Mecânico	36
2.8	Exemplos de aplicação	38
2.8.1	Introdução	38
2.8.2	Barragem de Yele	39
2.8.3	Barragem do Rio Torno	43
2.8.4	UHE Foz do Chapecó	46
2.9	Considerações Finais	48
3	METODOLOGIA.....	50
3.1	Introdução	50
3.2	Revisão bibliográfica e definição das variáveis medidas.....	51
3.3	Seção de estudo e parâmetros adotados.....	53
3.4	Programas e análises efetuadas	55
3.5	Análise estatística	56
3.6	Aplicação – Estudo de caso	56
4	ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS VAZÕES PERCOLADAS EM UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO	58
4.1	Introdução	58
4.2	Análises efetuadas e resultados obtidos	58
4.3	Análises de regressão e correlação	62

5	ESTUDO DE CASO - APLICAÇÃO DOS RESULTADOS	79
5.1	Introdução	79
5.2	Barragem do rio Torno	80
5.3	Barragem de Corumbá I	82
5.3.1	Características Gerais.....	82
5.3.2	Pré-dimensionamento do núcleo e considerações gerais	87
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	91
6.1	Principais conclusões	91
6.2	Recomendações para pesquisas futuras.....	93
7	BIBLIOGRAFIA	95
	ANEXO I	98

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas	°C	Graus Celsius
A		Área da seção transversal
B		Largura da base do núcleo
BN		Camada de ligação
d		diâmetro da peneira
D		diâmetro máximo do agregado
D ₅₀		Diâmetro equivalente a 50% do material retido
D _{10trans}		Diâmetro equivalente a 10% do material retido da transição
D _{100trans}		Diâmetro equivalente a 100% do material retido da transição
D _{10trans}		Diâmetro equivalente a 10% do material retido do núcleo
D _{100trans}		Diâmetro equivalente a 100% do material retido do núcleo
Dobs		Módulo do desvio máximo observado
DR		Camada drenante
e		espessura
E		Aterro regularizado
f(x)		Função de x
f _{0i}		frequência observada
f _{ei}		frequência esperada
F.S.		Fator de segurança
h		horas
H		carga hidráulica
H ₀		hipótese para teste de significância
i		gradiente hidráulico
I		Camada impermeável
k		Coefficiente de permeabilidade
K		número de classes
KS		teste Kolmogorov-Smirnov
L		comprimento
m		metros

mm	milímetros
n	expoente para cálculo da curva de <i>Fuller</i>
N _c	Número de canais de fluxo
N _q	Número de equipotenciais
P	porcentagem que passa em uma determinada peneira
Q	Vazão
r	Coefficiente de correlação de Pearson
R ²	quadrado
s	segundos
S	Banho selante
S _r	Desvio padrão
t	valor limite para teste de significancia

Letras Gregas

α	grau de liberdade ou nível de significância
Δ	variação
μ	média
χ	Quiquadrado
Σ	Somatório

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Faixas granulométricas dos enrocamentos, (Watzko, 2007).....	11
Figura 2.2: Enrocamento Fino, Watzko (2007).....	12
Figura 2.3: Enrocamento Médio, Watzko (2007).....	13
Figura 2.4: Enrocamento Grosso, Watzko (2007).....	13
Figura 2.5: Lançamento, espalhamento e molhagem do enrocamento (Watzko, 2007).	14
Figura 2.6: Molhagem e compactação. (Watzko, 2007).....	14
Figura 2.7: Barragem com Vedação em Concreto asfáltico aplicado no talude de montante (adaptado de Falcão, 2003).....	19
Figura 2.8: Seção Típica de barragem com Núcleo de Concreto Asfáltico Vertical (a), Inclinado (b) e misto (c).	20
Figura 2.9: Coeficiente de permeabilidade da mistura asfáltica em função da porosidade, (Hoeg 1993).....	23
Figura 2.10: Curva característica típica de betumes da classe B (Faustino, 2009).	26
Figura 2.11: Resultado típico de ensaio Marshall em amostra de mistura de concreto betuminoso (Hoeg, 1993).	32
Figura 2.12: Esquema para ensaio de permeabilidade (Hoeg, 1993).	33
Figura 2.13: Foto da máquina pavimentadora (Protz, 2012).....	37
Figura 2.14: Tratamento do Plinto: Detalhe do plinto antes da aplicação (a); limpeza do plinto (b); lançamento do mastic betuminoso (c) e detalhe do espalhamento (d), (Faustino, 2009).....	38
Figura 2.15: Compactação do núcleo e transições (Falcão, 2007).	38
Figura 2.16: Seção típica da barragem de Yele, Wang <i>et al</i> , (2010).....	41
Figura 2.17: Seção Típica Barragem do Rio Torno (Faustino, 2009).	45
Figura 2.18: Visão geral do local de implantação da UHE Foz do Chapecó	46

Figura 2.19: UHE Foz do Chapecó, arranjo geral das estruturas, (Guimarães <i>et al</i> , 2011).	47
Figura 2.20: Seção típica da barragem principal da UHE Foz do Chapecó adaptado de (Humes <i>et al</i> , 2011).	48
Figura 3.1: Coeficiente de permeabilidade x Volume de vazios para o concreto asfáltico, (Falcão, Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens, 2007).	55
Figura 4.1: Seção típica estudada.	59
Figura 4.2: Malha de elementos finitos e condições de contorno.	59
Figura 4.3: Vazão e perda de carga para H = 100,0 m e “e” = 4,0 m.	60
Figura 4.4: Desvios e dados em relação ao modelo estimado de regressão (Montgomery & Runger, 2009).	63
Figura 4.5: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 25,0 m.	66
Figura 4.6: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 50,0 m.	67
Figura 4.7: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 75,0 m.	67
Figura 4.8: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 100,0 m.	68
Figura 4.9: Cálculo dos resíduos para H = 25,0 m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$.	71
Figura 4.10: Cálculo dos resíduos para H = 50,0 m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$.	72
Figura 4.11: Cálculo dos resíduos para H = 75,0 m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$.	73
Figura 4.12: Cálculo dos resíduos para H = 100,0 m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$.	74
Figura 4.13: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 25,0 m.	75
Figura 4.14: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 50,0 m.	75
Figura 4.15: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 75,0 m.	76
Figura 4.16: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 100,0 m.	76

Figura 5.1: Localização da Barragem de Corumbá, I, (Matheus, 2006).	83
Figura 5.2: Arranjo Geral da UHE Corumbá I (Matheus, 2006).....	84
Figura 5.3: Vista de jusante da UHE Corumbá I (Matheus, 2006).	84
Figura 5.4: Seção transversal no Leito do Rio (Matheus, 2006).	85
Figura 5.5: Faixa granulométrica dos enrocamentos utilizados na barragem de Corumbá I (Matheus, 2006).....	87
Figura 5.6: Seção para estimativa de vazão da UHE Corumbá I, adaptado de (Prado, 2010).	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Especificação de betumes oxidados (Faustino, 2009).	25
Tabela 2.2: Ensaio de caracterização dos agregados, adaptado de Faustino (2009).	28
Tabela 2.3: Ensaio físico para caracterização do betume, adaptado de Faustino (2009).	30
Tabela 3.1: Parâmetros Geotécnicos adotados para o enrocamento.	54
Tabela 3.2: Parâmetros de Permeabilidade adotados para o Concreto Asfáltico	55
Tabela 4.1: Vazão x k, parra H = 25,0 m	60
Tabela 4.2: Vazão x k, parra H = 50,0 m	61
Tabela 4.3: Vazão x k, parra H = 75,0 m	61
Tabela 4.4: Vazão x k, parra H = 100,0 m	62
Tabela 4.5: Calculo do coeficiente de correlação r	65
Tabela 5.1: Vazões percoladas pelo núcleo para barragem do rio do Torno.	81
Tabela 5.2: Configurações do núcleo de concreto asfáltico para a Barragem do Rio Torno para mesma vazão de projeto.	82
Tabela 5.3: Coeficiente de permeabilidade para os materiais do núcleo, (Ribas & Shimabukuro, 1992).	86
Tabela 5.4: Configurações de projeto para que a vazão de núcleo argiloso seja mantida (5×10^{-2} l/min/m.	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação brasileira de normas técnicas
ASCE	<i>American society of civil engineers</i>
ASTM	<i>Standards worldwide</i>
BEFC	Barragem de enrocamento com face de concreto
BENA	Barragem de enrocamento com núcleo de argila ou argiloso
BENCA	Barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico
CCR	Concreto compactado a rolo
DNIT	Departamento nacional de infraestrutura de transportes
ICOLD	<i>International commission on large dams</i>
NCA	Núcleo de concreto asfáltico

RESUMO

O crescimento econômico mundial gera um aumento na demanda por água, seja qual for a finalidade, aumentando também a necessidade de construção de barragens para armazenamento e/ou regularização de vazões. A preocupação com o meio ambiente implica, por vezes, dificuldade na seleção de locais ou disponibilidade de materiais, tornando necessária a busca por soluções alternativas. Nessa dissertação o objeto de estudo foram as barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico (BENCA). Foram realizadas análises de percolação em uma seção hipotética, variando-se a carga hidráulica e a espessura do núcleo, para avaliação da influência destes no comportamento de fluxo de uma BENCA. As análises deram subsídios para definição de equações para previsão de vazões através do núcleo em concreto asfáltico de uma BENCA. Estes dados podem ser úteis para o pré-dimensionamento de um determinado projeto e avaliação comparativa com outras soluções.

Palavras Chaves: barragem, enrocamento, concreto asfáltico, análise de percolação.

ABSTRACT

World economic growth leads to an increase in demand for water, whatever the purpose, also increasing the need for construction of dams for storage and / or adjustment of flow rates. The concern with the environment implies sometimes difficult to select local or availability of materials, making it necessary to search for alternative solutions. In this dissertation the object of study of rockfill dams with asphalt concrete core (ACC). Analyzes were conducted on a section percolation hypothetical varying the hydraulic load and the thickness of the core, to evaluate the influence of the flow behavior of a dam. The analyzes given input for setting equations to predict flow through the core in a concrete asphalt ACC. These data can be useful for pre-sizing of a particular project and benchmarking with other solutions.

Key words: dam, rockfill, asphaltic concrete core, seepage analyses.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Desde a antiguidade faz-se necessário o armazenamento de água pela civilização para atendimento de suas necessidades. Isto acontece porque a maioria dos rios não fornece vazão suficiente para atendimento da demanda humana, principalmente nos períodos de seca.

Segundo Waztko (2007), a construção de barragens para armazenamento e utilização de água para fins múltiplos data de mais de 5.000 anos, conforme registros da barragem de *Jawa* na Jordânia. Quando os ingleses colonizaram a Índia, encontraram milhares de barragens de pequeno porte, principalmente no estado de Madrastra.

A evolução do crescimento econômico mundial nos últimos tempos provocou um aumento na demanda por água tanto para abastecimento doméstico, industrial ou irrigações, regularização de rios, recebimento/contenção de rejeitos/resíduos da mineração ou indústria, além da geração de energia elétrica. Observa-se, portanto cada vez mais a necessidade de construção de barragens para atendimento destas demandas.

Entretanto, ao mesmo tempo, existe uma grande preocupação que este crescimento ocorra de forma sustentável, ocasionando, por vezes, dificuldades na seleção de locais para implantação de barragens devido a restrições ambientais ou disponibilidade de materiais adequados.

Uma barragem para acúmulo de água seja para qualquer finalidade deve atender requisitos básicos de segurança e de desempenho, apresentando características de estanqueidade e estabilidade.

No caso específico de barragem de terra e enrocamento não é diferente. Nesse sentido, Cruz (1996) recomenda que uma barragem de terra e enrocamento deve atender três requisitos básicos de segurança no que se refere a estabilidade global: deve ser avaliada a estabilidade de taludes nas diversas fases de solicitação do aterro, ou seja, final de construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido do reservatório; deve ser implantado um eficiente sistema de controle de fluxo d'água pelo maciço, suas fundações e ombreiras; e ainda proceder às análises das tensões *versus* deformações do conjunto barragem-fundação.

Entre as seções mais utilizadas em barragens de terra e de enrocamento podem ser destacadas as de terra homogênea ou heterogênea e as de enrocamento, com núcleo de argila (BENA) ou com face de concreto a montante (BEFC).

Nessa dissertação o objeto de estudo foram as barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico (BENCA), que apesar de não terem sua utilização difundida no Brasil, geralmente podem ser bastante competitivas economicamente quando comparado à soluções mais convencionais, tais como, barragens de enrocamento com núcleo de argila ou face de concreto (ICOLD, 1999).

Esta competitividade se torna mais evidente em regiões de clima tropical, onde ocorrem precipitações praticamente diárias e/ou em regiões onde existe a escassez de solos com características adequadas para utilização como elemento de vedação em barragens.

Nesse sentido, essa dissertação além de apresentar os estudos relativos à percolação em barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico, propõe também contribuir com a divulgação desse tipo de seção, com embasamento técnico-científico.

1.2 Objetivos

A grande demanda pelo crescimento da matriz energética do Brasil, associada à necessidade de agilidade na implantação de novos empreendimentos, considerando as variações climáticas e a disponibilidade de materiais, induzem a uma busca de alternativas para construção de barragens. Dentro deste contexto, são apresentados os principais objetivos desta dissertação.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a influência da espessura do núcleo, do coeficiente de permeabilidade do núcleo e da carga hidráulica, na vazão percolada em uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos para atendimento do objetivo geral são:

- revisão bibliográfica sobre projeto e construção de barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico;
- realização de análises de percolação em uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico de seção hipotética, avaliando a variação da espessura e do coeficiente de permeabilidade do núcleo;
- realização das mesmas análises anteriores para diversos valores da carga hidráulica;
- definição de um modelo matemático para estimativa de vazão em função da espessura do núcleo e do coeficiente de permeabilidade;
- aplicação dos dados obtidos.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação está estruturada em sete capítulos, como descrito a seguir.

O capítulo um é o de introdução e apresentação dos objetivos deste trabalho.

O capítulo dois apresenta uma revisão bibliográfica sobre barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico. São abordados aspectos sobre o histórico da aplicação desta técnica, os materiais de construção, compostos pelo enrocamento que compõe os espaldares da barragem, as transições e o concreto asfáltico. Aspectos sobre o controle de qualidade, os processos executivos e exemplos de aplicação e finalizar o capítulo apresentam-se algumas considerações sobre a metodologia.

O capítulo três apresenta a metodologia adotada para elaboração deste trabalho.

O capítulo quatro apresenta as análises efetuadas para determinação das vazões nas diversas situações estudadas, bem como uma análise estatística que subsidiou a determinação do modelo matemático para estimativa de vazão em uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico.

No capítulo cinco são aplicados os estudos desenvolvidos nos dois capítulos anteriores com a utilização de estudos de casos.

Finalizando a dissertação o capítulo seis apresenta as conclusões obtidas pela elaboração deste trabalho, bem como as sugestões para pesquisas futuras.

2 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO EM CONCRETO ASFÁLTICO

2.1 Introdução

Este capítulo irá apresentar os aspectos técnicos sobre a utilização de concreto asfáltico como elemento de vedação em barragens, procurando abordar, principalmente, a aplicação em regiões com clima tropical, como o Brasil.

Inicialmente é apresentado um breve histórico sobre a evolução da aplicação de concreto asfáltico como elemento de vedação em barragens, bem como a utilização de enrocamentos na construção destas barragens.

Na sequência, disserta-se sobre as propriedades requeridas para o enrocamento, o concreto asfáltico e as transições. São abordados temas como o posicionamento e as características geométricas do concreto asfáltico, sua composição, os agregados, controle de qualidade e os procedimentos executivos.

Finalizando o capítulo é feita a análise crítica sobre os estudos realizados no Brasil, apresentado exemplos de aplicação desta metodologia.

2.2 Histórico

Segundo Bordeaux (1980) os primeiros relatos sobre barragens de enrocamento são datados do ano de 1850. Trata-se de barragem para armazenamento de água na área de mineração nas montanhas de Sierra Nevada na Califórnia, nos Estados Unidos. A utilização de enrocamentos para construção de barragens surgiu da carência de solos adequados para construção de barragens de terra convencionais, à experiência dos

mineiros na manipulação de explosivos e a grande abundância de rochas na região. Para vedação da barragem e conseqüente armazenamento da água foram utilizados toras de madeira colocadas sobre o paramento de montante bastante íngreme, com inclinação de 1,0V:0,5H. Entre as barragens de enrocamento mais antigas destacam-se as barragens de *English* na Califórnia com 24 m de altura construída em 1856, e de *Meadow Lake*, também construída na Califórnia em 1903, com 23 m de altura e vedação feita com toras de madeira a montante, que foi totalmente destruída devido à ocorrência de um incêndio alguns anos após a sua construção.

Em meados dos anos 20 existia apenas uma barragem de enrocamento com face de concreto com altura superior a 50 m, a barragem de Rio *Dix* no *Kentucky*, cuja construção foi concluída em 1924 e tinha 84 m de altura. Até esta data havia apenas doze barragens de enrocamento com altura entre 30 e 50 m.

A barragem de *Salt Springs* com 100 m de altura, construída na década dos anos 30, na Califórnia, foi um marco na engenharia de barragens, pois os critérios adotados para sua construção foram aproveitados no projeto de muitas outras grandes barragens nos 30 anos seguintes.

Nos anos 40 surge como alternativa à impermeabilização com face de concreto a utilização de núcleo argiloso central para vedação, podendo este ser construído com face vertical ou inclinado.

Bourdeaux (1980), também cita algumas obras importantes como a barragem de São Gabriel, primeira com núcleo central espesso, com 111m de altura, cuja construção foi concluída em 1928 e a barragem de *Nantahala*, com núcleo inclinado delgado, com 78 m de altura e construção concluída em 1942.

A partir dos anos 50 ocorreu um grande desenvolvimento na execução de barragens de enrocamento, tanto com face de concreto como núcleo argiloso central, devido ao rápido desenvolvimento dos conhecimentos sobre o uso, as características e o comportamento

dos enrocamentos de obras construídas. Entre 1950 e 1963, foram construídas mais de 30 barragens de enrocamento com núcleo central com altura entre 75 e 150 m, e em 1963 havia aproximadamente mais de 40 barragens com altura entre 85 e 280 m de altura em fase de projeto ou construção.

Outro fator que contribuiu para a evolução das barragens de enrocamento é o fato de que inicialmente o enrocamento era apenas lançado e molhado para que os finos não se acumulassem nos contatos e se distribuíssem melhor ao longo dos vazios formados pelos blocos maiores, o que fazia destas barragens maciços bastante compressíveis. Posteriormente o procedimento evoluiu para o lançamento e espalhamento do enrocamento em camadas de 0,40 a 0,60 m de espessura, seguidos da compactação com sucessivas passadas de tratores de esteira tipo D-8 ou D-9. Atualmente, a compactação dos enrocamentos é feita, geralmente, com rolos lisos vibratório com peso estático variando de 9 a 15 toneladas em camadas não superiores a 1,0 m minimizando assim, as deformações e melhorando o desempenho principalmente das barragens com face de concreto.

Segundo ICOLD (1982), a barragem pioneira na utilização de algum tipo de concreto asfáltico como elemento de vedação em barragens é a barragem de *ASSUR*, construída em alvenaria, cerca de 1.300 A.C., na Mesopotâmia.

ICOLD (1999) cita que a primeira barragem de enrocamento com núcleo asfáltico construída na era moderna foi a barragem *CENTRAL* nos Estados Unidos em 1910. A barragem de *Sawtelle*, concluída em 1929 foi a primeira com paramento de montante em concreto asfáltico. Na década de 30 foram construídas oito barragens deste tipo, com destaque para a barragem de *Ghrib*, na Argélia, cuja construção foi finalizada em 1936, tendo 76 m de altura e paramento de montante bastante íngreme, variando de 1V:0,70H a 1V:1H.

As barragens que utilizam misturas asfálticas como elemento de vedação no núcleo podem ser divididas em quatro categorias principais, a saber: mastique asfáltico,

argamassa asfáltica, concreto asfáltico denso e concreto asfáltico ciclópico, sendo que a diferença básica entre as categorias é a dimensão dos agregados, a porcentagem de betume e a técnica construtiva (ICOLD, Bituminous Cores for Earth and Rockfill dams, 1982).

O agregado utilizado no masticue asfáltico tem o diâmetro máximo reduzido. A argamassa ciclópica e o concreto asfáltico também se diferem pelo diâmetro máximo dos agregados, além do concreto asfáltico necessitar de vibração. A semelhança entre estas duas modalidades é o alto teor de betume, em torno de 30,0 a 40,0 % da mistura e o fato das misturas serem feitas durante a construção do núcleo. O concreto asfáltico fluido contém teores de betume ainda maiores, porém não necessita de vibração ou compactação durante sua aplicação. O concreto asfáltico denso utiliza-se de um baixo teor de betume de 5,0 a 7,0 %, e a mistura é compactada com rolos vibratórios, (Faustino, 2009).

A maioria das barragens com vedação em concreto asfáltico construídas até o momento está localizada no continente Europeu e Asiático, sobretudo em países como Alemanha, Noruega e China.

Faustino (2009) cita a barragem de Vale do Gaio, construída em Portugal no ano de 1949 como a primeira barragem com cortina interior de mistura asfáltica. A solução consistia na aplicação de uma camada com espessura variando de 0,10 a 0,20 m de betume sobre uma parede de alvenaria com inclinação de 1V:0,8H. Porém o material asfáltico não era o único elemento impermeabilizante, visto que o paramento de montante era constituído de materiais argilosos.

A Alemanha é uma das pioneiras na utilização de misturas asfálticas como elemento de vedação em barragens. Na década de 30 utilizava-se o concreto asfáltico, principalmente na face de montante como elemento impermeabilizante. Nos anos 50 passou-se a utilizar o concreto asfáltico no núcleo de barragens, porém como um elemento de vedação adicional à segurança. Somente nos anos 60 foi construída a primeira barragem de enrocamento com núcleo asfáltico como único elemento de vedação. Trata-se da

barragem de *Dhunn Outer*, construída na Alemanha em 1962. Até o final da década de 60 a maioria das barragens construídas, utilizando-se material asfáltico como vedação, tinha o elemento impermeabilizante posicionado no paramento de montante. Neste mesmo período Visser *et al.* (1970), *apud* em Falcão (2003) indicavam uma tendência para utilização da vedação asfáltica como núcleo da barragem em regiões com risco de terremotos ou quando eram esperados grandes recalques.

Até a década de 80 haviam quarenta barragens construídas ou em construção, utilizando-se misturas asfálticas como elemento de vedação. Deste total 36 tinham o núcleo asfáltico como único elemento de vedação, 3 como uma barreira adicional e uma para restauração de uma barragem de gravidade (Falcão, 2003).

Segundo Faustino (2009) até o ano de 2009 este número passou para 107, sendo que 86 já construídas, 18 em fase de construção e 3 em fase de projeto. Destaca-se a barragem de Quxue que tem uma altura de 170,0 m e foi construída na China. Recentemente Espanha, Arabia Saudita e Irã construíram as primeiras barragens utilizando-se esta tecnologia.

Na América do Norte, o Canadá foi pioneiro na utilização desta técnica e a *Hydro Quebec* decidiu construir, na província de *Quebec*, uma série de barragens onde a vedação é feita por meio de um núcleo em concreto asfáltico no projeto chamado *La Romaine*.

No Brasil a primeira barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico foi concluída em 2010. Trata-se da barragem da UHE Foz do Chapecó, localizada no rio Uruguai entre os municípios de Águas do Chapecó (SC) e Alpestre (RS). A Usina Jirau, em fase de construção, terá cerca de um quilômetro de barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico no leito do rio Madeira. O empreendimento será o segundo do Brasil a usar esse tipo de tecnologia. Serão 60 cm de largura de núcleo asfáltico com um volume de concreto asfáltico lançado na barragem de 22m³.

2.3 Enrocamento

Segundo Bordeaux (1980) a definição de barragem de enrocamento, publicada pelo eng. *J.D. Galloway* em 1939 em um simpósio da ASCE (American Society of Civil Engineers) enunciava: “É uma barragem constituída por enrocamentos simplesmente lançados, com declividades dos taludes de jusante e montante praticamente iguais à do talude natural e impermeabilizada através de uma face de concreto apoiada sobre o paramento de montante, sendo colocada entre o concreto e o enrocamento uma camada de pedras arrumadas para servir de “colchão” para as placas de concreto”. Nota-se que atualmente esta definição está ultrapassada devido à evolução dos equipamentos de compactação e desenvolvimento da técnica de vedação com a utilização de um núcleo, seja ele de material argiloso, concreto asfáltico ou qualquer outro material que possa garantir a estanqueidade necessária à estrutura.

As barragens de enrocamento tem uma característica bastante peculiar, visto que a vedação do maciço e a resistência ao empuxo hidrostático do reservatório são garantidas por meio de materiais com características diferentes. O primeiro é garantido com a utilização de um núcleo impermeável que pode ser de solo argiloso, concreto asfáltico, entre outros, ou um paramento de montante que pode ser de concreto, geomembranas, entre outros. O segundo é garantido através da seção praticamente triangular do enrocamento.

Assim, pode-se definir uma barragem de enrocamento como um maciço construído por um conjunto permeável de fragmentos rochosos compactados, sem coesão, cujo peso próprio e o imbricamento entre os blocos fornecem a estabilidade do maciço e a vedação é garantida por um núcleo central, inclinado ou vertical, ou um paramento constituído de um material impermeável. Pode-se citar a presença de um terceiro elemento, as transições, que irão garantir o desempenho harmonioso do conjunto.

O material enrocamento pode ser definido como um conjunto não coesivo de fragmentos rochosos de rocha cuja granulometria é composta basicamente por partículas com

diâmetros superiores a 12,7 mm (½ polegada) e uma fração máxima de 30%, desejável 10%, com diâmetro inferior a 4,8 mm (#4), (Bourdeaux, 1980).

Os enrocamentos devem ser, preferencialmente, obtidos das escavações obrigatórias para implantação do empreendimento ou de jazidas naturais de cascalhos. Quando nenhuma das opções anteriores forem possíveis deve-se buscar a obtenção do enrocamento em pedreiras.

A Figura 2.1 apresenta duas sugestões de faixas granulométricas para enrocamentos. A faixa em traço contínuo foi proposta por Dapena (1994) *apud* (Watzko, 2007) e a faixa tracejada foi proposta por Neves (2002) *apud* (Watzko, 2007). Pode-se considerar que o diâmetro máximo do enrocamento não deve ser superior a $\frac{3}{4}$ da espessura da camada compactada.

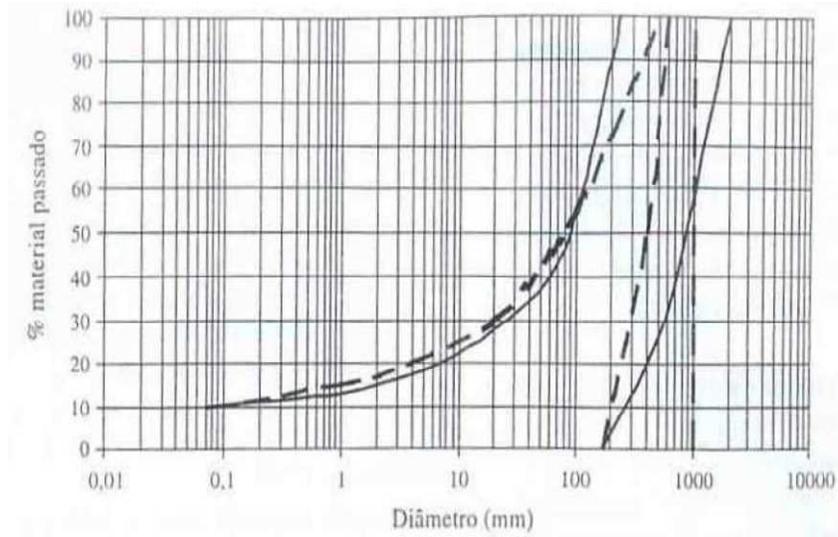


Figura 2.1: Faixas granulométricas dos enrocamentos, (Watzko, 2007).

Watzko (2007) classifica os enrocamentos em:

- enrocamento fino;
- enrocamento médio;
- enrocamento graúdo duro;
- enrocamento graúdo brando.

A principal diferença entre os tipos de enrocamento é a granulometria. Os diâmetros máximos para estes materiais são de 400, 800 e 1000 mm, para o enrocamento fino, médio e graúdo, respectivamente. Esta diferença pode ser traduzida no comportamento do material. As figuras 2.2 a 2.4 mostram os diferentes tipos de enrocamento.



Figura 2.2: Enrocamento Fino, Waztko (2007).

De um modo geral os enrocamentos são compactados em camadas que variam de 0,40 a 1,60 m, dependendo do diâmetro máximo do enrocamento.

O processo executivo engloba as fases de lançamento, espalhamento e compactação. Normalmente a compactação é realizada aplicando-se o lançamento de água ao mesmo tempo da compactação. As fases de execução de um aterro compactado podem ser visualizadas nas figuras 2.5 e 2.6.



Figura 2.3: Enrocamento Médio, Waztko (2007).



Figura 2.4: Enrocamento Grosso, Waztko (2007).

Para o controle de compactação devem ser realizados ensaios de granulometria e densidade in situ com o emprego do método da membrana plástica, que é um ensaio similar ao método do frasco de areia, porém, devido aos grandes volumes empregados

substitui-se a areia por água e coloca-se uma membrana impermeável cobrindo o furo para que não ocorra a fuga da água.



Figura 2.5: Lançamento, espalhamento e molhagem do enrocamento (Watzko, 2007).



Figura 2.6: Molhagem e compactação. (Watzko, 2007)

2.4 Transições

Faustino (2009) recomenda que a granulometria das transições não tenham descontinuidades e, pelo menos 10% do material, deve ter uma dimensão inferior ao diâmetro máximo do agregado da mistura. Além disso, os materiais de transição devem ter dimensão máxima igual a $\frac{1}{4}$ da dimensão máxima dos materiais dos espaldares.

A largura da zona de transição pode variar de 1 a 2,0 m de largura e devem obedecer aos critérios de filtros apresentados nas equações 2.1 e 2.2, além dos critérios clássicos de Terzaghi.

$$D_{100 \text{ núcleo}} \geq D_{10 \text{ trans}} \text{ e } D_{100 \text{ trans}} \geq 0,25 \times D_{10 \text{ maciço}} \quad (2.1)$$

$$D_{50} \geq 10 \text{ mm e } D_{15} \leq 10 \text{ mm} \quad (2.2)$$

Para garantir condições de estabilidade em uma barragem de enrocamento com grandes blocos de rocha é necessário uma atenção especial para o projeto das zonas de transição entre o aterro de enrocamento e o núcleo asfáltico. Estas zonas de transição permitem uma melhor distribuição das tensões causadas pelo enrocamento e, conseqüentemente, as deformações no núcleo asfáltico ocorrem de maneira uniforme, reduzindo o efeito de deformações diferenciais.

As zonas de transição normalmente têm espessuras variando de 1,0 a 2,0 m para cada lado. A espessura é definida em função do equipamento disponível e das condições de trabalho. Normalmente utilizam-se zonas de transição com espessura de 1,50 m, (ICOLD, 1982).

A zona de transição a jusante deve ser suficientemente permeável de forma a permitir livre drenagem durante a operação. Pode-se trabalhar com um dreno tipo chaminé para drenagem controlada do fluxo oriundo do núcleo asfáltico.

A zona de transição a montante deve possuir uma elevada percentagem de finos, que podem auxiliar no processo de auto cicatrização em uma eventual abertura de trincas no núcleo asfáltico. Esta zona deve ser projetada de forma a permitir a introdução de tubos de injeção, para aplicação de bentonita, para auxílio na vedação no caso da ocorrência de vazamentos no núcleo asfáltico.

Os materiais de transição devem ser bem graduados com dimensões variando de 2,0 a 100,0 mm. As camadas de transição devem ser compactadas simultaneamente e com a mesma espessura de compactação do núcleo asfáltico, ou seja, 20,0 a 25,0 cm, (ICOLD, 1992).

As zonas de transição devem atender critérios de filtro para que não ocorram perdas de materiais. As equações 2.1 e 2.2, apresentam uma proposição para os critérios de filtro entre o núcleo asfáltico e as transições.

2.5 Concreto asfáltico

2.5.1 Introdução

Segundo ICOLD (1992) uma vedação em concreto asfáltico deve apresentar as seguintes características:

- baixa permeabilidade, para permitir uma perfeita estanqueidade;
- resistência suficiente contra os carregamentos externos;
- flexibilidade para suportar as deformações do aterro e fundação sem o aparecimento de trincas;
- resistência ao envelhecimento;
- uma boa capacidade de cicatrização no caso de pequenas fugas de finos, associado a resistência à erosão;
- boa aderência entre o concreto betuminoso e os materiais do aterro.

O desenvolvimento da técnica de construção de núcleos asfálticos permitiu uma significativa redução no teor de betume utilizado na composição do concreto asfáltico. Uma composição gravimétrica típica para concreto asfáltico é de 40% de agregado fino (areia), 40 % de agregado graúdo (brita) 12% de *filler* e 6 a 8 % de betume.

Geralmente o betume utilizado para utilização no concreto asfáltico é o mesmo aplicado na pavimentação rodoviária sendo classificado pelo grau de penetração, pelo grau de viscosidade original e pelo grau de viscosidade após a mistura quente. Para utilização com finalidades hidráulicas o betume deve ser designado através de seu grau de penetração.

O ensaio utilizado para classificação do betume é o ensaio de penetração padrão, segundo ABNT (1998). Os principais betumes comercialmente encontrados têm graus de penetração de: 40-50, 60-70, 80-100, 120-150, 200-300. Os três primeiros são mais utilizados na construção do núcleo asfáltico, sendo que o mais utilizado é o de penetração entre 80-100. Quanto maior a penetração, maior é a rigidez e dureza do asfalto, propiciando menor capacidade de absorver as deformações de fundação e aterro.

Os agregados utilizados devem apresentar boa resistência mecânica, durabilidade, ter afinidade com o betume (adesividade) e baixa porosidade. Além disso, devem atender a curva de graduação de Fuller (Equação 2.3) que será apresentada na seção 2.5.3.1 e melhorados com a adição de *filler*. A prática atual mostra que a faixa granulométrica adequada para os agregados varia de 0,074 mm a 18 mm.

Normalmente deve-se utilizar o mesmo agregado que seja adequado para construção de concreto armado. Agregados de origem calcária mostram bom desempenho para essa finalidade, além de, quartzito, diorito, gnaisse e basalto. Saliente-se que a rocha sã da região, geralmente é a mais adequada para utilização (ICOLD, 1999).

O núcleo de concreto asfáltico deve ser flexível para absorver as deformações esperadas, ter resistência ao cisalhamento suficiente para suportar as tensões transmitidas e ser

economicamente viável. As quantidades ideais de cada componente do concreto asfáltico devem ser definidas por meio de estudo de dosagem para se obter uma mistura que atenda aos requisitos indicados.

2.5.2 Posicionamento e características geométricas

Embora não seja escopo desta dissertação vale citar que quando o concreto asfáltico é aplicado na face de montante existem dois tipos possíveis de configuração, o primeiro é chamado de tipo A e possui camada dupla de vedação, o segundo é chamado de tipo B e possui apenas uma camada de vedação (Falcão, 2003).

A configuração tipo A é composta por uma camada de ligação aplicada em contato com o enrocamento, que deve estar regularizado. A seguir é aplicada uma camada impermeabilizante, seguida de uma camada drenante e mais uma camada impermeabilizante, que é selada com a aplicação de mastique. No revestimento tipo B existem apenas as duas primeiras camadas. A figura 2.7 mostra um exemplo de barragem com vedação a montante e detalhe das duas configurações possíveis para composição do sistema de vedação.

Pode-se citar como vantagem deste tipo de solução, com relação a revestimentos em concreto armado, a capacidade de se adaptar a deflexões razoáveis do maciço de montante sob a influência do peso próprio da barragem e da carga de água do reservatório, devido à consolidação da fundação (Falcão, 2003).

Em barragens com núcleo com concreto asfáltico, normalmente, a vedação tem seu posicionamento no centro do corpo da barragem e adjacente às transições. Geralmente o núcleo é construído na posição vertical, porém, para barragens muito altas o núcleo pode ser inclinado, embora não seja uma solução muito atraente devido as dificuldades construtivas.

Segundo Falcão (2007), os núcleos em concreto asfáltico são corpos elásticos que submetidos à aplicação de cargas são definitivamente influenciados pela temperatura e tempo. O concreto asfáltico apresenta propriedades de baixa permeabilidade, o que pode ser considerado praticamente impermeável, resistente à erosão e envelhecimento, além de boa trabalhabilidade e compactação.

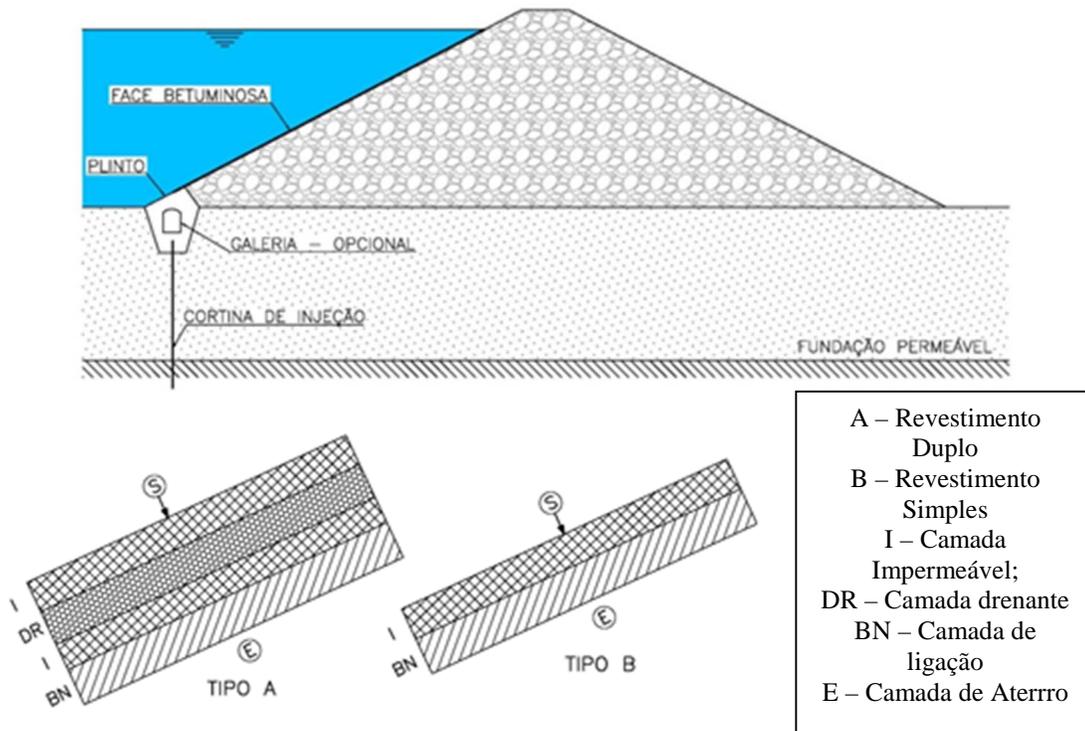


Figura 2.7: Barragem com Vedação em Concreto asfáltico aplicado no talude de montante (adaptado de Falcão, 2003).

O aumento nos custos de construção e do próprio material fazem com que a adoção de inclinações para o núcleo asfáltico seja pouco atrativa. Como vantagem desta solução pode-se citar a transferência do carregamento do reservatório para o espaldar de jusante. Uma desvantagem de núcleos inclinados são as dificuldades de reparo das trincas. No caso de núcleos verticais o reparo pode ser efetuado pela injeção de calda de cimento através de furos feitos na transição.

Faustino (2009) recomenda a execução de cortinas verticais, com espessura constante para barragens com alturas máximas de 60 m. Para barragens mais altas, em geral no terço

superior, a cortina poderá ser ligeiramente inclinada, reduzindo a possibilidade de escorregamento entre a cortina interior e o maciço de montante para as referidas cotas.

A figura 2.8 apresenta seções típicas de barragens com núcleo de concreto asfáltico.

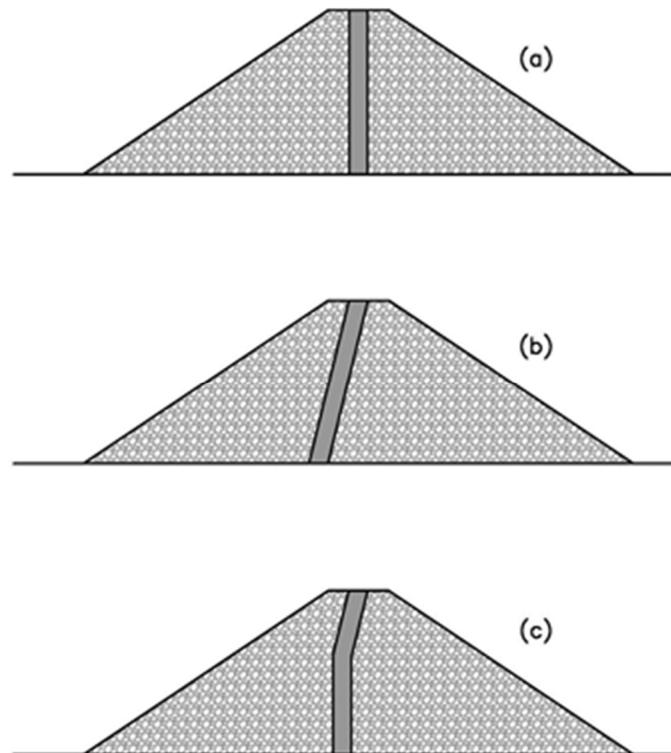


Figura 2.8: Seção Típica de barragem com Núcleo de Concreto Asfáltico Vertical (a), Inclinado (b) e misto (c).

Segundo Hoeg (1993) a espessura do núcleo pode ser variável, decrescendo da base para o topo. Assim, com a utilização de equipamentos modernos é possível à redução gradual do núcleo, caso a modificação do procedimento se mostre economicamente viável.

Na prática pode-se considerar que a espessura do núcleo asfáltico dever ser igual a 1% da diferença entre o nível de água de montante e de jusante. Entretanto, considera-se que com os modernos processos construtivos e a aplicação de rígido controle de qualidade esta prática se mostra bastante conservadora para barragens de grande altura. A experiência norueguesa sugere uma espessura mínima de 0,50 m e máxima de 1,0 m, podendo chegar a 1,20 m em casos de intensa atividade sísmica (Hoeg, 1993).

2.5.3 Composição do concreto asfáltico

2.5.3.1 Agregados

Considera-se como agregado todo material pétreo utilizado para construção do concreto asfáltico.

De acordo com DNIT (2006) os agregados podem ser classificados de acordo com sua origem, tamanhos e graduação.

Quanto a sua origem os agregados classificam-se em:

- agregados naturais, constituídos de grãos oriundos de alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por processos de britagem: pedregulhos, seixos, britas, areia, etc;
- agregados artificiais, aqueles em que os grãos são produtos ou subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material: escória de alto forno, argila calcinada, argila expandida.

Quanto ao tamanho individual dos grãos os agregados classificam-se em:

- agregado graúdo, material retido na peneira # 10 (2,0 mm), tais como: britas, cascalhos, seixos;
- agregado miúdo, material que passa na peneira # 10 (2,0 mm) e fica retido na peneira #200 (0,075 mm): pó de pedra, areia;
- agregado de enchimento ou material de enchimento (filler), o que passa pelo menos 65% na peneira #200 (0,075 mm): cal extinta, cimento portland, pó de chaminé.

Quanto a sua distribuição granulométrica os agregados classificam-se em:

- agregado de graduação densa, aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínuo, com quantidade de material fino, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores;
- agregado de graduação aberta, aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com insuficiência de material fino, para preencher os vazios entre as partículas maiores;
- agregado tipo macadame, aquele que possui partículas de um único tamanho, trata-se, portanto, de um agregado de granulometria uniforme onde o diâmetro máximo é aproximadamente o dobro do diâmetro mínimo.

Os agregados utilizados nas misturas de concreto asfáltico atendem a curva de graduação de Fuller (equação 2.3). Deste modo a granulometria do material de enchimento, areia, e rocha britada ou pedregulho natural variam entre 0 – 16 ou 18 mm (Hoeg, 1993).

$$P = \left(\frac{d}{D}\right)^n \times 100 \quad (2.3)$$

Onde:

- P é a porcentagem que passa em uma determinada peneira;
- d representa o diâmetro da peneira P;
- D é o diâmetro máximo do agregado;
- n é um expoente variável entre 0,41 e 0,50.

2.5.3.2 Vazios

Um dos fatores mais importantes na mistura de concreto asfáltico é a quantidade de vazios, representada pela porosidade, pois esta propriedade irá impactar diretamente no comportamento da mistura betuminosa, pois, quanto maior o índice de vazios maior será o coeficiente de permeabilidade.

Os vazios da mistura asfáltica podem ser preenchidos por betume ou com ar. Geralmente quando se utiliza betume insere-se uma quantidade suficiente para preencher os vazios entre os agregados, de forma a obter a densidade máxima quando o concreto asfáltico é compactado. Isso corresponde a uma quantidade de betume em torno de 5 a 6 % do peso total, melhorando a aplicação e compactação para atingir uma porosidade de 3%. Para esta porosidade o concreto asfáltico se torna praticamente impermeável. Basta um pequeno acréscimo na porosidade da mistura para um aumento significativo do coeficiente de permeabilidade, sendo que para uma porosidade de aproximadamente 5% a permeabilidade da mistura atinge valores da ordem de 10^{-6} m/s, Hoeg (1993). Isto pode ser observado na figura 2.9 a seguir.

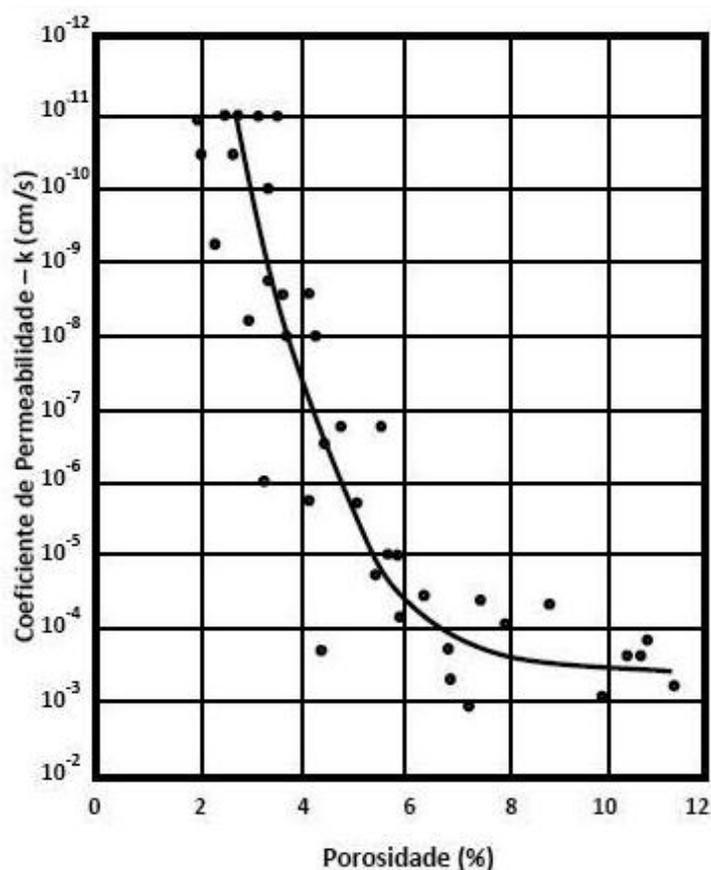


Figura 2.9: Coeficiente de permeabilidade da mistura asfáltica em função da porosidade, (Hoeg 1993).

2.5.3.3 Betume

As considerações realizadas a respeito do betume foram baseadas em Faustino (2009).

O betume é um material bastante complexo quimicamente, resultante da mistura de moléculas na grande maioria de hidrocarbonetos de cadeia aberta, com algumas minorias de hidrocarbonetos cíclicos e grupos funcionais, com o enxofre, azôto e átomos de oxigênio. Apresenta também vestígios de metais, tais como, vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio, ocorrendo sob forma de sais inorgânicos e óxidos ou em estruturas amorfas, Shell Bitumen, 1990 *apud in* Faustino (2009).

Pode-se dividir o betume em dois grandes grupos, os asfaltenos e os maltenos, sendo que estes podem ser divididos em outros três grupos, os saturados, os aromáticos e as resinas.

As principais características dos asfaltenos é que se tratam de compostos macromoleculares, de hidrocarbonetos amorfos e elevado peso molecular. Do lado oposto, os maltenos, caracterizam-se por moléculas de menor peso molecular e funcionam como meio de dispersão oleoso, o que confere ao betume um comportamento de sistema coloidal.

Na presença de quantidades suficientes de resinas e aromáticos, as micelas de asfaltenos adquirem uma boa mobilidade no meio de dispersão e, como tal, o betume tem um comportamento de sistema coloidal tipo SOL, que é um colóide constituído de partículas sólidas finamente divididas dispersas em um meio de dispersão líquido. Por outro lado, se as resinas e/ou aromáticos não forem suficientes, os asfaltenos perdem mobilidade e as micelas agrupam-se em forma de anéis, que por sua vez se agrupam entre si. Desta forma, o betume terá um comportamento mais gelatinoso, sendo então considerado um GEL que é um colóide no qual a interação do líquido com partículas muito finas induz o aumento da viscosidade. Um aumento de temperatura quebra as ligações entre os anéis de asfaltenos e dentro dos mesmos, conduzindo a um comportamento de SOL.

Os asfaltenos constituem de 5 a 25% do betume, ao passo que os aromáticos de 40 a 65% e os saturados de 5 a 20% do betume.

O aumento da concentração de saturados, com a manutenção da razão resinas/aromáticos constante, conduz a produção de um betume mais mole. O aumento na concentração de resinas leva a produção de um betume mais duro, reduzindo a penetração e a resistência ao cisalhamento, porém aumentando-se a viscosidade do betume.

O material betuminoso pode ser caracterizado por um comportamento visco-elástico e as suas deformações é função da temperatura e do período que o material sofre um carregamento externo. Para altas temperaturas e longos períodos de carregamento o betume se comporta como liquido viscoso, ao contrário de curtos períodos de carregamento ou baixas temperaturas, onde o comportamento apresentado é de sólido elástico.

Normalmente a especificação do betume é dada pela penetração. Por exemplo, um betume 50/70 tem uma penetração entre 50 e 70 décimos de mm. Além destas características, estes betumes devem cumprir requisitos específicos relativamente a perda de massa por aquecimento e à solubilidade em tricloroetileno, conforme mostrado na tabela 2.1 (Faustino, 2009).

Pode-se dividir os materiais betuminosos em três classes, sendo que para utilização em obras hidráulicas deve-se utilizar o betume tipo B (*Blown* - soprado), que é fabricado pela inclusão de ar através da mistura de betume amolecido a uma temperatura controlada. As demais classes são a S (*straight line* – linha reta) e W (*waxy* – parafínico).

Tabela 2.1: Especificação de betumes oxidados (Faustino, 2009).

Propriedade	Betume			
	30/40	50 a 70	85 a 100	150 a 200
Penetração (em 0,1 mm, a 25°C)	30 a 40	50 a 70	85 a 100	150 a 200
Ponto de amolecimento (°C)	52,00	46,00	43,00	37,00
Perda de massa por aquecimento (durante 85 min a 163°C), %	0,50	0,50	0,50	0,50

Solubilidade em tricloroetileno, % de massa mínima	99,50	99,50	99,50	99,50
--	-------	-------	-------	-------

As propriedades destes betumes são representadas graficamente por meio da temperatura/viscosidade/penetração, por duas retas que se interceptam (figura 2.10). A inclinação da reta na região das altas temperaturas é, aproximadamente, igual a dos betumes não arejados, sendo que a inclinação da reta na região das temperaturas mais baixas é mais suave. Para caracterização dos betumes de classe B é necessário a realização dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento e duas medições de viscosidade a altas temperaturas.

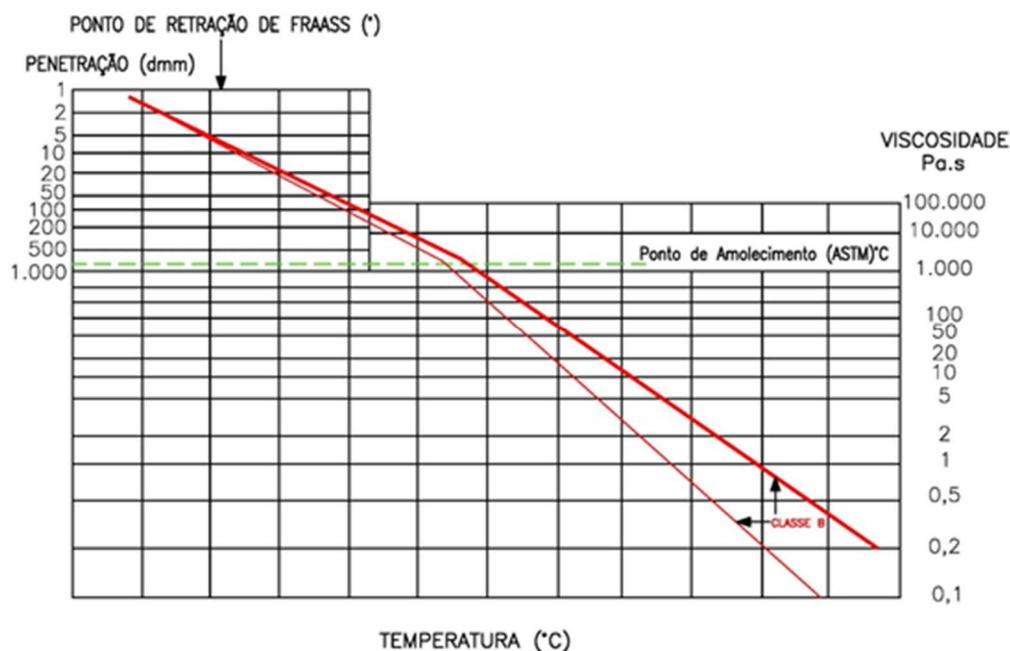


Figura 2.10: Curva característica típica de betumes da classe B (Faustino, 2009).

As principais características que favorecem a utilização dos betumes da classe B como elementos de vedação em barragens são o elevado ponto de amolecimento, se comparado com as outras classes e o ponto de retração mais baixo. Isso confere um intervalo de viscosidades de compactação compatível com o ótimo (2 a 20 Pa.s) para as temperaturas de aplicação, que variam entre 150 e 180°C.

2.6 Controle de Qualidade

Um dos fatores mais importantes para que barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico apresentem um desempenho conforme o previsto na fase de projeto, está ligada às características dos materiais aplicados individualmente e em conjunto no concreto asfáltico. Estas propriedades devem estar de acordo com as especificações estipuladas no projeto. Para isso os materiais devem ser testados na usina e no local de aplicação. Na usina são realizados ensaios para atestar e documentar as propriedades dos agregados.

As principais verificações realizadas são a qualidade, a durabilidade e a granulometria do agregado e do filler. Verifica-se também a umidade e a temperatura do agregado e do asfalto que entram na mistura. Devem ser controlados e registrados também o teor de asfalto na mistura e o tempo de mistura. Durante a aplicação devem ser verificadas e monitoradas a temperatura de colocação e de compactação, a granulometria e a espessura das camadas, procedimentos de compactação, densidades in situ, porcentagem de vazios após a compactação, permeabilidade no local e adesão entre as camadas e faixas (ICOLD, 1999).

Durante a construção deve-se planejar um eficiente programa de controle de qualidade, com o objetivo de se garantir um bom desempenho do núcleo. Este programa deve contemplar o controle de qualidade dos materiais componentes, o processamento destes materiais na produção da mistura, o transporte, a colocação e a compactação da mistura.

O controle de qualidade dos materiais e do produto final aplicado deve passar por um rigoroso controle de qualidade, para garantir que o núcleo asfáltico apresente as características e especificações de projeto.

Este processo inicia-se com os ensaios para determinação das propriedades dos materiais individualmente, depois contempla estudos de dosagem, ensaios para determinação dos parâmetros de resistência do concreto asfáltico e ensaios em amostras coletadas no núcleo

já compactado. Os ensaios necessários a serem realizados são apresentados nos itens 2.6.1 a 2.6.3.

A qualidade do asfalto deve ser garantida pelo fornecedor. Com relação a mistura, deve-se verificar a quantidade de betume pelo menos 4 vezes ao dia (Falcão, 2007).

Na fase de construção deve-se proceder ao controle de qualidade em corpos de prova extraídos do núcleo compactado a cada 25 a 30 camadas, esperando um período de aproximadamente 5 dias para resfriamento do concreto asfáltico. Nos corpos de prova devem ser realizados ensaios para determinação do peso específico, teor de betume, índice de vazios, permeabilidade e ensaios triaxiais.

2.6.1 Ensaio para determinação das propriedades dos agregados

Os agregados que irão compor a mistura devem ser adequadamente beneficiados, constituídos de material britado, com partículas sãs, duras, não sujeitas a desagregação por ciclos de secagem-molhagem, isento de substâncias prejudiciais.

Normalmente executam-se ensaios nos agregados para verificar a granulometria, absorção, durabilidade, peso específico, densidade das partículas e aderência do betume ao agregado. A tabela 2.2 apresenta os principais ensaios para caracterização dos agregados.

Tabela 2.2: Ensaio de caracterização dos agregados, adaptado de Faustino (2009)

Ensaio	Descrição	Norma
Análise Granulométrica	Determina a distribuição granulométrica dos agregados, mostrando uma relação em peso	NBR 7181/84

Ensaio	Descrição	Norma
	da porcentagem que passa em cada peneira.	
Abrasão Los Angeles	Ensaio para determinação da perda de material por desgaste em porcentagem do peso.	NBR 6485/84
SlakeDurability Test	Ensaio para verificação do desgaste sob o efeito de deterioração e abrasão. Semelhante ao ensaio de abrasão Los Angeles, porém incorpora-se o efeito hidráulico.	ASTM D464/79
Resistência a Compressão Simples	Ensaio para determinação da resistência a ruptura sob o efeito de compressão uniaxial	NBR 12770/92
Absorção	Ensaio para determinação da porcentagem em peso da água absorvida pelos vazios do agregado.	NBR NM 53/09
Porosidade	É a relação entre o volume de vazios no agregado e seu volume total, expresso em porcentagem.	-
Peso Especifico dos Sólidos	Determinação do peso específico dos sólidos que compõe o agregado.	NBR NM 52/09

2.6.2 Ensaio para determinação das propriedades físicas do betume

Normalmente os ensaios para caracterização do betume dividem-se em dois grupos: ensaios químicos, utilizados para determinar parâmetros potencialmente tóxicos ou nocivos e os ensaios físicos, tais como, penetração e ponto de amolecimento, viscosidade, ductilidade e adesão do agregado (Faustino 2009).

Os ensaios químicos são realizados pelo fornecedor e os principais ensaios de caracterização são apresentados na tabela 2.3 a seguir.

Tabela 2.3: Ensaios físicos para caracterização do betume, adaptado de Faustino (2009)

Ensaios	Descrição	Norma
Penetração	Mede a penetração de uma agulha submetida a um carregamento constante durante um determinado período de tempo.	NBR 6576/07
Ponto de amolecimento (esfera e anel)	Este ensaio avalia a consistência do betume quando submetido a elevação de temperatura.	NBR 6560/08
Densidade	Determina a densidade do betume a uma temperatura de 4°C	ASTM D70-72
Ponto de retração	Determina a temperatura em que o betume trinca devido a retração. Pode ser estimado através da penetração, uma vez que corresponde a temperatura em que ocorre uma penetração 1,25 (0,1mm)	-
Viscosidade	Determina a viscosidade do betume a uma determinada temperatura.	ASTM D2171-66/72

2.6.3 Ensaios para determinação das propriedades do concreto asfáltico

Os ensaios para determinação das propriedades do concreto asfáltico compreendem três fases distintas. A primeira é realizada no concreto asfáltico após a mistura realizada, seguido pelos ensaios realizados no material durante sua aplicação e finalmente nos materiais já compactados.

A primeira fase consiste no controle da composição da mistura, temperatura, ensaios Marshall e permeabilidade. Na segunda fase faz-se ensaios de espalhamento, compactação e controle de temperatura. Na terceira fase são extraídos corpos de prova do concreto asfáltico já compactado, onde são realizados ensaios de composição da mistura, Marshall, permeabilidade, resistência ao cisalhamento, deformabilidade e durabilidade.

2.6.3.1 Ensaio Marshall

A norma brasileira que estabelece os procedimentos para realização de dosagem para misturas betuminosas através do método Marshall é a NBR 12891 – Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall, (ABNT, 1993).

Os corpos de provas tem dimensões de 63,5 x 101,6 mm (diâmetro x altura) e são compactados a temperatura constante com a aplicação de aproximadamente 70 golpes. Após compactado o corpo de prova deve permanecer em repouso em temperatura ambiente por um período mínimo de 12 h.

A determinação do peso específico x teor de betume é análogo aos resultados do ensaio de compactação Proctor, que fornece a densidade seca máxima e o teor ótimo de umidade para uma determinada amostra de solo.

O ensaio consiste na aplicação de um carregamento radial na amostra a uma temperatura de 60°C. O carregamento é conduzido a uma taxa de 51mm/min até a ruptura do corpo de prova. O valor da estabilidade corresponde ao valor máximo de carregamento antes da ruptura. A figura 2.11 apresenta resultados típicos de um ensaio Marshall em mistura de concreto betuminoso.

2.6.3.2 Ensaio Triaxiais

A caracterização das propriedades de resistência e deformabilidade do concreto asfáltico são de grande importância para dimensionamento do núcleo e previsão de seu comportamento.

De acordo com a prática atual são ensaiados corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os agregados para mistura são pré-aquecidos por 4 horas a uma temperatura de 160°C e o betume durante 2 h a uma temperatura de 145°C. A mistura é

colocada no molde em camadas de 5 cm a uma temperatura variando de 50 a 160°C e compactada por um período de 30 s por um método similar ao utilizado na moldagem de corpos de prova para realização do ensaio Marshall. As temperaturas citadas são adequadas para o betume tipo B60 e as temperaturas devem ser reduzidas caso seja utilizado betume com menor viscosidade (Hoeg, 1993).

Normalmente os ensaios são conduzidos com a deformação controlada, com uma taxa especificada para deformação e temperatura, com valores de 2%/h e 5°C. Deve-se conduzir o ensaio com diferentes trajetórias de tensões, de forma a representar as diversas condições de carregamento que o núcleo de concreto asfáltico será submetido ao longo da vida útil da barragem.

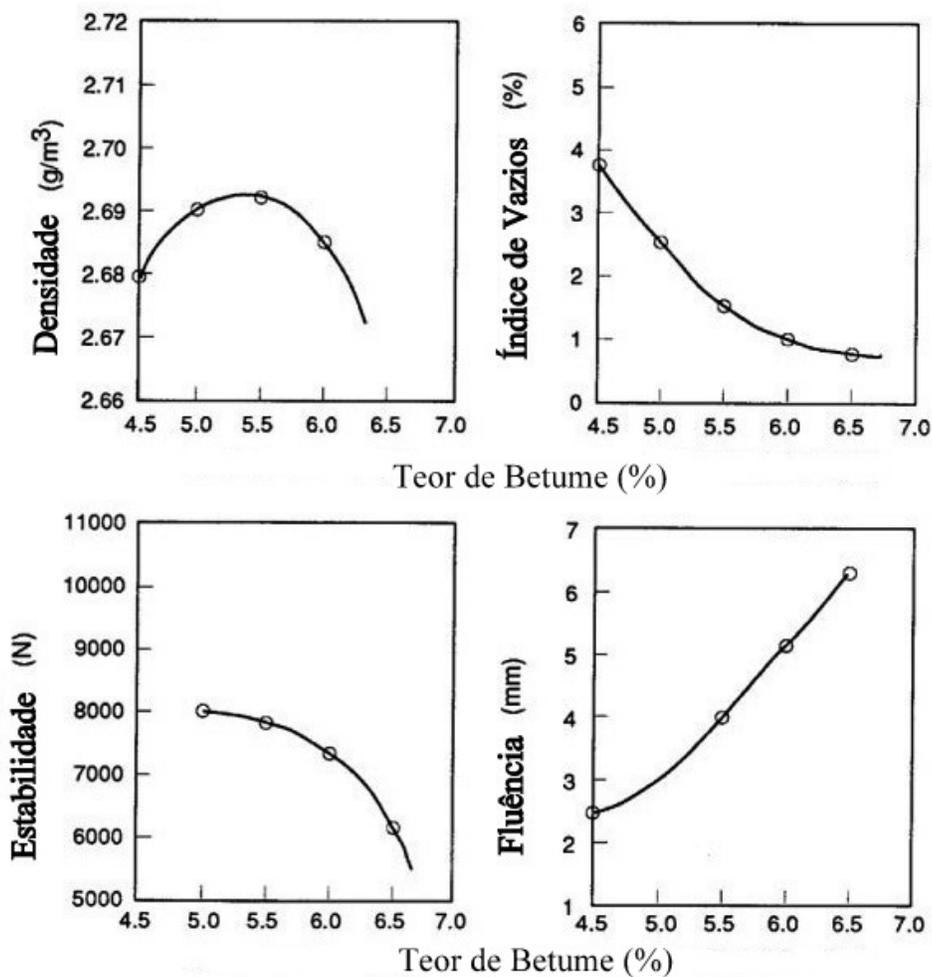


Figura 2.11: Resultado típico de ensaio Marshall em amostra de mistura de concreto betuminoso (Hoeg, 1993).

As principais informações obtidas dos ensaios triaxiais em corpos de prova de concreto asfáltico são o comportamento tensão x deformação, dilatância em função das tensões cisalhantes e deformações impostas ao corpo de prova, resistência ao cisalhamento como função da tensão confinante e se a amostra exibe um comportamento frágil ou dúctil na ruptura.

2.6.3.3 Ensaios de Permeabilidade

Os ensaios para determinação do coeficiente de permeabilidade do concreto asfáltico são realizados em corpos de prova confinados e selados lateralmente por uma camada de betume. É colocado no fundo do corpo de prova uma pedra porosa e filtro conectado a uma bureta, conforme mostrado na figura 2.12 (Hoeg, 1993).

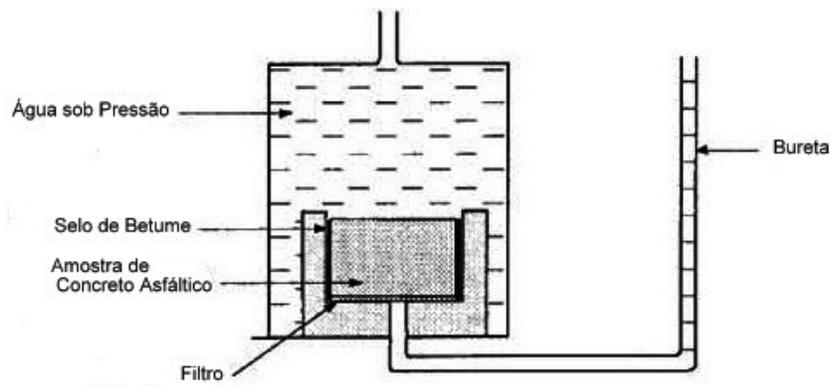


Figura 2.12: Esquema para ensaio de permeabilidade (Hoeg, 1993).

O processo é semelhante a determinação do coeficiente de permeabilidade de corpos de prova de concreto. O fluxo de água no corpo de prova ocorre devido a aplicação de carga hidráulica acima do corpo de prova.

2.7 Processos executivos

Os processos executivos adotados para construção dos núcleos asfálticos variam desde o início da utilização desta solução. As principais técnicas utilizadas são a do concreto asfáltico ciclópico, método russo e o método mecânico. Neste item serão apresentadas as principais características destes métodos.

O método mais adequado para utilização é o método mecânico, pois, possibilita um maior controle de qualidade, maior rapidez na aplicação e, conseqüentemente, melhor custo benefício.

2.7.1 Método do concreto asfáltico cilópico

Esta metodologia também é chamada de *Stone – Bitumem Method*, ou concreto asfáltico ciclópico e caracteriza-se pela aplicação de agregados e *filler* com granulometria uniforme e em seguida impregnação por betume quente até a saturação (Hoeg 1993).

A construção do núcleo ocorre em camadas de 20 a 30 cm, com o auxílio de uma forma metálica, onde os agregados limpos e secos juntamente com o *filler*, são lançados até o preenchimento completo destas. Após isso o betume é bombeado do tanque aquecedor (Falcão, 2003).

A utilização deste método apresenta alguns inconvenientes, fazendo com que esta metodologia não seja muito atrativa. Um destes inconvenientes é o alto teor de betume utilizado, que varia entre 30 e 40% da mistura, mesmo assim o controle do índice de vazios se torna bastante difícil. Isto se torna ainda mais problemático, visto que, esta propriedade influencia o valor esperado para o coeficiente de permeabilidade esperada para o concreto asfáltico compactado.

Verifica-se também a necessidade de um controle rigoroso na compactação e na graduação das transições adjacentes ao núcleo, para que o asfalto do núcleo não seja carreado devido as pressões hidrostáticas que serão impostas a ele (Saxegaard, 2000)

Outro método para aplicação de concreto asfáltico ciclópico, descrito por Visser *et al* (1970), difere-se do apresentado, pelo método da abordagem onde a impregnação ocorre de forma inversa.

Esta abordagem é semelhante ao descrito por Hoeg (1993) e também se utiliza de formas metálicas com dimensões de 1 x 3 m e altura variando de 0,40 a 0,75 m. Coloca-se pedras britadas nas laterais da forma e inicia-se o lançamento do mástico asfáltico composto por agregados de diâmetro máximo da ordem de 8 mm e o lançamento manual de pedras de diâmetro variando de 0,10 a 0,40 m na porção superior da massa quente. Estas pedras previamente impregnadas afundam na massa. Neste método é utilizado um vibrador para consolidação da massa, mas mesmo assim existem dificuldades de controle do índice de vazios.

2.7.2 Método Russo

Este método consiste na aplicação de concreto asfáltico fluído em formas metálicas com 1 m de altura, que são retiradas após o resfriamento da mistura a 45°. Logo em seguida são colocadas as zonas de transição.

Este processo foi aplicado inicialmente na Rússia para construção de três grandes barragens e tem sido utilizado em locais onde o clima é predominantemente caracterizado por baixas temperaturas, sendo necessária uma grande ductibilidade da mistura. O alto teor de betume utilizado e o fato de não requerer nenhum tipo de equipamento para compactação podem ser citados como seus principais pontos negativos e positivos, respectivamente (Falcão, 2007).

2.7.3 Método Mecânico

A descrição deste método esta baseada, principalmente, em informações obtidas de Falcão (2003), Falcão (2007), Ramos (2009) e Faustino (2009).

Este método é o que oferece melhores condições para um adequado controle de qualidade e maior rapidez em sua execução, por isso, se tornou o método mais utilizado no mercado. Somando-se a isso, o baixo consumo de betume (em torno de 6 a 7 %), fez com que a partir de 1970, praticamente todos os núcleos em concreto asfáltico fossem executados com esta metodologia.

Criado em 1960, consiste na aplicação do concreto asfáltico e transições simultaneamente, dispensando a necessidade de formas. A primeira barragem utilizando a máquina pavimentadora foi a *DhumOuter* na Alemanha, em 1962.

A figura 2.13, a seguir, mostra uma figura esquemática de uma máquina pavimentadora utilizada para construção do núcleo asfáltico. O lançamento do núcleo asfáltico e das transições ocorrem simultaneamente, dispensando a utilização de formas, visto que o próprio material da transição fornece suporte ao núcleo. A máquina é dotada de nível a laser, aquecedores de infravermelho, que garantem a horizontalidade e alinhamento das camadas e correções de temperaturas com precisão. Além disso tem-se um sistema de limpeza a vácuo para camada inferior e um sistema de operação que permite o correto posicionamento sobre o alinhamento central do eixo da barragem.

Inicia-se a construção pelo plinto de concreto, que em geral tem uma largura igual ao dobro do núcleo. Em seguida procede-se a limpeza com uma solução de ácido clorídrico, jatos de água e areia, finalizando-se jatos de ar comprimido. Após a limpeza aplica-se uma camada de mastic betuminoso (mistura de betume, filler e material granular fino), com espessura variando de 10 a 20 mm, garantindo assim, a aderência entre o núcleo asfáltico e a fundação. A figura 2.14 mostra o preparo do plinto.



Figura 2.13: Foto da máquina pavimentadora (Protz, 2012).

A velocidade de aplicação é de aproximadamente 80 a 110 m/h e recomenda-se que ocorra apenas a aplicação de duas camadas diárias com 20 cm cada uma, para permitir o esfriamento e a estabilização da camada inferior e possibilitar a compactação adequada das camadas subsequentes. Entretanto, pode-se aumentar este número para 4 camadas diárias, caso necessário um aumento na produtividade (Falcão, 2007).

A aplicação e a compactação do núcleo e das transições ocorrem concomitantemente, sendo um dos procedimentos fundamentais para garantia da qualidade do núcleo. É necessária a utilização de três rolos compactadores, sendo dois para as transições com peso estático variando entre 1500 a 2500 kg, e outro para compactação do núcleo com peso entre 700 e 1000 kg. À medida que a máquina pavimentadora lança os materiais, têm-se dois rolos compactando as transições, trabalhando paralelamente para que ocorra o suporte imediato do núcleo (figura 2.15). Logo atrás vem outro rolo compactando o núcleo (Falcão, 2007).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.14: Tratamento do Plinto: Detalhe do plinto antes da aplicação (a); limpeza do plinto (b); lançamento do mastique betuminoso (c) e detalhe do espalhamento (d), (Faustino, 2009).



Figura 2.15: Compactação do núcleo e transições (Falcão, 2007).

2.8 Exemplos de aplicação

2.8.1 Introdução

Este item tem como objetivo apresentar três casos distintos da aplicação da técnica de concreto asfáltico como elemento de vedação.

O primeiro caso trata-se da barragem de Yele, que foi selecionada pela complexidade geológica da região, representada pela péssima qualidade da fundação e a ocorrência de sismo, mostrando que a utilização de barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico se torna viável mesmo em ocasiões adversas.

O segundo caso trata-se da barragem do rio Torno, implantada em Portugal e apresenta um caso típico de aplicação desta solução. O último caso é o da UHE Foz do Chapecó, que é a primeira barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico implantada no Brasil.

2.8.2 Barragem de Yele

As informações apresentadas neste item foram obtidas de Wang *et al* (2010), no artigo apresentado na revista *Canadian Geotech Journal*.

A barragem de Yele fica no rio Nanya no sudoeste da província de Sichuan, na China. Faz parte de um conjunto de seis projetos para geração de energia elétrica e tem capacidade de geração de 240 MW. A barragem fica a 49,5 km da nascente do rio em uma altitude de 1714 m, com potencial hidrelétrico explorável de aproximadamente 700 MW. A topografia da área de implantação é bastante suave, formando um reservatório de aproximadamente 323 km². O rio Nanya tem uma vazão média anual de 14,5 m³.

O inverno na região de implantação da barragem de Yele tem uma duração que varia de 6 a 7 meses, correspondente ao período chuvoso. A região é bastante chuvosa, onde ocorrem chuvas durante 215 dias por ano, com média de 1830 mm. A umidade reativa também apresenta um alto valor, em torno de 86%. Estas características climatológicas tornam a execução deste tipo de alternativa bastante atrativas

Devido as condições irregulares da fundação, constituída de uma espessa camada de material compressível, e a alta sismicidade da região, apenas a construção de uma

barragem de enrocamento se tornaria praticável. Foram estudadas três alternativas para o elemento de vedação da barragem: núcleo argiloso, face de montante em concreto e núcleo em concreto asfáltico.

Esta última alternativa se mostrou viável em todos aspectos, principalmente, por apresentar um bom desempenho nas condições climáticas da região, resistência a terremoto e compatibilidade com as condições geológicas da fundação.

No início do projeto da construção da barragem de Yele, em 1990, existiam poucas barragens de enrocamento com núcleo asfáltico com altura similar. Como exemplo pode-se citar as barragens de High Island West (95,0 m) e East (105 m), em Hong Kong, a barragem de Finstertal na Áustria (150 m, porém com núcleo de 96,0 m de altura) e a barragem de Storvatn na Noruega (90,0 m). Neste período havia a barragem de Storglomvatn com 125,0 m de altura, também na Noruega, estava em fase final de projeto, com final da construção em 1997. Ressalta-se que as condições de fundação da barragem de Yele um alto grau de complexidade.

A barragem de Yele tem uma altura máxima de 124,50 m, sendo que nesta seção o núcleo asfáltico tem altura de 120 m. O comprimento da crista é de 411 m, sendo que foi necessária a implantação de um *cut-off* na ombreira com extensão de 300 m.

Devido a alta sismicidade da região foi adotado um acréscimo de aceleração horizontal de 0,45g, o que demandou um projeto com inclinação de taludes bastante suaves, 1V:2H (montante) e 1V:2,2H (jusante). Contribuindo para resistência aos sismos, foram implantadas geogrelhas nos últimos 30,0 m da barragem. A figura 2.16 mostra a seção típica de maior altura da barragem de Yele.

Para garantir a estanqueidade do reservatório foi necessário um complexo sistema de vedação da fundação, devido seu alto grau de condutividade hidráulica. Na ombreira esquerda foi executada uma cortina de injeções em rocha (quartzo). No leito do rio foi

construído um cut-off de concreto, se sobrepondo a uma camada de solo argiloso relativamente impermeável.

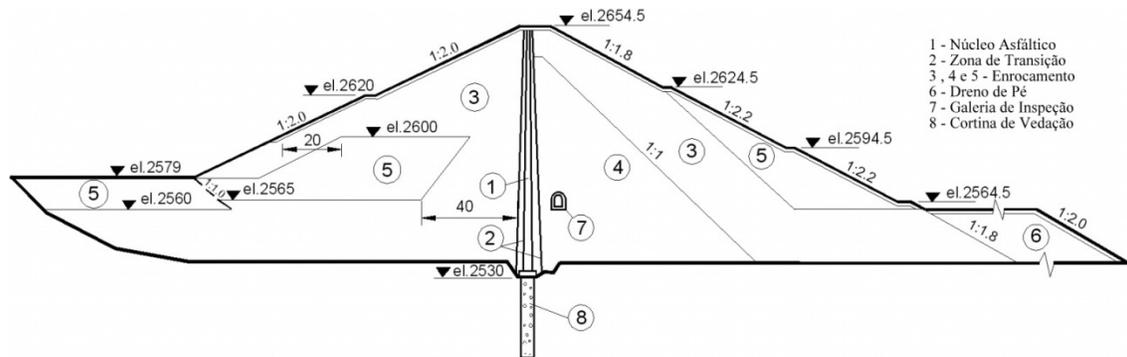


Figura 2.16: Seção típica da barragem de Yele, Wang *et al*, (2010).

Após a escolha da solução a ser adotada para implantação da barragem de Yele, elaborou-se um programa de ensaios para conhecimento dos materiais disponíveis para aplicação na construção da barragem e núcleo.

Havia a possibilidade de utilizar duas pedreiras, sendo a primeira com rocha de quartzo, localizada a 3 km a jusante do eixo da barragem, próximo a estrada de acesso ao local. A outra opção tinha como rocha matriz dolomitos e fica distante de 16 km a montante do eixo da barragem.

Devido sua alcalinidade, o dolomito apresentou melhor adesão com a mistura asfáltica. O quartzo, sendo uma rocha mais ácida apresentou menor adesão, sendo menos adequado para utilização como agregado em misturas asfálticas. Conforme mostrado por Wang *et al* (2010), em misturas asfálticas com características hidráulicas e porosidade de 3%, este agregado mais pobre em adesão não tem influência significativa nas propriedades de tensão-deformação-resistência ao cisalhamento e as intempéries. Assim, para construção da barragem de Yele utilizou-se a pedreira de quartzo, pois, os agregados provenientes desta, se mostraram adequados técnica e economicamente.

Foi executado um programa adicional de ensaios com a finalidade de avaliar o efeito dos deslocamentos causados por possíveis perdas d'água na junta entre o núcleo de asfalto e o plinto.

O núcleo asfáltico está localizado a 3,7 m a montante e tem uma largura de 1,2 m na base diminuindo gradualmente até o topo, chegando a 0,6m de largura.

Até o ano de 2000 mais de 10 barragens com núcleo asfáltico já haviam sido construídas na China, porém, a maioria delas eram de pequeno porte e os núcleos foram construídos manualmente ou com equipamentos improvisados. Na época encontrava-se em construção a barragem de Maopingxi, parte do projeto da UHE Três Gargantas com altura de 105 m, onde foi utilizada uma moderna pavimentadora para construção do núcleo.

Devido às condições climáticas, o tempo disponível para execução da barragem de Yele era muito restrito, assim foi utilizado um equipamento similar ao utilizado na barragem de Maopingxi. Foram conduzidos aterros experimentais para aferição da metodologia e dos equipamentos antes do início da construção do núcleo. As camadas foram compactadas com espessura de 0,26 m.

A construção da barragem durou 24 meses, de novembro de 2003 a novembro de 2005. Sistemáticamente eram realizados ensaios para o controle de qualidade do núcleo, onde era verificado principalmente se a porosidade estava com valor inferior ao especificado em projeto (3%), para garantir uma relativa impermeabilidade do núcleo.

Após a construção fez-se um teste para avaliar o comportamento da barragem diante do enchimento do reservatório até a elevação 2.603,0 m, ou seja, 51 m abaixo da crista da barragem. Foram observadas as poro pressões a jusante do núcleo, as deformações no núcleo e as deformações no plinto e cut-off, durante o enchimento parcial do reservatório. Todos os parâmetros medidos nesta avaliação se mostraram muito baixos ou próximo de zero. Após concluído o teste iniciou-se o enchimento do reservatório até a elevação prevista em projeto, 2.654,5 m, que foi alcançada em dezembro de 2005.

Durante o primeiro ano de operação o nível d'água caiu aproximadamente 54 m, retornando ao seu nível normal logo em seguida. Este mesmo fato ocorreu mais duas vezes até dezembro de 2007.

Existe um gama de instrumentos instalados na barragem que medem as deformações no corpo da barragem, percolação através do núcleo, fundação e ombreira, tensões e deformações no núcleo asfáltico, plinto de concreto e no cut-off, temperaturas dentro do núcleo e acelerações durante terremotos. Os resultados obtidos nestes instrumentos indicam um comportamento adequado para a barragem.

2.8.3 Barragem do Rio Torno

As informações apresentadas neste item são baseadas no trabalho de Faustino (2009).

A barragem do Rio Torno está localizada na região norte de Portugal, em uma bacia hidrográfica com 40 km² de área, com uma precipitação anual média e escoamento anual médio da ordem de 1700 e 985 mm, respectivamente. A vazão média para um tempo de recorrência de 1000 anos é de 189 m³/s e para 5000 anos é de 235 m³/s. Trata-se de um empreendimento pra geração de energia elétrica, com potencia instalada de 1100 MW.

Dentre as possibilidades estudadas para o tipo de barragem pode-se citar as de aterro e concreto gravidade, embora a geometria do vale favorecesse a implantação de soluções com terra e enrocamento, principalmente pela boa qualidade do maciço granítico, com grande potencial para exploração de materiais pétreos para aplicação no corpo da barragem.

A inexistência de solos com textura fina, com boas características para vedação da barragem, seja ela homogênea de terra, zoneada ou até mesmo como núcleo em uma

barragem de enrocamento, levou-se a ser estudar outras alternativas de materiais a serem utilizados como elemento de vedação da barragem.

As condições heterogêneas da fundação e as condições climáticas, caracterizada pela alta pluviosidade e temperaturas baixas, propiciaram o estudo de uma solução de impermeabilização através de núcleo com concreto asfáltico.

Os estudos de alternativas e estimativa de custos consideraram três seções típicas, a saber: barragem de enrocamento com núcleo argiloso, núcleo asfáltico e barragem de terra. Constatou-se que com o aumento da altura da barragem a diferença de custos entre as alternativas se reduzia. No caso da Barragem do Rio Torno, com intervalo de altura variando de 20 a 50 m, as soluções de núcleo foram mais vantajosas.

A região de implantação da barragem do Rio Torno tem natureza granítica em que o maciço rochoso aflora de forma descontínua apresentando baixo grau de intemperismo. Esta localizado na região norte de Portugal no Vale do Rio Torno, afluente da margem esquerda do rio Tâmega.

Inicialmente foram estudados três eixos em uma faixa de aproximadamente 550 m, que foram caracterizadas através de mapeamento geológico-geotécnico, execução de sondagens de prospecção e geofísicas. Os três locais investigados se mostraram adequados, pois, a fundação apresentava características geomecânicas adequadas entre 2 e 4 m de profundidade. No entanto, os primeiros metros apresentaram um maciço rochoso de alta permeabilidade com uma redução gradual com a profundidade, o que levou a prever uma cortina de impermeabilização com injeção de calda de cimento e algumas injeções de consolidação a montante e jusante desta cortina.

Após os diversos estudos realizados, optou-se pela construção de uma barragem de enrocamento (volume total de 270.000,0 m³) com núcleo em concreto asfáltico (volume total de 2.400,0 m³), com crista de 7,0 m de largura. A altura máxima da barragem é de 32,0 m de altura, com taludes de 1,4H:1,0V e a crista está na elevação 887,50 m,

oferecendo uma borda livre de 2,50 e 1,19 m , para o nível d'água normal de operação e o máximo maximorum, respectivamente. A espessura do núcleo é de 0,50 e das transições 1,25 desde a cota de fundação até a elevação 886,50, ou seja, 0,20 m acima do nível máximo. Ambos construídos simultaneamente e apoiados em um plinto com largura de 2,90 m e espessura de 0,70 m. A figura 2.17 mostra uma seção típica da barragem do Rio Torno.

Para facilitar o processo executivo as transições foram colocadas logo a montante e jusante do núcleo, posicionado verticalmente no eixo de simetria da barragem, de forma a minimizar as tensões impostas ao núcleo.

O concreto betuminoso utilizado foi aplicado a uma temperatura de 180°, com agregados graníticos, oriundos de uma pedreira distante de 1,50 km da barragem e *filler* de cal hidratada. Sua composição teve uma porcentagem média igual a 6% de betume com máximo e mínimo de 5,8 e 6,2 %, respectivamente. O volume de vazios médio foi inferior a 2,5% com máximo de 3,0 %. A compactação do núcleo e transições foi feita concomitante em camadas de 0,20 m com um equipamento tipo *Paver*.

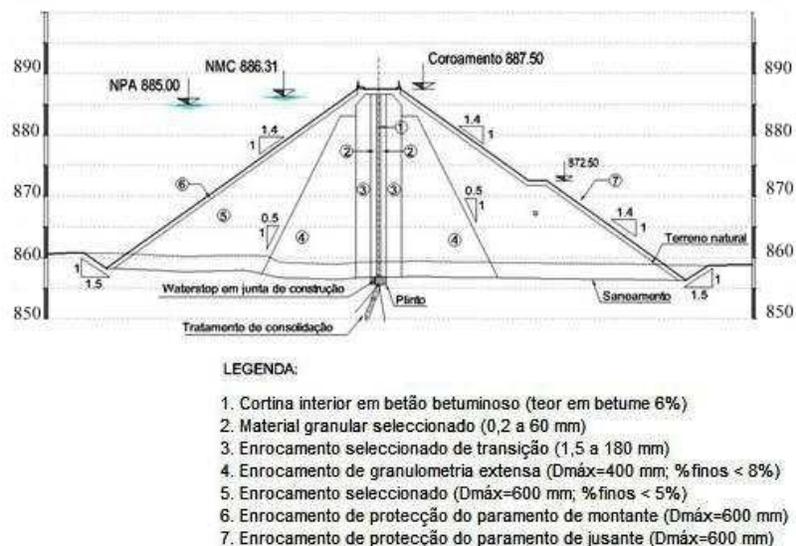


Figura 2.17: Seção Típica Barragem do Rio Torno (Faustino, 2009).

2.8.4 UHE Foz do Chapecó

O empreendimento está localizado a aproximadamente 6,5 km da foz do rio Chapecó, na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, onde o rio tem um formato de “U” com extensão aproximada de 19,50 km e um desnível de aproximadamente 12 m, possibilitando uma redução na altura da barragem (Guimarães *et al*, 2011). A figura 2.18 mostra uma visão geral do local de implantação da UHE Foz do Chapecó.

Inicialmente, no estudo de viabilidade, previa-se a construção da barragem principal com CCR (concreto compactado a rolo) e vertedouro incorporado. No projeto básico estudou-se como alternativa a construção da barragem principal de BENA e consolidou-se a alternativa de BENCA. Esta alteração forneceu ao consórcio construtor maior segurança no cumprimento do cronograma de implantação, pois, a construção da barragem principal era o caminho crítico da obra tendo-se cerca de 5 meses para execução desta, (Humes *et al*, 2011).

A barragem principal tem um comprimento de crista da ordem de 548,0 m e altura máxima de 48,0 m e foi construída no período de dezembro de 2009 e abril de 2010 (Guimarães *et al*, 2011).



Figura 2.18: Visão geral do local de implantação da UHE Foz do Chapecó (Carvalho, 2009).

O empreendimento é composto também pelo vertedouro e por barragem de fechamento (BENA) na margem direita e o circuito de geração na outra margem, constituído por 2 túneis de adução, canal de adução, tomada d'água, quatro condutos forçados, casa de força e canal de fuga, conforme pode ser visualizado na figura 2.19.

O sitio de implantação do empreendimento está localizado na porção sul da bacia do Paraná e é constituído por um pacote de rochas sedimentares cobertas por um sequência vulcânica de rochas basálticas. Os derrames que originaram a geologia local compõe a Formação da Serra Geral.



Figura 2.19: UHE Foz do Chapecó, arranjo geral das estruturas, (Guimarães *et al*, 2011).

A barragem principal foi implantada sobre uma fundação com boas características geomecânicas, onde predomina a ocorrência de rochas sãs. A limpeza da fundação constituiu na remoção de materiais de baixa capacidade de suporte e altos coeficientes de permeabilidade. As fraturas e falhas existentes preenchidas com materiais com altos graus de alteração foram removidos e preenchidos com argamassa e/ou concreto dental.

Posteriormente, foi executado a implantação do plinto com 4,0 m de largura e altura variando entre 0,70 e 1,50m. Concluiu-se o tratamento de fundação com a execução de uma cortina de injeções de cimento. (Guimarães *et al*, 2011).

A seção típica da barragem tem um núcleo central de concreto asfáltico com 0,55 m de largura, compactado em camadas de 0,25 m de espessura simultaneamente as transições finas, adjacentes ao núcleo. Em seguida tem-se a camada de transição grossa com diâmetro máximo de 75 mm e espessura igual a 0,50 m. Logo após, encontra-se a zona de enrocamento fino e grosso na zona externa dos taludes, com inclinação de 1,4H:1,0V, (Humes *et al*, 2011). A seção típica da barragem pode ser vista na figura 2.20.

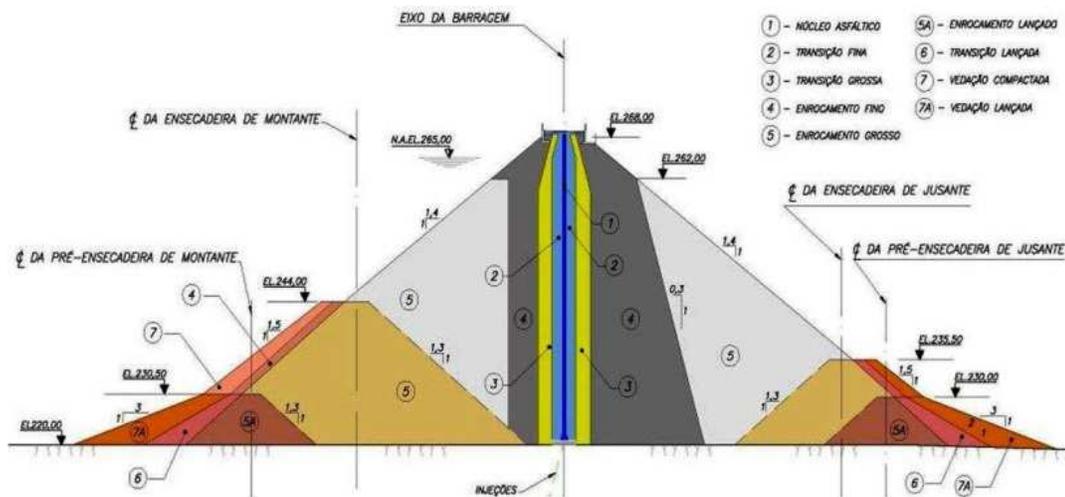


Figura 2.20: Seção típica da barragem principal da UHE Foz do Chapecó adaptado de (Humes *et al*, 2011).

2.9 Considerações Finais

Uma das principais vantagens de utilização de barragens de enrocamento com núcleo asfáltico como elemento de vedação é a pequena influência que as condições climáticas impõem ao método executivo, minimizando as possibilidades de atrasos no cronograma.

A utilização desta metodologia apresenta outras vantagens, tais como: simplificação do sistema de transições e redução da possibilidade da ocorrência de erosão interna do núcleo, maior capacidade de absorção de deformações de fundação, velocidade de execução, entre outras.

Para que a implantação de uma solução com núcleo asfáltico seja viável, devem ser avaliados requisitos técnicos e econômicos. Um dos principais motivos que leva a estudar este tipo de alternativa é a escassez de materiais argilosos adequados para utilização no núcleo impermeabilizante da barragem e/ou regiões onde o regime de chuvas é muito intenso, podendo trazer prejuízos ao cronograma de implantação.

Depois de identificada a viabilidade da solução deve-se pesquisar a disponibilidade de materiais adequados à construção da barragem, com adequado programa de investigação com vistas à determinação das propriedades dos materiais pétreos que serão utilizados na construção da barragem e dos materiais que serão utilizados com o agregado para composição do concreto asfáltico. Deve-se estudar também as condições da fundação para implantação do núcleo e da barragem.

O próximo passo é o projeto, onde são definidos os critérios para construção da barragem. Nesta fase são determinadas a seção típica da barragem, definida com a realização de análises de tensão x deformação, estabilidade de taludes e percolação, entre outros fatores.

3 METODOLOGIA

3.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo mostrar as hipóteses e a metodologia adotada para desenvolvimento deste trabalho.

O conhecimento da vazão que percola pelo corpo de uma barragem é um item bastante importante para o projeto. Uma das necessidades de conhecer esta variável é para o correto dimensionamento da drenagem interna, assim como, para o conhecimento da quantidade de água que se perde, que pode ser muito significativa, dependendo da finalidade do reservatório.

Nesta dissertação foram determinadas equações para estimativa de vazão percolada no núcleo de barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico e aplicação dos dados em estudos de caso, conforme a seguinte metodologia:

- i) Revisão bibliográfica sobre o tema e definição das variáveis medidas;
- ii) Definição da seção de estudo;
- iii) Definição dos parâmetros a serem adotados;
- iv) Definição dos programas a serem utilizados;
- v) Avaliação da correlação entre as variáveis;
- vi) Definição da equação para estimativa de vazão;
- vii) Geração da distribuição estatística coeficientes de permeabilidade;
- viii) Aplicação – estudo de caso.

3.2 Revisão bibliográfica e definição das variáveis medidas

Primeiramente realizou-se uma ampla pesquisa bibliográfica sobre o tema, abrangendo os aspectos que influenciam a implantação. Foram evidenciados os aspectos desde a fase de projeto até o controle tecnológico de uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico (Capítulo 2). Em projetos de barragens os aspectos mais importantes que devem ser considerados dizem respeito a estabilidade dos taludes, fluxo de água e deformações.

As considerações e critérios de projeto para o enrocamento em uma BENCA são os mesmos que se fazem para uma barragem de enrocamento com vedação feita por um núcleo argiloso ou face de concreto, sendo que o núcleo de concreto asfáltico tem uma influencia muito pequena para a estabilidade dos taludes.

Um fator importante para o comportamento geotécnico de uma BENCA são as deformações sofridas pelos espaldares de enrocamento e fundação e transmitidas para o núcleo. Em contrapartida este possui uma grande capacidade para absorver estas deformações, além disso, existe também o efeito da auto – cicatrização, que nada mais é que o fechamento de trincas com os finos da transição.

Por outro lado, quando se estuda o comportamento do fluxo em uma barragem, as principais variáveis envolvidas são as vazões que percolam pela fundação e pelo corpo da barragem, as poropressões e os gradientes hidráulicos. As poropressões estão diretamente ligadas à estabilidade dos taludes e, portanto, não foram objeto do estudo deste trabalho.

O gradiente hidráulico em qualquer ponto do maciço pode ser calculado pela equação.

3.1 apresentada a seguir:

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (3.1)$$

onde;

ΔH = Diferença de carga entre dois pontos;

L = Distância percorrida entre os dois pontos.

No caso de uma BENCA a perda de carga no espaldar de enrocamento pode ser desprezada, devido a alta permeabilidade do enrocamento e, assim, a carga total disponível dissipar-se-á ao longo do núcleo de concreto asfáltico.

Neste trabalho uma situação crítica seria o gradiente horizontal na base do núcleo. Se fosse considerada a espessura mínima estudada (0,50 m) e a maior carga hidráulica (100,0 m), o gradiente seria igual a 200,0. Falcão (2007) avaliou o fator de segurança para um gradiente hidráulico igual a 180 em um elemento horizontal de concreto asfáltico a uma profundidade de 100,0 m, altura igual a 1,0 m e largura de 0,50 m e obteve um F.S. = 2,9. O cálculo desse fator de segurança considerou a força de percolação gerada por este gradiente e as tensões horizontais nesta profundidade. Fazendo-se uma analogia, considerando as condições críticas deste trabalho, chega-se a um fator de segurança igual a 1,86. Devido a coesão elevada deste material pode-se considerar que estes fatores de segurança são admissíveis para este material. Entretanto não foi encontrado valores de gradientes críticos para misturas de concreto asfáltico.

Nesta dissertação os gradientes hidráulicos não foram avaliados, pois, entende-se que o problema está na definição de valores de gradientes críticos para misturas de concreto asfáltico, através de ensaios de laboratório e/ou avaliação de situações reais de campo, o que extrapolaria o escopo deste trabalho.

Como já dito, outra variável de grande importância em projetos de barragens são as vazões percoladas pela fundação e pelo núcleo. A vazão que percola pela fundação depende dos parâmetros geotécnicos do material de fundação que varia em função da geologia do projeto em estudo, por isso foi desconsiderada neste trabalho.

Considerando a mistura de concreto asfáltico como um meio isotrópico e homogêneo, sendo assim, pode-se aplicar a lei de Darcy para o cálculo da vazão. Observar a vazão percolada pelo núcleo é diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade do concreto asfáltico e da carga hidráulica e inversamente proporcional a espessura do núcleo.

Neste contexto, este trabalho avaliou a influência do coeficiente de permeabilidade e da espessura do núcleo de concreto asfáltico na vazão percolada pelo núcleo em uma BENCA. Estes fatores são importantes também no aspecto econômico dessa solução, visto que, o coeficiente de permeabilidade está diretamente ligada ao volume de vazios da mistura, que por sua vez tem relação direta com o teor de betume.

3.3 Seção de estudo e parâmetros adotados

A escolha da seção típica utilizada nas análises levou em consideração aspectos abordados na revisão bibliográfica apresentada no capítulo 2. Inicialmente procurou-se adotar uma seção típica semelhante aos exemplos de aplicação apresentados naquele capítulo. Entretanto esta ideia foi descartada, pois as barragens apresentadas como exemplo tinham alturas inferiores a 50,0 m, podendo não apresentar diferenças significativas nos resultados. A barragem de Yele que apresentou altura superior a 100,0 m, poderia ter a sua geologia influenciando significativamente nas condições de fluxo do empreendimento. Optou-se por estudar a mesma seção adotada por Falcão (2007) e Frutuoso (2003). A figura 4.1 (Capítulo 4) apresenta a seção típica adotada para realização dos estudos.

Para as análises realizadas com cargas hidráulicas diferentes, manteve-se a seção, porém reduziu-se a altura total da barragem.

Para seção típica adotada desconsiderou-se a colocação da transição fina e da transição grossa a montante e jusante, pois, esperava-se que estes elementos não apresentassem relevante influência no comportamento de fluxo da barragem.

Foi considerado também como premissa que a fundação da barragem se tratava de um maciço rochoso são com baixa permeabilidade, onde ocorrerá fluxo, entretanto este foi desconsiderado nas análises.

Os parâmetros geotécnicos considerados para a fundação e o enrocamento compactado, foram os mesmos adotados por Frutuoso (2003). Estes parâmetros foram baseados no trabalho apresentado por Dias (2001), sendo também utilizados por Falcão (2007).

A tabela 3.1 apresenta os valores dos parâmetros adotados para os materiais de fundação e enrocamento que compõem a seção de estudo nas análises efetuadas.

Tabela 3.1: Parâmetros Geotécnicos adotados para o enrocamento

Parâmetro	Unidade	Símbolo	Fundação (1)	Enrocamento Compactado (1)	Núcleo em Concreto Asfáltico (2)
Coefficiente de Permeabilidade	m/s	K	$1,0 \times 10^{-12}$	1,0	Variável

(1) Parâmetros baseados no trabalho de (Frutuoso, 2003)

(2) Parâmetros baseados no trabalho de (Falcão, Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens, 2007).

Como já foi mostrado no capítulo 2, o coeficiente de permeabilidade para o concreto asfáltico varia em função do volume de vazios da mistura. Sendo assim, o coeficiente de permeabilidade do núcleo asfáltico considerado nas análises foi adotado em função dos estudos realizados por Falcão (2007), considerando volume de vazios variando de 2 a 7%.

A partir da figura 3.1 é possível estimar os valores do coeficiente de permeabilidade para o núcleo de concreto asfáltico variando-se o valor do volume de vazios, conforme apresentado na tabela 3.2.

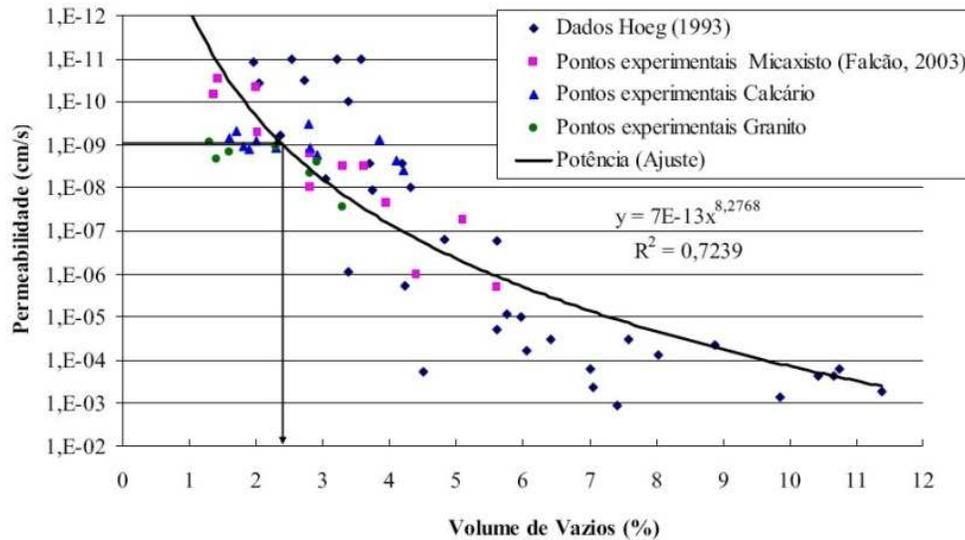


Figura 3.1: Coeficiente de permeabilidade x Volume de vazios para o concreto asfáltico, (Falcão, Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens, 2007).

Tabela 3.2: Parâmetros de Permeabilidade adotados para o Concreto Asfáltico

Volume de Vazios (%)	K (m/s)
2	$2,17 \times 10^{-12}$
3	$6,22 \times 10^{-11}$
4	$6,73 \times 10^{-10}$
5	$4,27 \times 10^{-9}$
6	$1,93 \times 10^{-8}$
7	$6,92 \times 10^{-8}$
8	$2,09 \times 10^{-7}$
9	$5,54 \times 10^{-7}$
10	$1,32 \times 10^{-6}$
11	$2,91 \times 10^{-6}$

3.4 Programas e análises efetuadas

As simulações de percolação foram executadas com o software do pacote GEOSTUDIO 2007. O programa específico para as análises foi o SEEP/W. A adoção desta ferramenta

para realizações das análises se justificou, principalmente, ao fato da facilidade de utilização do programa e de sua aplicação em simulações numéricas no meio técnico.

As análises foram conduzidas considerando o fluxo estável, ou seja, o nível da água constante e a rede de fluxo formada. As condições de contorno consideradas foram a prescrição da carga hidráulica a montante e a pressão atmosférica no pé da barragem (Figura 4.2).

Em todas as simulações a malha de elementos finitos foi aproximadamente similar com 3300 nós e 3000 elementos. Na região do núcleo onde foi medida a vazão percolada, a malha foi melhor discretizada, conforme pode ser mostrado na Figura 4.2.

3.5 Análise estatística

Após a definição das vazões para cada situação analisada, procedeu-se a determinação de equações que representassem o comportamento do fluxo em uma BENCA, considerando a influência do coeficiente de permeabilidade e a espessura do núcleo. Depois de determinadas as equações foram realizados testes de resíduos para verificação da validade das mesmas.

3.6 Aplicação – Estudo de caso

Neste item pretendeu-se avaliar a aplicabilidade das equações elaboradas para a estimativa de vazões e das distribuições de probabilidades definidas anteriormente nos estudos de viabilidade de projetos comparando as vazões obtidas em barragens com seções típicas diferentes.

Para a avaliação foram considerados dois estudos de caso. O primeiro caso aplicou-se as equações para estimativa de vazões e comparou-se com as vazões de projeto obtidos para a barragem em questão.

O segundo caso foi o de uma BENA, em que se avaliou e comparou-se as vazões percoladas pelo núcleo caso esta barragem fosse executada com núcleo de concreto asfáltico.

4 ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS VAZÕES PERCOLADAS EM UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

4.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo apresentar as análises efetuadas para verificar a influência da variação da espessura do núcleo e do coeficiente de permeabilidade no regime de fluxo em uma BENCA.

4.2 Análises efetuadas e resultados obtidos

As seções de análise foram baseadas nas mesmas seções utilizadas por Frutuoso (2003) e Falcão (2007), e são apresentadas na Figura 4.1. A seção típica adotada tem taludes com inclinação de 1,40 H:1,0 V, alturas totais iguais a 30,0; 55,0; 80,0 e 105,0 m, sendo que foi considerado 5 m de borda livre, assim, obteve-se cargas hidráulicas iguais a 25,0; 50,0; 75,0 e 100,0 m.

A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente pelo programa, com elementos triangulares de 9 nós. A seção de medição da vazão corresponde ao eixo da barragem em toda extensão do núcleo. Em todas as seções analisadas a configuração da malha foi similar, conforme apresentada na Figura 4.2.

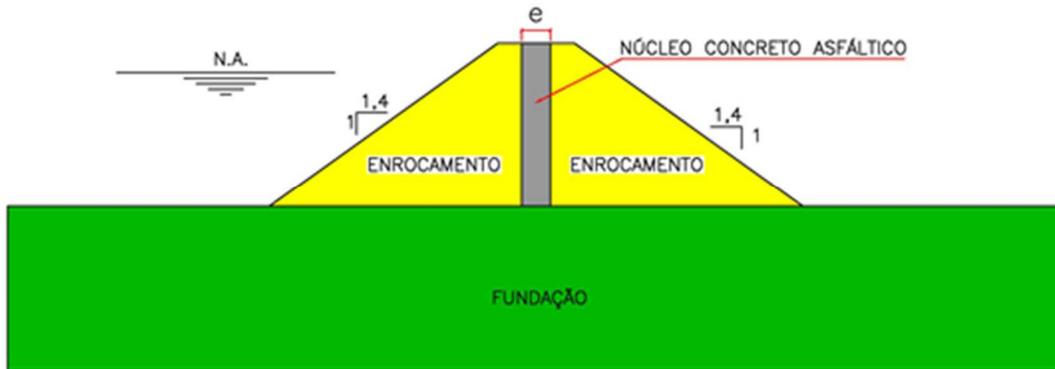


Figura 4.1: Seção típica estudada.

A Figura 4.3 mostra o resultado de uma das análises efetuadas para seção com $H=100,0$ m..

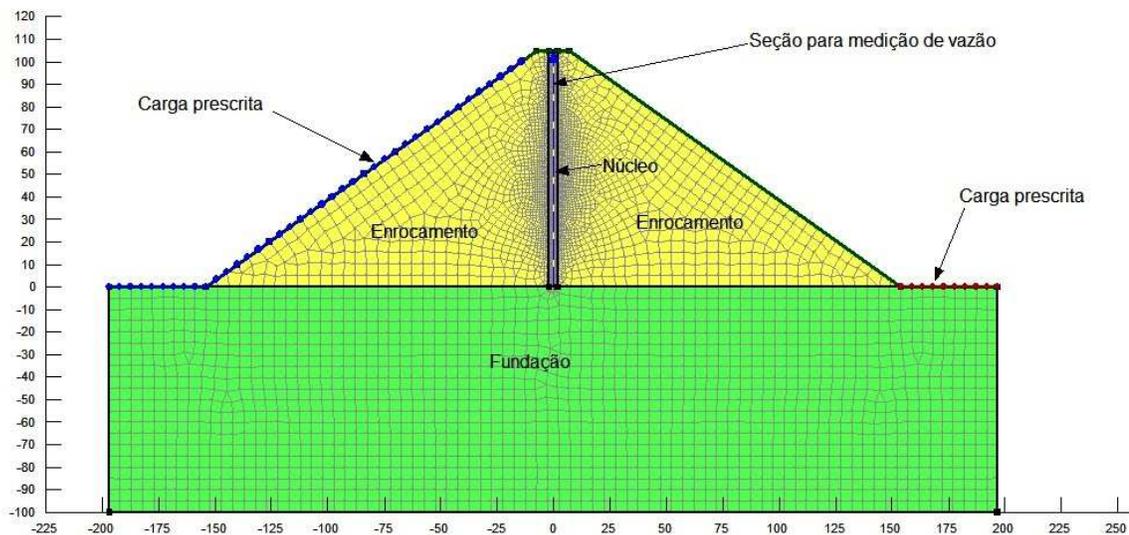


Figura 4.2: Malha de elementos finitos e condições de contorno.

As análises foram conduzidas para cargas hidráulicas iguais a 25, 50, 75 e 100 m. Para cada carga considerada determinou-se a vazão que passa pelo núcleo em regime de percolação estável variando o coeficiente de permeabilidade conforme apresentado na Tabela 3.2 e a espessura do núcleo para valores de 0,50 a 2,0 m.

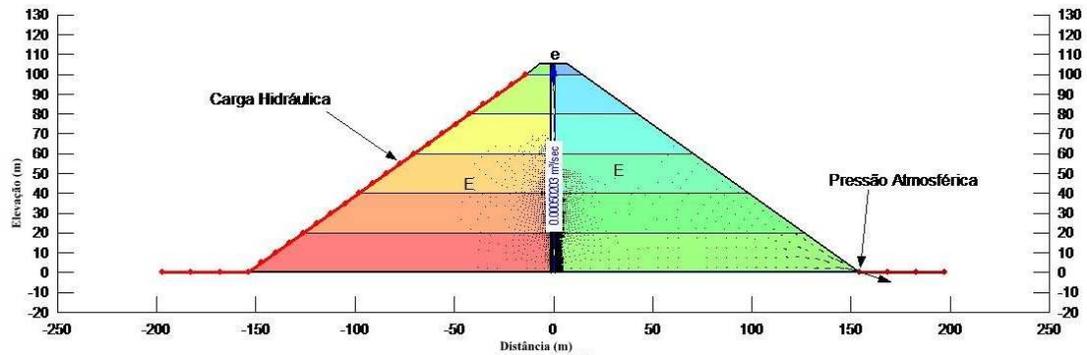


Figura 4.3: Vazão e perda de carga para $H = 100,0$ m e “e” = 4,0 m.

Os valores das vazões obtidas para cada análise estão apresentados nas Tabela 4.1 a Tabela 4.4.

O comportamento da rede de fluxo apresentado na figura 4.3 já era esperado, ou seja, a perda de carga ocorre apenas no núcleo de concreto asfáltico, devido o valor do seu coeficiente de permeabilidade.

Tabela 4.1: Vazão x k, para $H = 25,0$ m

H (m)	K (m/s)	e (m)			
		0,5	1	1,5	2
Q (l/min/m)					
25	2,17E-12	1,50E-05	8,52E-06	5,74E-06	4,33E-06
	6,22E-11	4,31E-04	2,37E-04	1,63E-04	1,22E-04
	6,73E-10	3,91E-03	2,60E-03	1,77E-03	1,33E-03
	4,27E-09	2,48E-02	1,63E-02	1,10E-02	7,98E-03
	1,93E-08	1,12E-01	7,38E-02	4,96E-02	3,62E-02
	6,92E-08	4,01E-01	2,65E-01	1,77E-01	1,30E-01
	2,09E-07	1,21E+00	7,74E-01	5,36E-01	3,93E-01
	5,54E-07	3,22E+00	2,05E+00	1,42E+00	1,04E+00
	1,32E-06	7,62E+00	4,90E+00	3,39E+00	2,48E+00
	2,91E-06	1,69E+01	1,08E+01	7,50E+00	5,48E+00

Tabela 4.2: Vazão x k, parra H = 50,0 m

H (m)	K (m/s)	e (m)			
		0,50	1,00	1,50	2,00
		Q (l/min/m)			
50,00	2,17E-12	2,62E-04	1,27E-04	8,76E-05	6,36E-05
	6,22E-11	7,68E-03	3,74E-03	2,60E-03	1,88E-03
	6,73E-10	8,10E-02	4,00E-02	2,69E-02	1,96E-02
	4,27E-09	5,25E-01	2,65E-01	1,73E-01	1,24E-01
	1,93E-08	2,36E+00	1,17E+00	7,74E-01	5,60E-01
	6,92E-08	8,46E+00	4,21E+00	2,80E+00	2,00E+00
	2,09E-07	2,56E+01	1,27E+01	8,40E+00	6,00E+00
	5,54E-07	6,78E+01	3,39E+01	2,22E+01	1,60E+01
	1,32E-06	1,62E+02	7,98E+01	5,34E+01	3,82E+01
	2,91E-06	3,53E+02	1,70E+02	1,18E+02	8,46E+01

Tabela 4.3: Vazão x k, parra H = 75,0 m

H (m)	K (m/s)	e (m)			
		0,50	1,00	1,50	2,00
		Q (l/min/m)			
75,00	2,17E-12	5,96E-04	3,03E-04	2,02E-04	1,46E-04
	6,22E-11	1,76E-02	8,64E-03	5,41E-03	4,25E-03
	6,73E-10	1,79E-01	9,06E-02	6,30E-02	4,52E-02
	4,27E-09	1,14E+00	5,90E-01	3,91E-01	2,77E-01
	1,93E-08	5,15E+00	2,69E+00	1,75E+00	1,28E+00
	6,92E-08	1,85E+01	9,60E+00	6,24E+00	4,61E+00
	2,09E-07	5,57E+01	2,84E+01	1,91E+01	1,39E+01
	5,54E-07	1,52E+02	7,56E+01	5,02E+01	3,68E+01
	1,32E-06	3,62E+02	1,79E+02	1,20E+02	9,00E+01
	2,91E-06	7,74E+02	4,00E+02	2,62E+02	2,18E+02

De acordo com os resultados, pode-se observar que para um coeficiente de permeabilidade fixo a vazão reduz à medida que se aumenta a espessura do núcleo. Quando se avalia a variação do coeficiente de permeabilidade ocorre o contrário, ou seja, para uma espessura constante do núcleo observa-se o aumento da vazão a proporção que se aumenta o coeficiente de permeabilidade.

Tabela 4.4: Vazão x k, parra H = 100,0 m

H (m)	K (m/s)	e (m)			
		0,50	1,00	1,50	2,00
		Q (l/min/m)			
100,00	2,17E-12	1,04E-03	5,31E-04	3,52E-04	2,70E-04
	6,22E-11	2,98E-02	1,51E-02	9,96E-03	7,74E-03
	6,73E-10	3,19E-01	1,67E-01	1,08E-01	6,12E-02
	4,27E-09	2,02E+00	1,04E+00	6,60E-01	3,90E-01
	1,93E-08	9,12E+00	4,73E+00	2,99E+00	1,76E+00
	6,92E-08	3,28E+01	1,70E+01	1,08E+01	6,30E+00
	2,09E-07	9,90E+01	5,08E+01	3,24E+01	1,91E+01
	5,54E-07	2,62E+02	9,90E+01	8,58E+01	5,05E+01
	1,32E-06	6,24E+02	2,36E+02	2,00E+02	1,20E+02
	2,91E-06	1,38E+03	5,20E+02	4,51E+02	2,65E+02

4.3 Análises de regressão e correlação

Para melhor entendimento do comportamento do fluxo traçou-se gráficos de dispersão para cada carga hidráulica analisada, onde Q é a variável dependente e k a variável independente. O traçado dos gráficos teve como objetivo estabelecer uma correlação entre a espessura do núcleo e o coeficiente de permeabilidade com a vazão percolada pelo núcleo. Observou-se uma relação linear entre as duas variáveis. A seguir são apresentadas as hipóteses sobre regressão linear simples definidas por Montgomery & Runger (2009).

O caso de regressão linear considera um único preditor x e apenas uma variável que depende desse preditor chamada de variável de resposta Y. Ocorrendo a relação verdadeira entre Y e x como uma reta e que cada dado de Y em cada dado de x seja aleatório o valor esperado de Y para cada valor de x é dado por (equação 4.1):

$$E(Y | x) = \beta_0 + \beta_1 x \quad (4.1)$$

Sendo β_0 a interseção e β_1 a inclinação, os coeficientes desconhecidos da regressão. Assumindo que cada valor de Y possa ser definido pelo modelo (equação 4.2):

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon \quad (4.2)$$

Sendo ε um erro aleatório com média zero e variância σ^2 . Consideram-se estes erros como variáveis aleatórias não correlacionadas.

Considerando-se um universo de n pares de valores $(x_1; y_1), (x_2; y_2), \dots, (x_n; y_n)$. A Figura 4.4 apresenta os valores de x e y , erros e a linha mais provável para representar a regressão.

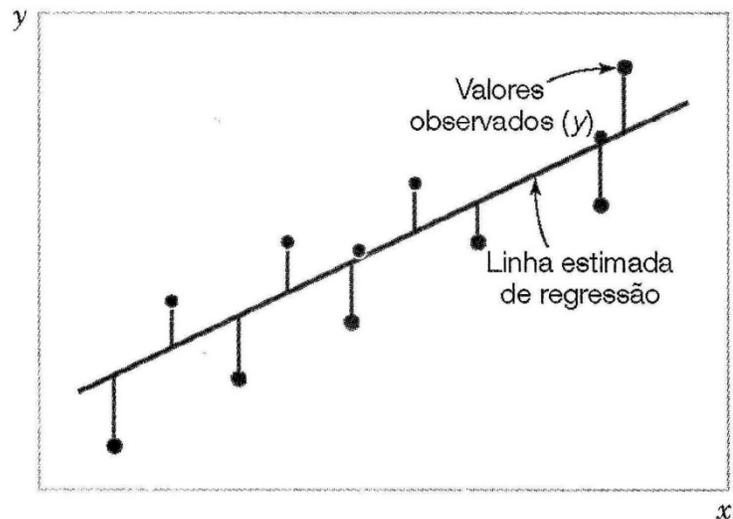


Figura 4.4: Desvios e dados em relação ao modelo estimado de regressão (Montgomery & Runger, 2009).

Os valores estimados para β_0 e β_1 devem propiciar o melhor ajuste para os dados. O cientista alemão Karl Gauss (1777-1855), propôs que estes parâmetros fossem estimados de forma a minimizar a soma dos quadrados dos desvios verticais, conhecido como método dos mínimos quadrados. As equações 4.3 e 4.4 mostram como deve ser feita a estimativa dos parâmetros β_0 e β_1 .

$$\hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x} \quad (4.3)$$

$$\hat{\beta}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i x_i - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)(\sum_{i=1}^n x_i)}{n}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n x_i)^2}{n}} \quad (4.4)$$

A linha para o ajuste da regressão é representada pela equação 4.5.

$$y^{\wedge} = \beta^{\wedge}_0 + \beta^{\wedge}_1 x \quad (4.5)$$

Cada par de dados satisfaz a relação (equação 4.6):

$$y = \beta^{\wedge}_0 + \beta^{\wedge}_1 x_i + e_i, i = 1, 2, 3, \dots, n. \quad (4.6)$$

Sendo $e_i = y_i - y^{\wedge}_i$ conhecido por resíduo e descreve o erro no ajuste do modelo para i -ésima observação de y_i .

Outra forma de avaliar a correlação entre as variáveis é o coeficiente de correlação de Pearson (r), que mede o grau de ajustamento dos valores em torno de uma reta. O coeficiente r pode ser calculado pela equação 4.7 apresentada a seguir.

$$r = \frac{n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)}{\sqrt{[n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2] \times [n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2]}} \quad (4.7)$$

Valores de r próximos ou iguais a unidade mostram forte correlação linear entre as variáveis, sendo que quanto mais próximo de zero o valor de r mais fraca se torna a correlação linear. A

Tabela 4.5 apresenta o cálculo do valor do coeficiente de correlação r para carga hidráulica avaliada.

Observou-se a relação linear entre a vazão e o coeficiente de permeabilidade, sendo assim, procedeu-se a regressão linear dos dados apresentados nas tabelas 4.1 a 4.4 e determinação de equações que representam essa relação. Os gráficos obtidos são apresentados nas Figura 4.5 a Figura 4.8.

Para confirmar e validar a regressão realizada foi verificado o grau de correlação entre as variáveis através da avaliação do coeficiente de correlação de Pearson (r) e do R^2 .

A

Tabela 4.5 mostram os valores calculados, de acordo com a equação 4.7, do coeficiente de Pearson para cada regressão linear realizada e o anexo I as planilhas com os cálculos realizados para determinação destes coeficientes.

Segundo Correa (2003) para valores de r entre 0,6 e 1,0 existe uma forte correlação entre as variáveis, ou a correlação é bastante significativa. Como pode ser observado o valor de r para as variáveis analisadas se mostrou constante e igual a 0,84. Assim, pode-se concluir que existe uma forte correlação entre a vazão percolada e o coeficiente de permeabilidade.

Tabela 4.5: Calculo do coeficiente de correlação r

e (m)	r			
	H = 25,0 m	H = 50,0 m	H = 75,0 m	H = 100,0 m
0,50	0,84	0,84	0,84	0,84
1,00	0,84	0,84	0,84	0,84
1,50	0,83	0,84	0,84	0,84
2,00	0,84	0,84	0,84	0,84

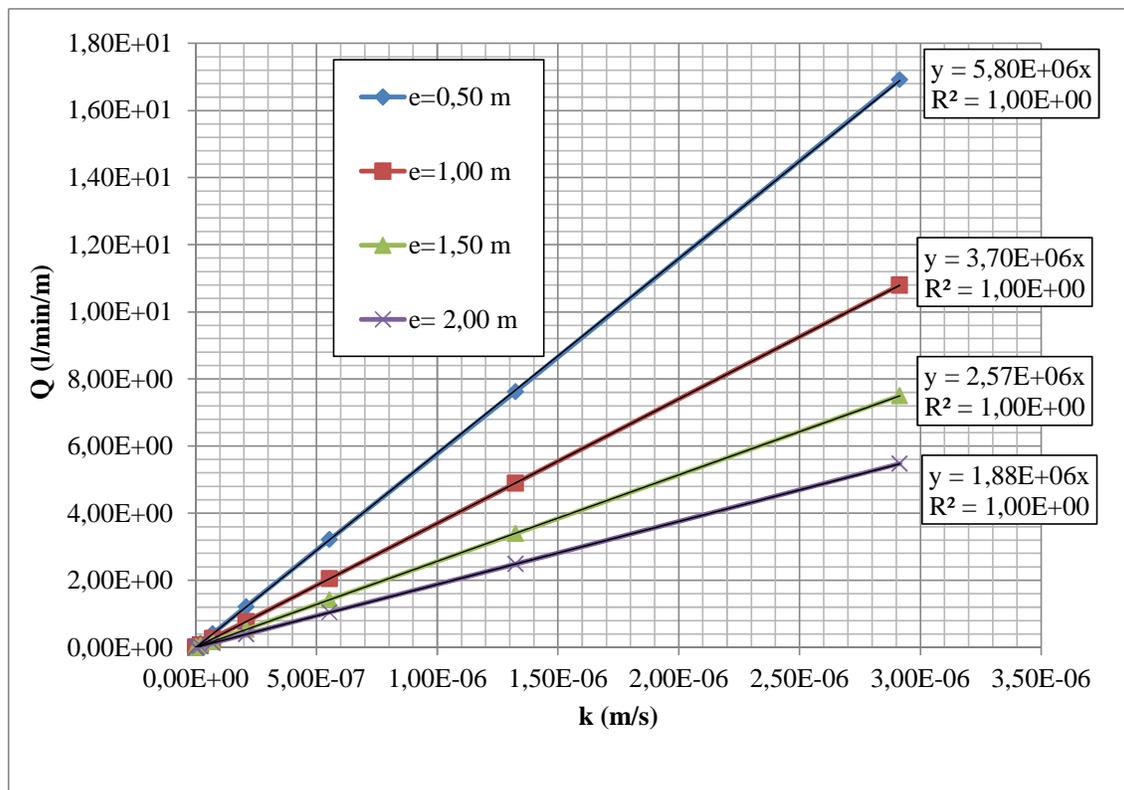


Figura 4.5: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 25,0 m

Correa (2003) define coeficiente de correlação linear como uma medida de correlação, pois indica o nível de intensidade em que as variáveis estão correlacionadas. De acordo com o índice de correlação R² as variáveis mostraram boa correlação entre as variáveis com valores de R² próximos da unidade.

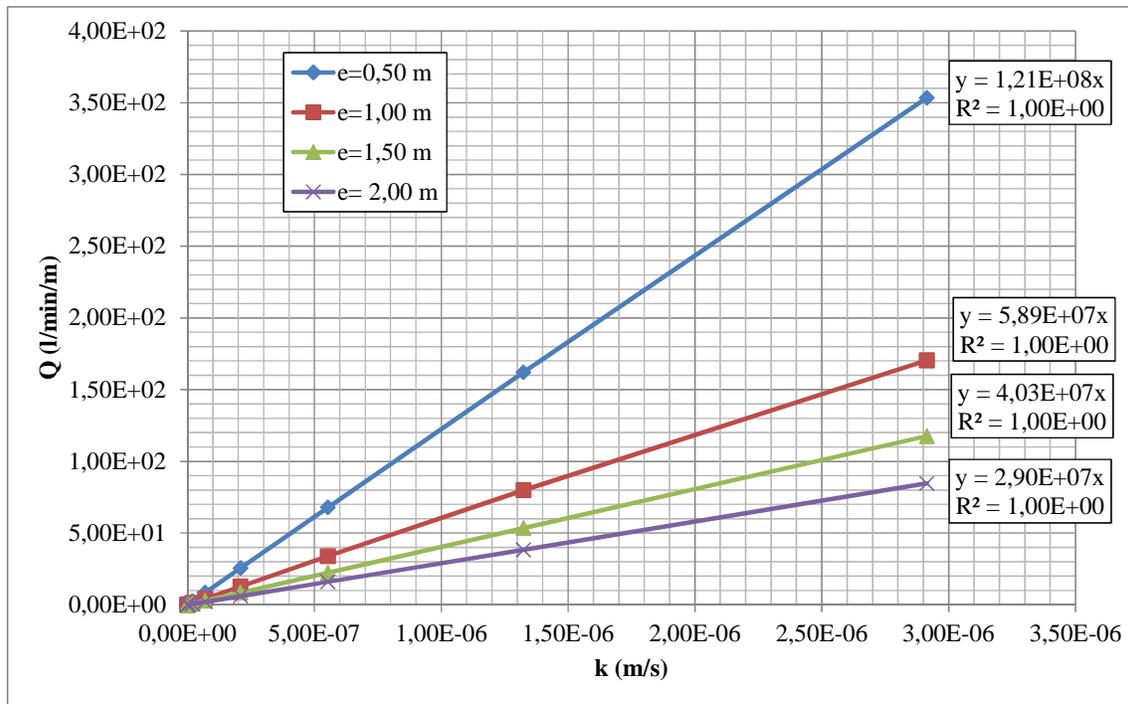


Figura 4.6: Q (l/min/m) x k (m/s), para $H = 50,0$ m.

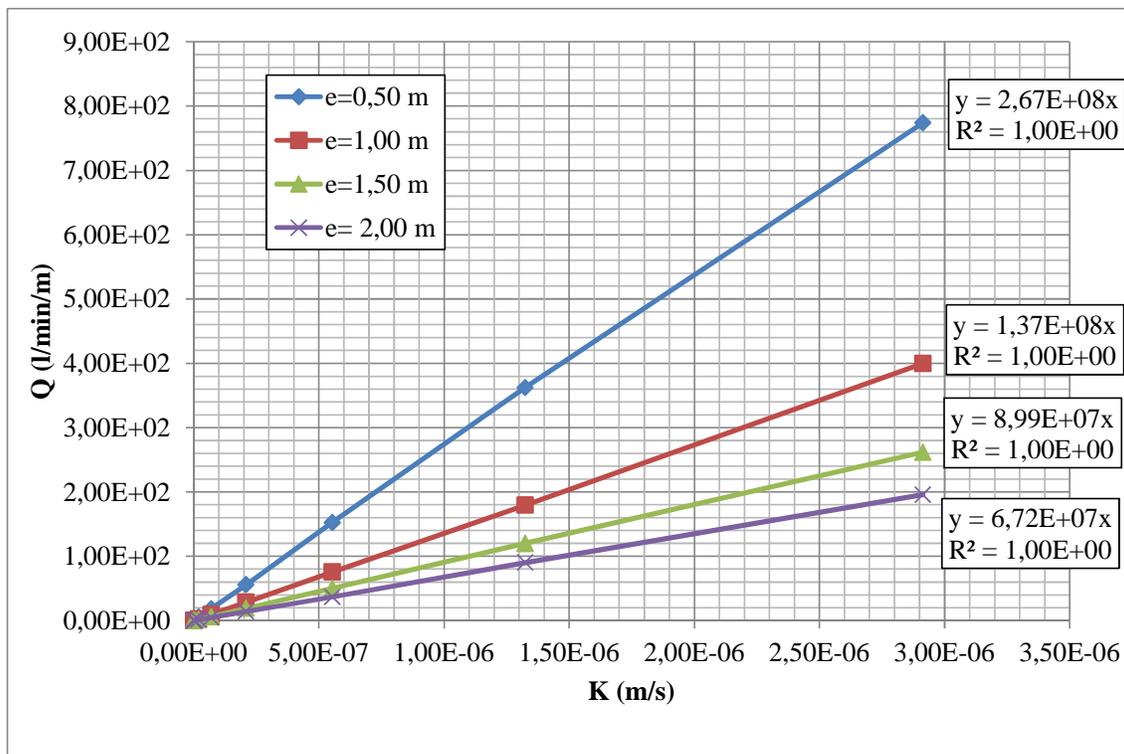


Figura 4.7: Q (l/min/m) x k (m/s), para $H = 75,0$ m.

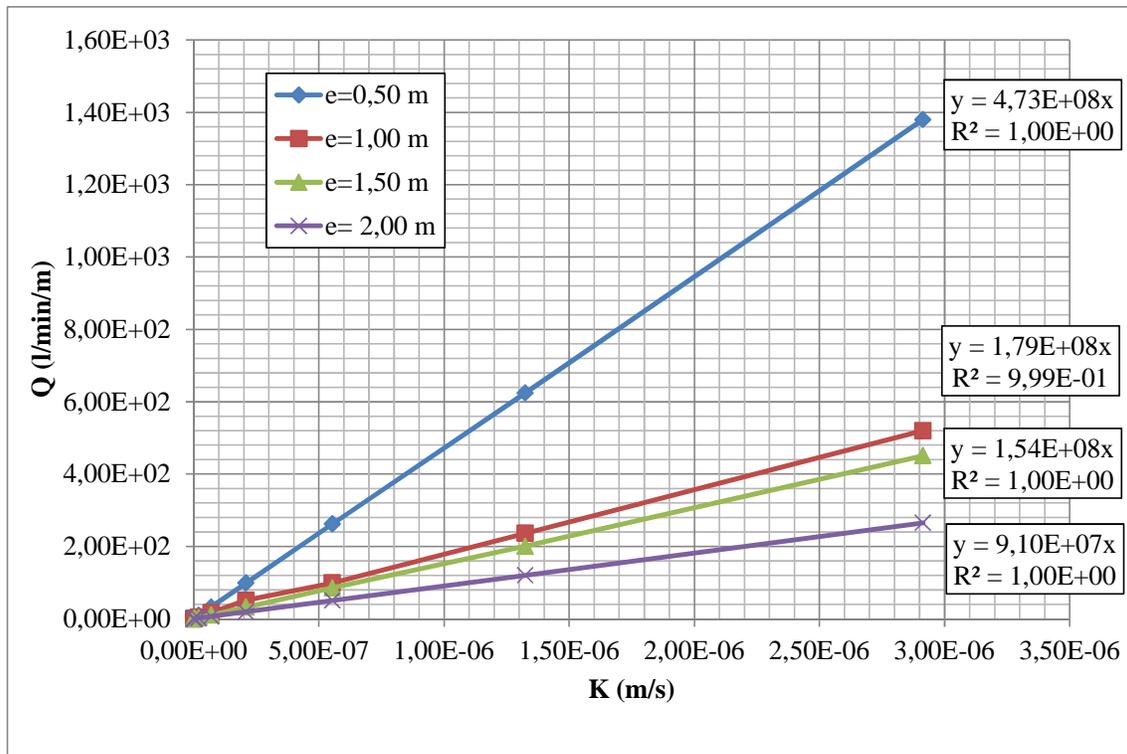


Figura 4.8: Q (l/min/m) x k (m/s), para H = 100,0 m.

Para confirmar a correlação entre as variáveis recomenda-se a realização de testes de hipóteses (Triola, 1999). Estes testes foram realizados adotando-se um nível de significância $\alpha = 0,05$.

Primeiramente define-se as hipóteses nula e alternativa, a seguir:

- $H_0: \rho = 0$ (não há correlação linear significativa);
- $H_1: \rho \neq 0$ (correlação linear significativa).

O primeiro método analisado utilizou a distribuição t de Student com uma estatística de teste da forma $t = (\rho - \mu_r) / S_r$, onde μ_r e S_r representam a média e desvio padrão.

O grau de liberdade para todas as análises efetuadas é igual a 4 (n-2), sendo n o número de dados amostrais. Segundo (Triola, 1999) o valor limite para este grau de liberdade e $\alpha = 0,05$ (unilateral a direita) é igual a 2,132.

De acordo com esta metodologia todos os valores calculados que se deve rejeitar $\rho = 0$, pois, t calculado ($2,87 < t < 3,10$) em todas as situações é maior que o valor limite ($t = 2,132$). Neste caso a correlação linear é significativa para as variáveis apresentadas.

O método seguinte consistiu em avaliar se o valor de r é maior ou menor que 0,811, limite para avaliação da correlação com um universo de 6 amostras e nível de significância $\alpha = 0,05$. Os valores de r são apresentados na

Tabela 4.5. Pode-se observar que também se deve rejeitar a hipótese de $\rho = 0$, ou seja, as variáveis analisadas apresentam forte correlação linear.

Conforme foi mostrado a vazão (Q) apresentou forte correlação linear com o coeficiente de permeabilidade k , para o caso analisado de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

As figuras 4.5 a 4.8 mostram a regressão linear entre vazão e coeficiente de permeabilidade do núcleo para cada espessura analisada e para as diferentes cargas hidráulicas.

A próxima etapa consistiu em verificar a adequação do modelo através da avaliação do coeficiente de determinação R^2 e análise residual.

O coeficiente de determinação R^2 mede a qualidade do ajuste, ou seja, o grau em que o valor observado se ajusta ao estimado. Valores para R^2 próximo a unidade indicam um bom ajuste.

Pode-se definir como resíduo a diferença entre o valor observado e o que foi estimado através da regressão. Segundo Espósito, (2000) os resíduos representam o que não pode ser explicado através do modelo de regressão adotado e são independentes, representados por uma distribuição normal com média igual a zero e variância constante, Para o caso em estudo considerou-se como valor observado os obtidos nas análises numéricas e os

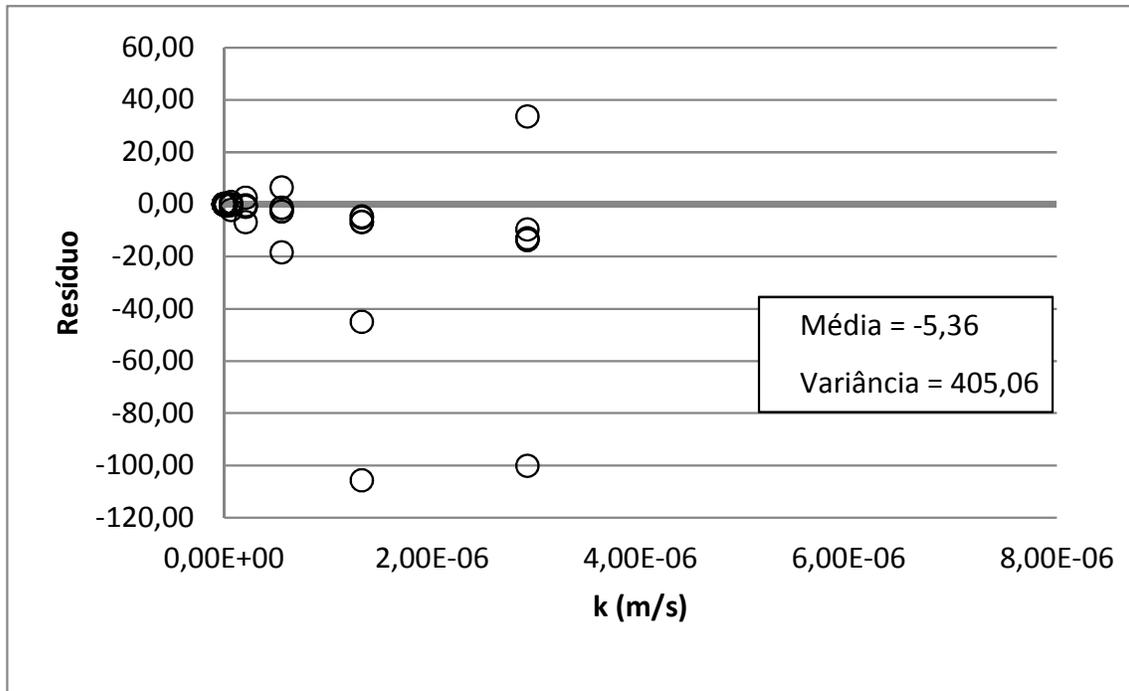
valores estimados os que foram obtidos através da regressão linear. As figuras 4.9 a 4.12 apresentam os valores dos resíduos para cada situação estudada.

De acordo com os resultados apresentados pode-se observar que para as cargas hidráulicas mais baixas, ou seja, 25 e 50 m as equações obtidas com a regressão linear atenderam aos requisitos para o teste de resíduos com uma média de aproximadamente zero e variância constante, entretanto para as cargas hidráulicas de 75 e 100 m de altura, se considerar todo o intervalo de análise a média dos valores dos resíduos foi de -5,36 e -8,37. Sendo assim, considerou-se que as equações não foram adequadas para representar todo intervalo de dados, sendo necessário reduzir o intervalo de variação do coeficiente de permeabilidade para $6,93 \times 10^{-8}$ m/s a $2,17 \times 10^{-12}$ m/s.

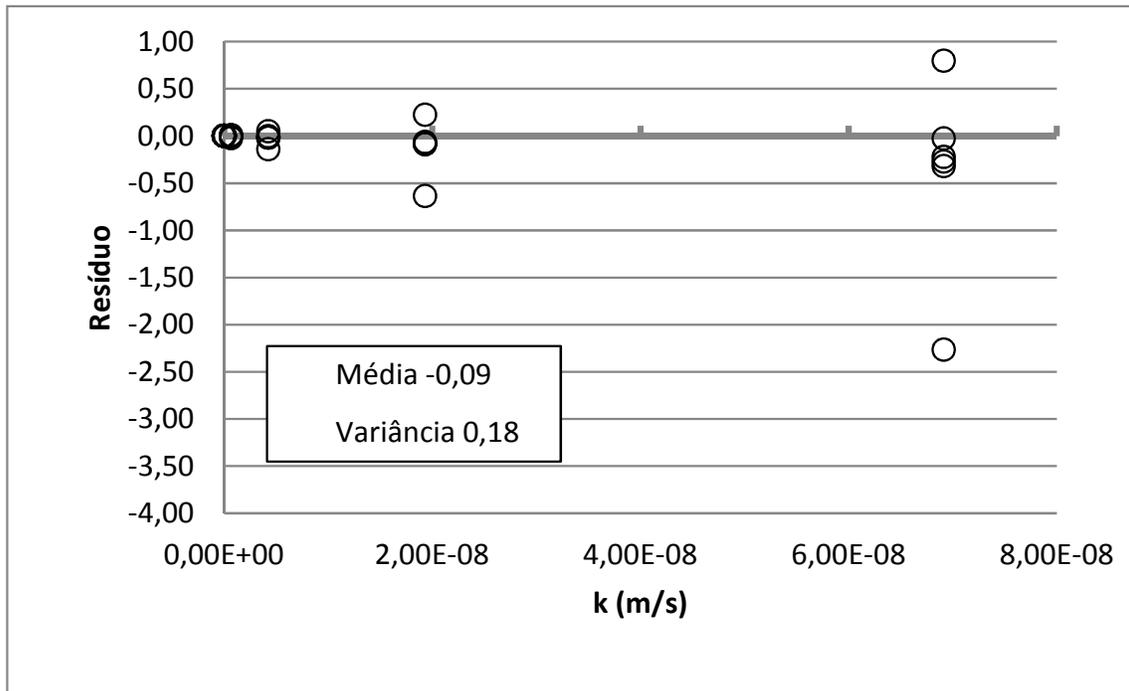
Para definição da equação de Q em função do coeficiente de permeabilidade e da espessura do núcleo utilizou-se a mesma metodologia elaborada por (Falcão, Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens, 2007), que mostrou a correlação para uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso. Devido a similaridade da análise, foram feitas as mesmas considerações para uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico, que são mostradas a seguir.

$$Q = k \times H \times \frac{N_c}{N_q} \text{ ou } Q = k \times H \times f \quad (4.9)$$

Onde: Q é a vazão (l/min/m), k é o coeficiente de permeabilidade (m/s), H é a carga hidráulica dissipada ao longo do núcleo, N_c o número de canais de fluxo e N_q o número de equipotenciais. A razão entre N_c e N_q é o fator de forma da rede de fluxo f.

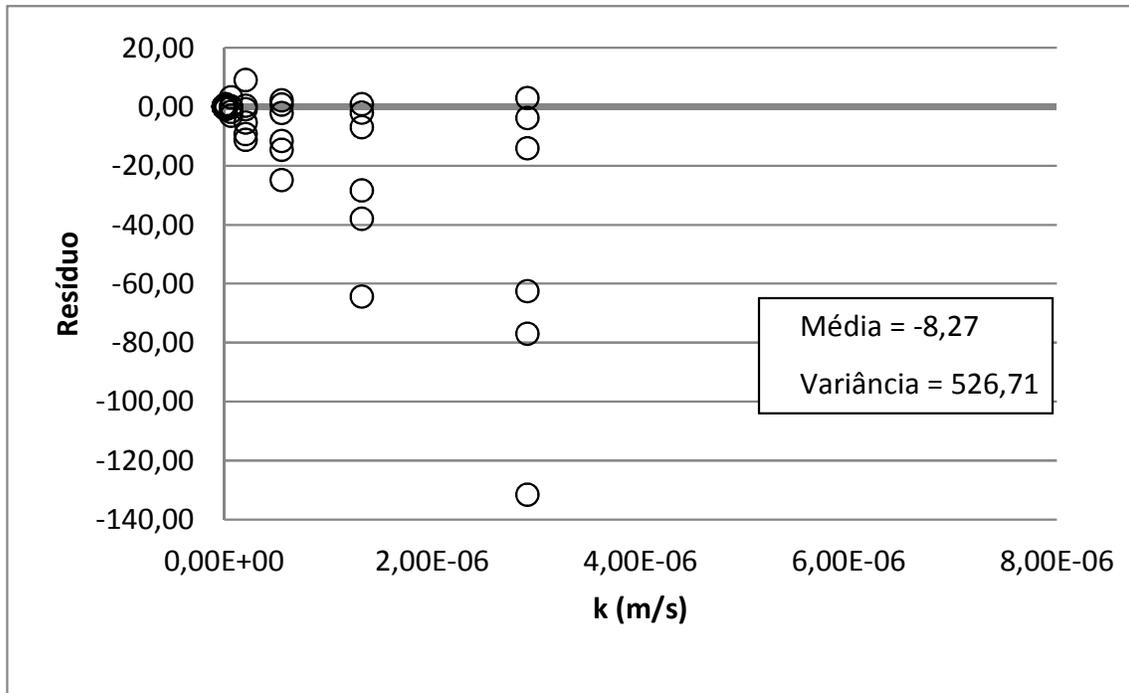


(a)

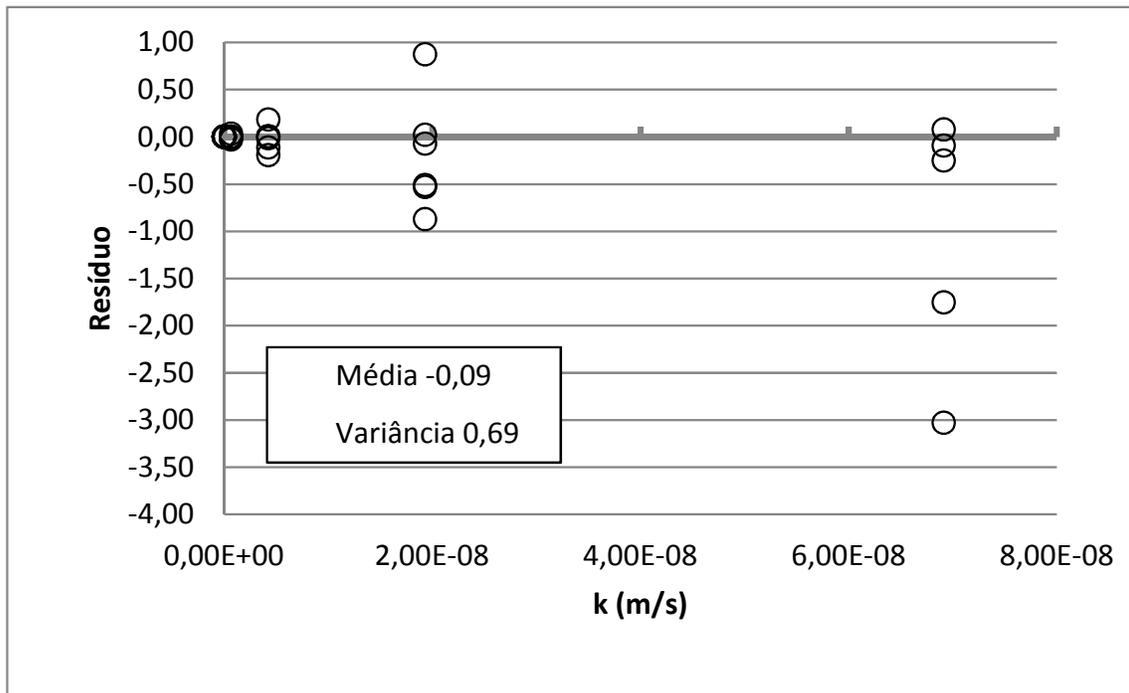


(b)

Figura 4.11: Cálculo dos resíduos para $H = 75,0$ m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$



(a)



(b)

Figura 4.12: Cálculo dos resíduos para $H = 100,0$ m, (a) considerando todo espaço amostral e (b) k variando entre $2,17 \times 10^{-12}$ a $6,92 \times 10^{-8}$

Pode-se dizer que o coeficiente angular A da equação 4.8 representa o produto entre a carga hidráulica dissipada H e o fator de forma da rede de fluxo f para cada espessura do núcleo de concreto asfáltico estudado.

Pode-se correlacionar os coeficientes angulares dos ajustes das curvas apresentadas nas figuras 4.5 a 4.8 com as espessuras do núcleo consideradas para cada análise. Estas correlações são apresentadas nas figuras Figura 4.13 a Figura 4.16.

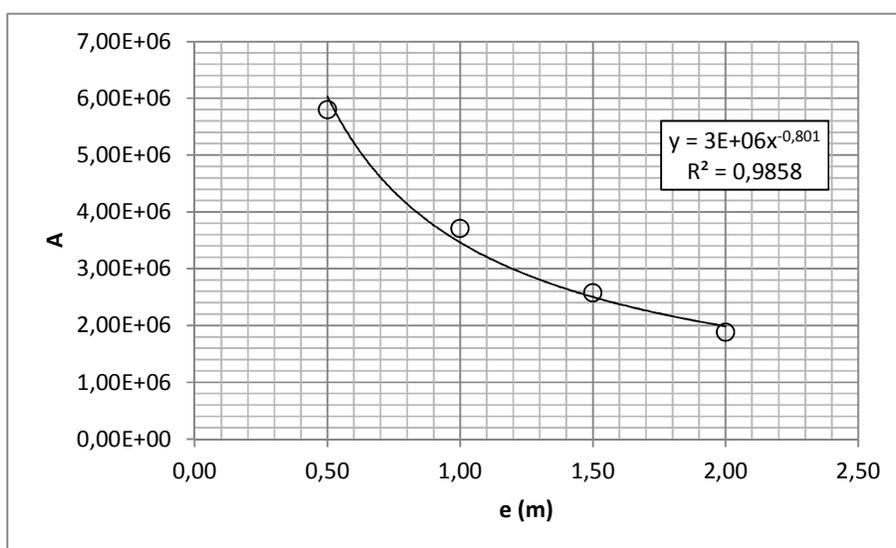


Figura 4.13: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 25,0 m.

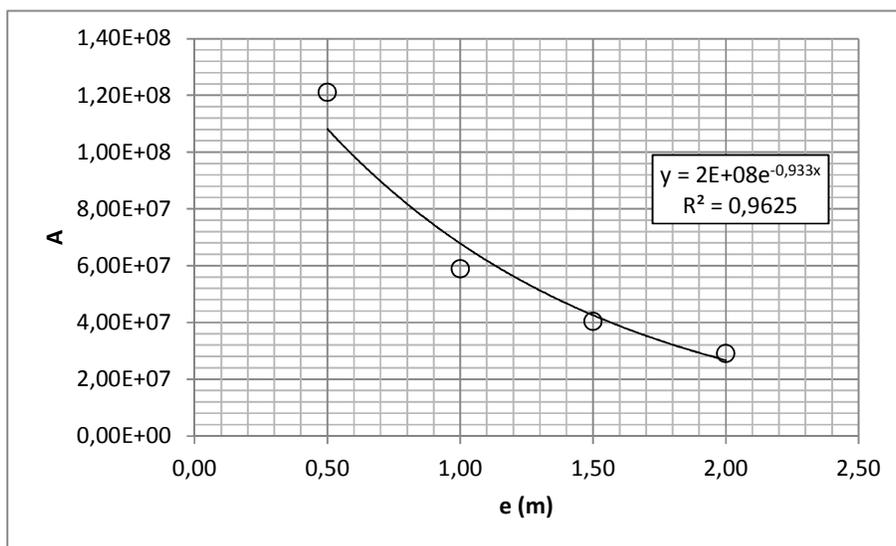


Figura 4.14: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 50,0 m.

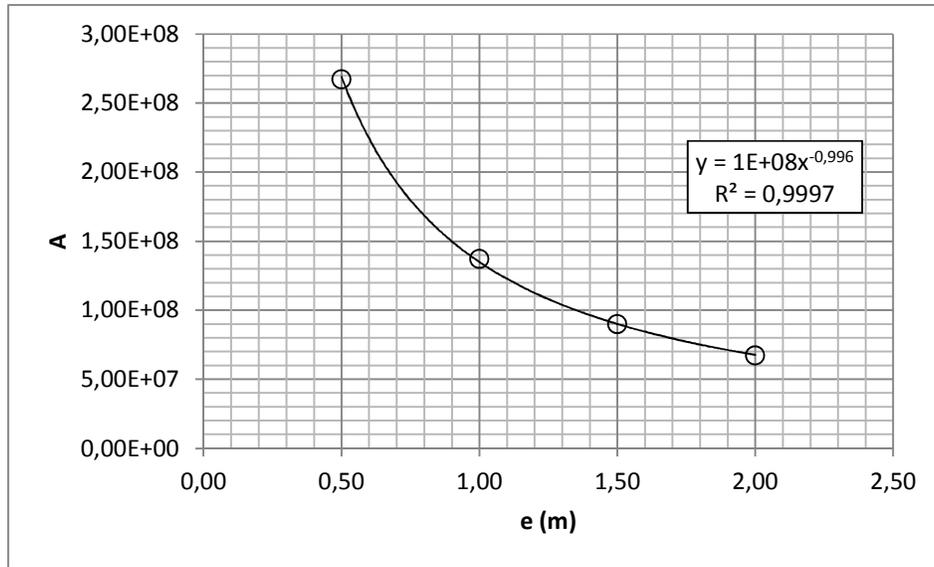


Figura 4.15: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 75,0 m.

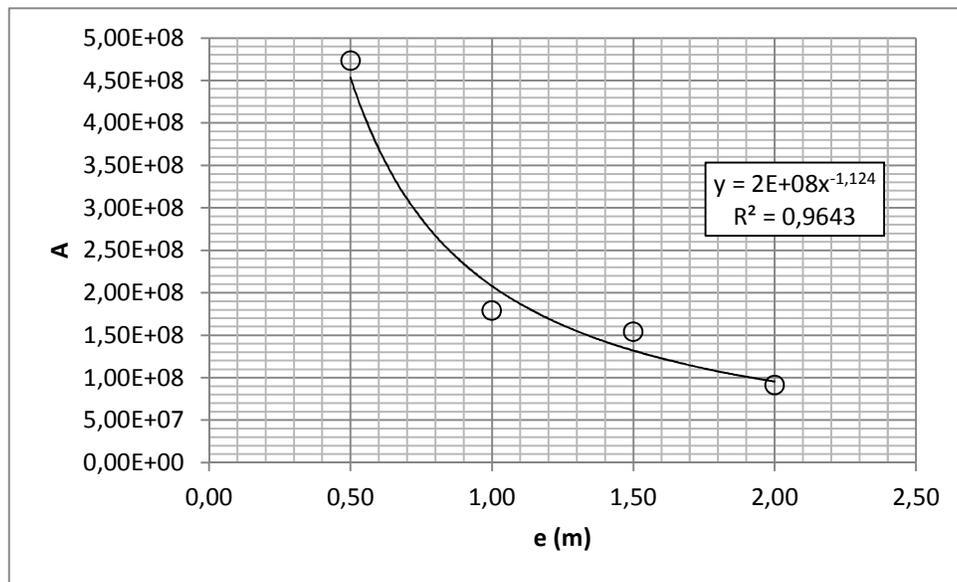


Figura 4.16: Coeficiente angular (Q x k) x Espessura do núcleo para H = 100,0 m.

A partir das figuras 4.13.a 4.16 pode-se traçar as equações 4.10 a 4.13, correlacionando os coeficientes angulares das curvas Qxk com a espessura do núcleo para cada carga hidráulica analisada.

$$A = 3,46 \times 10^6 \times e^{-0,801}; \text{ para } H = 25,0 \text{ m}; \quad (4.10)$$

$$A = 1,72 \times 10^8 \times e^{-0,933}; \text{ para } H = 50,0 \text{ m}; \quad (4.11)$$

$$A = 1,34 \times 10^8 \times e^{-0,996}; \text{ para } H = 75,0 \text{ m}; \quad (4.12)$$

$$A = 2,03 \times 10^8 \times e^{-1,124} ; \text{ para } H = 100,0 \text{ m}; \quad (4.13)$$

Observa-se que o valor das exponentes que representam a espessura do núcleo é aproximadamente um, o que representa a proporcionalidade desta variável com o coeficiente de permeabilidade. Adotando-se este valor e substituindo nas equações 4.10 a 4.13 tem-se para cada carga hidráulica considerada as equações 4.14 a 4.17:

$$Q = 3,46 \times 10^6 \times e^{-1,0} \times k ; \text{ para } H = 25,0 \text{ m}; \quad (4.14)$$

$$Q = 1,72 \times 10^8 \times e^{-1,0} \times k ; \text{ para } H = 50,0 \text{ m}; \quad (4.15)$$

$$Q = 1,34 \times 10^8 \times e^{-1,0} \times k ; \text{ para } H = 75,0 \text{ m}; \quad (4.16)$$

$$Q = 2,07 \times 10^8 \times e^{-1,0} \times k ; \text{ para } H = 100,0 \text{ m}; \quad (4.17)$$

Após avaliação dos resultados conclui-se que o modelo hipotético adotado é adequado para os estudos em questão. Em todas as análises com variações da carga hidráulica e da espessura do núcleo a variação da vazão resultante apresentou o mesmo comportamento, ou seja, aumento da vazão com o aumento da carga hidráulica e redução da vazão com o aumento da espessura do núcleo, o que já era esperado.

Em todas as análises de correlação entre as variáveis foram obtidos resultados satisfatórios. Os valores de R^2 para todas as curvas $Q \times k$, mostraram resultados próximos da unidade, o que indica uma forte correlação entre as variáveis. Já para o coeficiente de correlação r , que ficou em média igual a 0,84, confirmando a forte correlação entre as variáveis.

Foi necessário a redução do intervalo de variação do coeficiente de permeabilidade do núcleo de concreto asfáltico considerado nas análises, pois, para as cargas hidráulicas de 75,0 e 100,0 m, os resultados apresentaram resíduos na verificação da adequação do modelo.

De acordo com os testes apresentados, pode-se esperar boa aproximação dos resultados para estimativa de vazões percoladas em barragens com núcleo em concreto asfáltico, similares ao modelo estudado.

Inicialmente procurou-se definir uma equação para distribuição de probabilidade que melhor representasse as vazões para núcleos em concreto asfáltico, variando-se a espessura e o coeficiente de permeabilidade. Para isso foram realizados testes de aderência para definição da melhor distribuição em que os dados amostrais se enquadram. Os estudos foram realizados utilizando-se o programa Weibull++7 da Realiasoft, entretanto concluiu-se que os dados disponíveis não permitiam a definição de tais distribuições com níveis de confiança aceitáveis.

5 ESTUDO DE CASO - APLICAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

Em uma barragem, qualquer que seja a necessidade de armazenamento, a perda de água pode ser prejudicial para a finalidade do empreendimento, dependendo dos valores perdidos pela fundação e pelo núcleo da barragem. Durante a fase de operação estes valores podem ser obtidos diretamente por meio da leitura de instrumentos para esta finalidade.

Durante a fase de projeto, as equações definidas no capítulo 4, poderiam ser utilizadas para previsão da quantidade de água que percola pelo núcleo, fornecendo subsídios para comparação com outras alternativas e um pré-dimensionamento da espessura do núcleo.

As considerações realizadas neste capítulo, são válidas para situações onde são desprezadas a percolação pela fundação e as vazões percoladas pelo núcleo dentro do universo das variáveis estudadas, ou seja, cargas hidráulicas de 25,0 a 100,0 m; coeficiente de permeabilidade do núcleo variando de $1,0 \times 10^{-12}$ a 7×10^{-8} m/s; espessura do núcleo variando de 0,50 a 2,00 m.

Nesse sentido, procurou-se aplicar os dados elaborados nesta dissertação em dois casos de barragens existentes, a Barragem do Rio Torno e a barragem da UHE Corumbá I.

Inicialmente, na barragem do Rio Torno, aplicou-se as equações definidas no capítulo 4 para previsão de vazões que percolam pelo núcleo apenas para comparação com as vazões definidas em projeto com o objetivo de validação da aplicabilidade destas equações para um pré-dimensionamento do núcleo. Em seguida procurou-se definir outras configurações geométricas para o núcleo de concreto asfáltico que atendem a mesma vazão já determinada.

A barragem da UHE Corumbá trata-se de uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso, sendo assim, optou-se por realizar um pré-dimensionamento da barragem considerando um núcleo de concreto asfáltico mantendo-se os mesmos requisitos de vazão que o núcleo argiloso. Em um segundo momento realizou-se o pré-dimensionamento considerando valores usualmente recomendados para BENCA.

5.2 Barragem do rio Torno

O primeiro exemplo de aplicação é a barragem do rio Torno, apresentada no item 2.8.3. Trata-se de uma barragem de enrocamento com núcleo asfáltico, construída em Portugal para fins de geração de energia elétrica.

A altura máxima da barragem é da ordem de 32 m e a carga hidráulica com o nível do reservatório em operação normal é de aproximadamente 30,0 m de coluna d'água, conforme pode ser visto na Figura 2.17 e a espessura do núcleo é de 0,50 m.

Faustino (2009) mostra os estudos de percolação efetuados para o dimensionamento da barragem, onde foi utilizado o programa SEEP/W para determinação das vazões percoladas. Os coeficientes de permeabilidade adotados para o concreto asfáltico foram de $1,0 \times 10^{-11}$ m/s e um segundo valor considerando uma majoração de 10 vezes ($1,0 \times 10^{-10}$ m/s). A malha de elementos finitos foi construída com elementos triangulares de 6 nós e gerada automaticamente. Os valores de vazão obtidos foram de $8,54 \times 10^{-9}$ e $8,47 \times 10^{-8}$ m³/s/m, ou, $5,12 \times 10^{-4}$ e $5,08 \times 10^{-3}$ l/min/m, para o coeficiente de projeto e o majorado, respectivamente.

Para comparação dos resultados obtidos por Faustino (2009), foram determinadas as vazões percoladas pelo núcleo da barragem utilizando-se as equações 4.14 e 4.15. Foi necessária a utilização das duas equações, pois, a carga hidráulica da Barragem do Rio Torno (30,00 m) não foi considerada nas análises desse trabalho. Dessa forma, optou-se

realizar a determinação das vazões utilizando as cargas hidráulicas de 25,0 e 50,0 m e na sequência a interpolação dos resultados para obtenção da vazão referente a carga hidráulica de 30,0m. A Tabela 5.1 apresenta os resultados de vazões obtidos com a aplicação das equações 4.14 e 4.15.

A partir das vazões apresentadas na Tabela 5.1 procedeu-se a interpolação considerando a carga hidráulica de projeto para a barragem do Rio Torno, ou seja, 30,0 metros de coluna d'água. Foram obtidas vazões de $2,17 \times 10^{-4}$ e $2,17 \times 10^{-3}$ l/min/m para os coeficientes de permeabilidade do núcleo iguais a $1,0 \times 10^{-11}$ e $1,0 \times 10^{-10}$ m/s, respectivamente.

Tabela 5.1: Vazões percoladas pelo núcleo para barragem do rio do Torno.

Carga Hidráulica (m)	Q (l/min/m)	
	$k = 1,0 \times 10^{-11}$ m/s	$k = 1,0 \times 10^{-10}$ m/s
25,0	$5,56 \times 10^{-5}$	$5,56 \times 10^{-4}$
50,0	$8,65 \times 10^{-4}$	$8,65 \times 10^{-3}$

Como pode ser observado os valores de vazão obtidos por Faustino (2009) foram aproximadamente 2 vezes maiores que os valores obtidos pelas equações definidas no capítulo 4. Esta diferença pode ser considerada aceitável, em se tratando de um pré-dimensionamento, uma vez que não iria causar grandes impactos no dimensionamento da espessura do núcleo e/ou desempenho da barragem.

A vazão percolada está diretamente relacionada à carga hidráulica, à espessura e ao coeficiente de permeabilidade do núcleo. Neste caso de estudo a carga hidráulica é fixa, sendo assim, para obter outras configurações que mantenham a vazão já determinada deve-se variar a espessura do núcleo e o coeficiente de permeabilidade. Observa-se que se mantidos os mesmos coeficientes de permeabilidades já adotados e proceder apenas a variação da espessura do núcleo ocorrerá a redução da vazão percolada, visto que, esta é inversamente proporcional a espessura.

A Tabela 5.2 apresenta outras configurações de projeto para que a vazão já determinada seja mantida, considerando a espessura do núcleo com 0,50 m e o coeficiente de permeabilidade do núcleo igual a $1,00 \times 10^{-11}$ m/s.

Tabela 5.2: Configurações do núcleo de concreto asfáltico para a Barragem do Rio Torno para mesma vazão de projeto

Espessura do núcleo (m)	k (m/s)
1,00	$7,30 \times 10^{-11}$
1,50	$1,10 \times 10^{-10}$
2,00	$1,40 \times 10^{-10}$

Pode-se observar que as equações definidas no capítulo 4 podem ser utilizadas para estimativa de vazões em BENCA's, dentro dos limites estabelecidos neste trabalho.

5.3 Barragem de Corumbá I

5.3.1 Características Gerais

A construção da Usina de Corumbá I iniciou-se no ano de 1982, sob responsabilidade da Centrais Elétricas de Goiás (CELG) até o ano de 1984 quando foi transferida para FURNAS Centrais Elétricas, nesta ocasião ocorreu uma paralização da obra, que foi retomada somente em 1987.

A usina está localizada no rio de mesmo nome a cerca de 30 km da cidade de Caldas Novas (GO), que devido aos atrativos turísticos foi um condicionante para definição do arranjo geral da usina, (Novaes *et al*, 1989). A Figura 5.1 a seguir mostra a localização da barragem de Corumbá I.

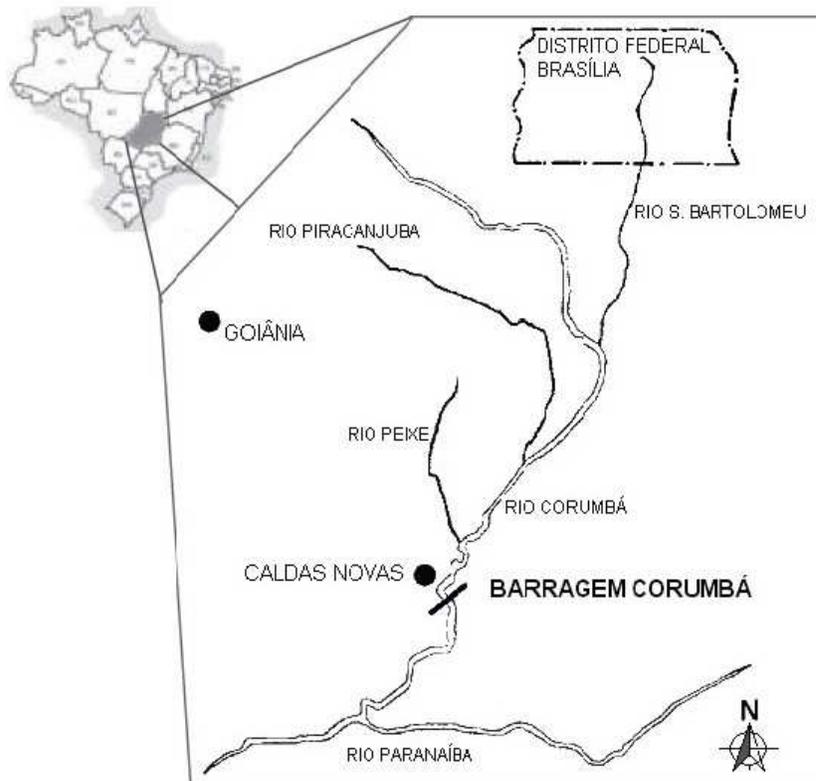


Figura 5.1: Localização da Barragem de Corumbá, I, (Matheus, 2006).

A usina possui uma potência instalada de 375 MW e tem o NA máximo limitado a elevação de 595,0 m. São três unidades geradoras, ligadas ao sistema por uma linha de transmissão de 345 kV. É uma das principais responsáveis pelo fornecimento de energia da capital do país (Carrasco, 2003).

A barragem no leito do rio foi construída de enrocamento com núcleo argiloso compactado, além das estruturas de concreto (casa de força, vertedouro), canal de dissipação na ombreira direita do rio. A Figura 5.2 e Figura 5.3 mostram o arranjo geral da usina e uma visão geral de jusante.

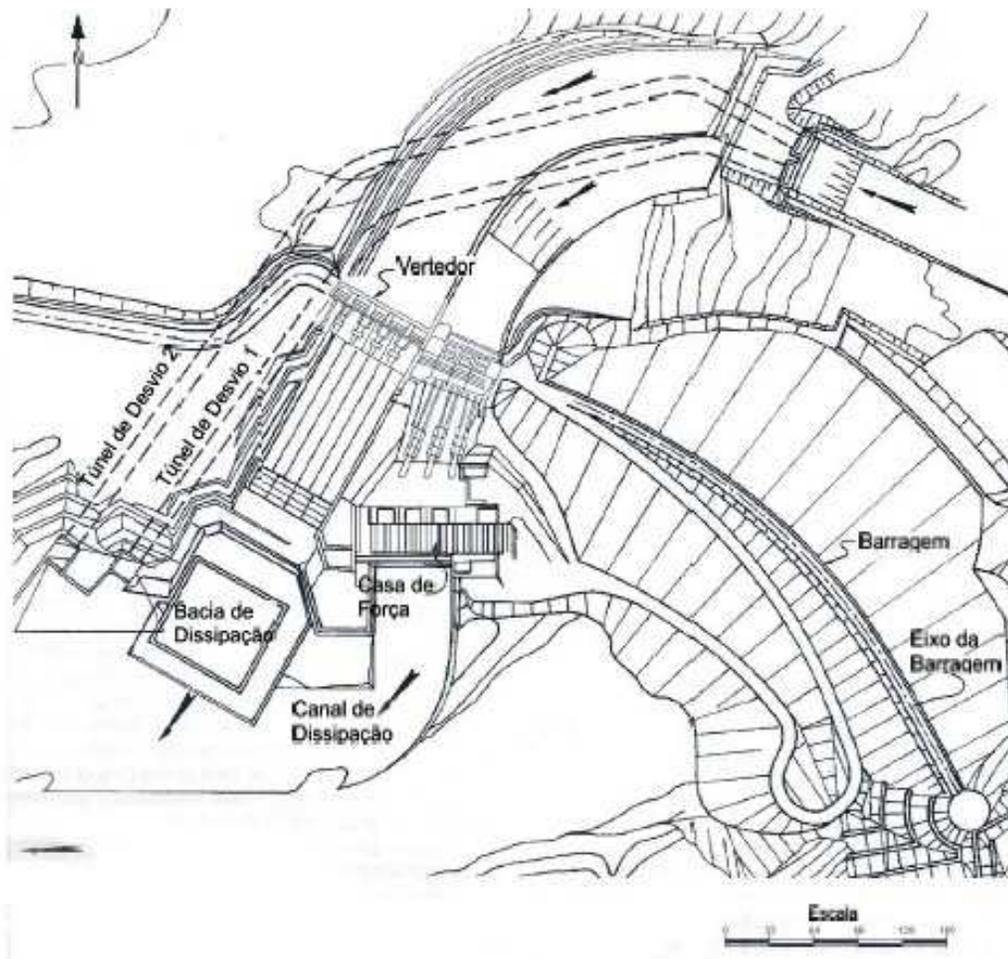


Figura 5.2: Arranjo Geral da UHE Corumbá I (Matheus, 2006).



Figura 5.3: Vista de jusante da UHE Corumbá I (Matheus, 2006).

O núcleo central com material argiloso compactado tem altura máxima de 90 m e 540 metros de comprimento na crista. A base do núcleo tem 50 m de espessura e entre o solo argiloso e espaldares de enrocamento tem-se 3 m de transição a montante e 7 a jusante. As inclinações dos taludes são de 1,0V:1,8H no espaldar de montante de de 1,0V:1,5H no espaldar de jusante, (Matheus, 2006). A seção típica da barragem no leito do rio é apresentada na Figura 5.4

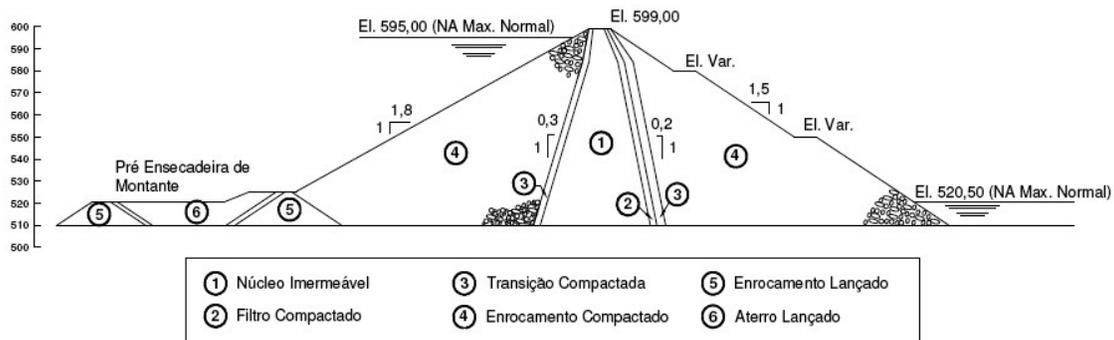


Figura 5.4: Seção transversal no Leito do Rio (Matheus, 2006).

A geologia da região onde foi implantada a barragem de Corumbá I é caracterizada por rochas metamórficas do Pré-Cambriano superior pertencentes à formação Paracatu, onde predominam a ocorrência de Micaxisto e Quartzito.

Para o fornecimento de material para construção do núcleo impermeável foram selecionadas duas áreas, distantes de 5 e 8,5 km do eixo da barragem. A primeira era caracterizada por uma camada de 1 a 2 m de espessura de solo coluvionar, seguido por uma camada de micaxisto de 2 m de espessura e finalmente uma camada de solo residual. inicialmente estava previsto apenas a utilização do solo coluvionar, porém, devido a insuficiência deste material e com o objetivo de reduzir a distância de transporte estudou-se a utilização de solos residuais para serem utilizados como núcleo da barragem. Estes estudos consistiram em ensaios de laboratório e pistas experimentais, que indicaram que o solo residual apresentava propriedades geotécnicas que viabilizaram sua utilização no núcleo da barragem (Ribas & Shimabukuro, 1992).

O colúvio superficial da área de empréstimo tinha uma textura de areia silto-argilosa de cor marrom e amarela avermelhada, com pedregulhos de quartzo e conglomerados. O solo residual apresentava a mesma textura, porém de cor amarelada com manchas marrons, cinzas e rochas (Matheus, 2006). Segundo Ribas & Shimabukuro (1992), a permeabilidade dos materiais do núcleo variava conforme Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Coeficiente de permeabilidade para os materiais do núcleo, (Ribas & Shimabukuro, 1992).

Material	K (m/s)
Colúvio	3×10^{-9} a 2×10^{-7}
Solo residual Maduro	2×10^{-8} a $1,5 \times 10^{-6}$
Solo residual Jovem	3×10^{-7} a $1,5 \times 10^{-6}$

O enrocamento utilizado para construção dos espaldares da barragem foram obtidos da escavação dos túneis, canal de adução e estruturas de concreto, sendo quase que totalmente escavados em quartzito.

A compactação foi feita em camadas de 0,90m de espessura e compactados com 4 passadas de rolo vibratório liso com peso estático de 10 ton. A molhagem foi obrigatória a montante e opcional a jusante. O material tinha uma grande quantidade de finos, por isso, foi prevista a colocação de um enrocamento com no máximo 35% dos grãos com dimensão inferior a 25,4 mm (1"), no nível de oscilação do N.A. A faixa granulométrica dos enrocamento utilizados estão apresentadas na Figura 5.5.

Observa-se que o sitio de implantação da UHE Corumbá I, apresentou condições para implantação de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico, tanto no que diz respeito a disponibilidade de materiais quanto aos condicionantes geológico geotécnicos.

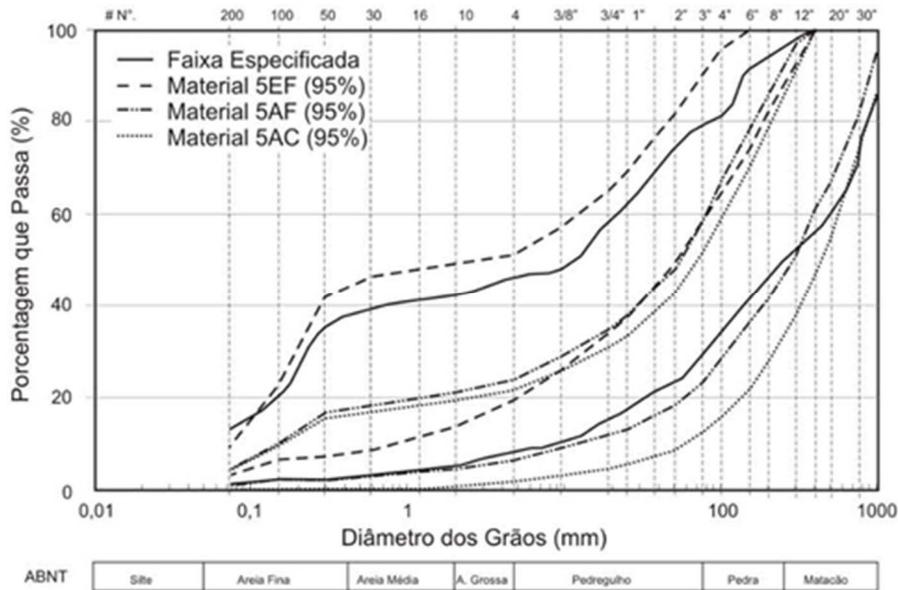


Figura 5.5: Faixa granulométrica dos enrocamentos utilizados na barragem de Corumbá I (Matheus, 2006).

5.3.2 Pré-dimensionamento do núcleo e considerações gerais

Neste item será feito um pré-dimensionamento de uma seção de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico para a barragem da UHE Corumbá I. Depois será feita a comparação das vazões percoladas na seção com núcleo argiloso e a seção com núcleo em concreto asfáltico e avaliação do risco para a vazão de projeto ser superada.

Para estimativa da vazão percolada em um núcleo argiloso utilizou-se o trabalho desenvolvido por Prado (2010) e Falcão (2007).

Prado (2010) realizou uma estimativa da vazão percolada pelo núcleo argiloso da barragem da UHE Corumbá I, considerando a seção típica mostrada na Figura 5.6. A estimativa foi realizada utilizando-se o software Slide 5.041 da Rocscience Inc. Toronto – Canadá para determinação da vazão. O coeficiente de permeabilidade adotado para o núcleo argiloso foi de $1,0 \times 10^{-8}$ m/s, o que resultou de uma vazão de aproximadamente $8,78 \times 10^{-7}$ m³/s/m ou $5,27 \times 10^{-2}$ l/s/m.

O coeficiente de permeabilidade do núcleo argiloso é bastante superior aos valores do coeficiente de permeabilidade usualmente adotados para núcleos de concreto asfáltico. De acordo com a distribuição de probabilidade definida no capítulo e

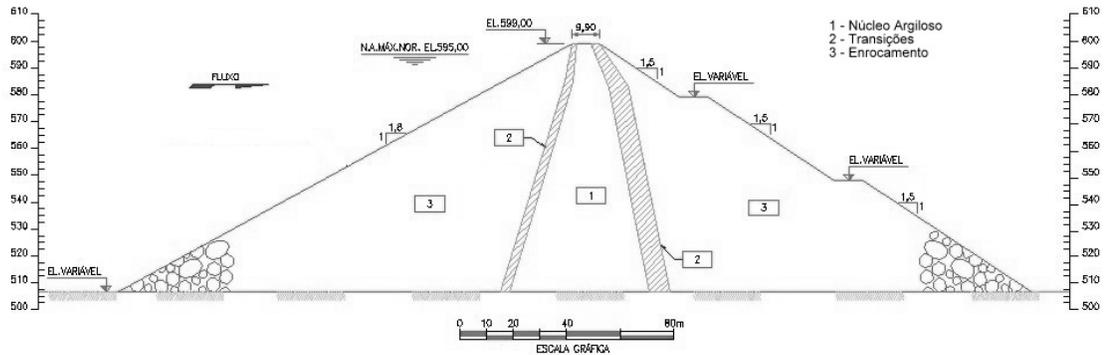


Figura 5.6: Seção para estimativa de vazão da UHE Corumbá I, adaptado de (Prado, 2010).

Utilizando-se a equação 6.1 desenvolvida por (Falcão, Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens, 2007), que fornece uma estimativa de vazão para o núcleo de uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso, foi obtida uma vazão de aproximadamente $7,50 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ou $4,50 \times 10^{-2} \text{ l}/\text{min}/\text{m}$.

$$\frac{Q}{k \times H} = \frac{60}{B}, \quad (6.1)$$

onde:

Q = vazão em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$;

K = coeficiente de permeabilidade do núcleo em m/s ;

H = carga hidráulica em m;

B = Largura da base do núcleo em m.

Verifica-se que os valores obtidos para a vazão são praticamente os mesmos, tanto para a estimativa através de análise numérica quanto para aquela realizada através da equação 6.1. Para o caso da UHE Corumbá I será considerada a vazão de projeto igual a $5,00 \times 10^{-2}$

² l/min/m que percola pelo núcleo argiloso. Este valor será utilizado com referência na comparação aos resultados obtidos para uma barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico.

Apenas a título de comparação, a primeira avaliação a ser realizada é determinar a espessura necessária do núcleo de concreto asfáltico para que a vazão de projeto seja conseguida, considerando o mesmo coeficiente de permeabilidade do núcleo argiloso. Para que a vazão de projeto fosse atendida, de acordo com a equação 4.16, seria necessário um NCA (núcleo em concreto asfáltico) com aproximadamente 28,0 m de espessura, caso fosse mantida a mesma permeabilidade do núcleo argiloso, o que inviabilizaria a solução. Entretanto, sabe-se que o concreto asfáltico utilizado com propriedades hidráulicas apresenta coeficientes de permeabilidades muito inferiores a este.

Considerando uma seção com núcleo em concreto asfáltico para a barragem da UHE Corumbá I, pode-se utilizar a equação 4.16 para estimativa da vazão que percola pelo núcleo, visto que, temos o N.A. normal na elevação 595,00 m e o N.A. de jusante na elevação 520,00 m, proporcionando um desnível de 75,0 m de coluna d'água.

Usualmente, concretos asfálticos com finalidades hidráulicas apresentam um volume de vazios na ordem de 3%, o que proporciona um coeficiente de permeabilidade da ordem de $6,22 \times 10^{-11}$ m/s. A espessura do núcleo adotada para BENCA é de aproximadamente 1% da carga hidráulica, ou seja, 0,75 m. Utilizando estes parâmetros na equação 4.16, pode-se estimar uma vazão percolada pelo NCA igual a $8,05 \times 10^{-3}$ l/min/m.

Neste caso tem-se uma redução na vazão pelo núcleo se comparado a seção com núcleo argiloso da ordem de 6,2 vezes. Isto mostra que poderia ser tolerado um coeficiente de permeabilidade um pouco maior que o usual, para que a vazão de projeto seja mantida. A Tabela 5.4 apresenta as possíveis configurações do núcleo em concreto asfáltico para que a vazão de projeto fosse a mesma se utilizado núcleo argiloso,

Tabela 5.4: Configurações de projeto para que a vazão de núcleo argiloso seja mantida (5×10^{-2} l/min/m.

Coefficiente de Permeabilidade do Núcleo (m/s)	Espessura do Núcleo (m)
$2,60 \times 10^{-10}$	0,50
$3,86 \times 10^{-10}$	0,75
$5,00 \times 10^{-10}$	1,00
$7,10 \times 10^{-10}$	1,50
$9,30 \times 10^{-10}$	2,00
$1,30 \times 10^{-9}$	3,00
$1,70 \times 10^{-9}$	4,00

Pode-se observar que a barragem da UHE Corumbá I apresentava condições de implantação para uma seção de BENCA, apresentando materiais adequados para construção e condições de fundação compatíveis com solução. Com relação ao desempenho da barragem haveria um ganho, visto que as propriedades usuais para o concreto asfáltico como elemento de vedação resultam em uma redução da vazão que percola pelo núcleo.

Pode-se concluir que com a redução do coeficiente de permeabilidade do núcleo seria garantido o mesmo desempenho da barragem com núcleo argiloso, no que diz respeito as condições de fluxo.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 Principais conclusões

O crescimento econômico esperado para o Brasil nos próximos anos demandará um crescimento na matriz energética do país. A EPE (2010) prevê um aumento de aproximadamente 61.000 MW de capacidade de geração, sendo que deste total 67% será oriundo de hidrelétricas.

As dimensões continentais do Brasil propiciam uma grande diversidade climática, influenciado pela configuração geográfica, grandes dimensões costeiras, relevo e dinâmica das massas de ar. Chama-se atenção para as regiões Norte e Sul pela grande abundância de precipitações anuais.

Outro fator importante é a grande diversidade litológica do território brasileiro que apresenta regiões com abundância de materiais argilosos, adequados a serem utilizados com material de vedação em barragens, seja de enrocamento ou solo, como é o caso, da Bacia do Paraná, que é abundante em solos residuais de basalto com características apropriadas para material de vedação. Porém, existem também regiões onde materiais desta qualidade não são facilmente encontrados, como é o caso da região oeste da Bahia e Mato Grosso, formado predominantemente por rochas sedimentares, principalmente arenitos que fornecem solos pobres em teor de material argiloso dificultando a sua utilização como materiais de vedação em barragens.

A dificuldade para se encontrarem materiais adequados e o rigoroso regime de chuvas em determinadas regiões, conduzem a necessidade de se procurar soluções alternativas para construções de barragens de acumulação de água para fins de produção de energia.

Neste contexto a aplicação da solução de vedação de barragens com a utilização de concreto asfáltico se torna relevante, visto que, o regime de chuvas não tem grande influência na execução da barragem e em locais com escassez de solos argilosos se torna economicamente viável.

Outras vantagens que se pode citar desta solução são: a simplificação de transições, a alta capacidade de absorção de deformações da fundação, velocidade de execução e redução dos riscos de ocorrência de erosão interna do núcleo.

No que diz respeito ao processo executivo, a utilização de NCA como elemento de vedação apresenta inúmeras vantagens para sua aplicação. A seguir serão apresentadas outras vantagens e/ou conclusões desta pesquisa no que diz respeito ao projeto de BENCA.

Com relação às equações para previsão de vazões percoladas no núcleo de concreto asfáltico desenvolvidas no capítulo 4, foi possível concluir que:

- Através de testes estatísticos dentro dos intervalos estabelecidos as equações se mostraram válidas para estimativa de vazões percoladas em uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico;
- As equações que representam a relação $Q \times k$ apresentam forte correlação linear, conforme mostrado através da avaliação do coeficiente de correlação de Pearson (r), com valores superiores a 0,80;
- O modelo não se mostrou adequado para cargas hidráulicas de 75,0 e 100,0 m, para todo o intervalo de dados analisados, tendo em vista que em alguns casos apresentou resíduos com médias superiores a 0. Devido a isto foi necessário a limitação do intervalo de dados para o coeficiente de permeabilidade do núcleo;

Com relação a aplicação dos dados obtidos no caso da barragem do Rio Torno e a barragem da UHE Corumbá I, pode-se concluir que:

- Os resultados das análises de percolação para barragem do rio Torno validam as equações desenvolvidas no capítulo 4;
- É possível a redução do coeficiente de permeabilidade garantindo-se as mesmas condições de fluxo;
- As equações para estimativa de vazões pode ser utilizadas para o pré-dimensionamento de núcleos de concreto asfáltico em barragens de enrocamento.

Como principal aplicação destas equações pode-se citar o pré-dimensionamento do núcleo, caso seja estabelecido uma vazão limite para percolação, sendo possível estabelecer várias configurações de espessura e coeficiente de permeabilidade, permitindo uma avaliação econômica da solução.

Com a realização deste trabalho, espera-se contribuir para a divulgação e conhecimento desta técnica no meio técnico nacional. Vale salientar que as equações desenvolvidas para previsão de vazões são válidas para as condições estudadas e não excluem a necessidade de estudos específicos para cada projeto.

6.2 Recomendações para pesquisas futuras

A seguir são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Desenvolvimento de pesquisa experimental para determinação de gradientes críticos para o núcleo de concreto asfáltico;
- Desenvolvimento de pesquisa experimental para validação das equações desenvolvidas no capítulo 4;
- Desenvolver estudos para acrescentar a parcela de percolação pela fundação nas equações de previsão de vazões;

- Realização de ensaios de permeabilidade ou obtenção de maior número de dados para definição da distribuição de frequências dos coeficientes de permeabilidade em núcleos de concreto asfáltico
- Adquirir dados oriundos de instrumentos instalados em BENCA's para aferição dos estudos realizados neste trabalho.

7 BIBLIOGRAFIA

Aires, A. D. (2006). Estudo Tensão Deformação da Barragem de Irapé. 166. (P. D. Ribeiro, Ed.) UFOP.

Araújo, E. M., Araújo, E. M., Oliveira, J. B., Silva, M. G., Viana, P. C., & Alves, A. S. (Julho-Setembro de 2010). Análise da aderência de distribuições de probabilidade aos dados de temperatura máxima e mínima do ar em Iguatu-CE. *Revista Caatinga*, pp. 104-109.

Bourdeaux, G. H. (1980). *Projeto e Construção de Barragens de Terra e Enrocamento*. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: Internacional de Engenharia S.A.

Carrasco, J. G. (2003). *Monitoramento da instrumentação da barragem de Corumbá I por redes neurais e modelos de Box & Jenkins*. (C. Romanel, Ed.) Rio de Janeiro: PUC RJ.

Carvalho, E. (2009). *Main Brazilian Dams III*. CBDB.

Correa, S. M. (2003). *Probabilidade e Estatística* (2ª ed.). Belo Horizonte, Minas Gerais: PUCMINAS.

Cruz, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras - Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*. Oficina de Textos.

Dias, A. d. (2001). Caracterização mecânica de enrocamentos através de ensaios de grande escala visando barragens com face de concreto. (A. P. Assis, Ed.) *Dissertação de Mestrado*, p. 114.

EPE, E. d. (2010). *Plano Decenal de energia - 2010-2020*.

Espósito, T. d. (2000). *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico*. (A. d. Assis, Ed.) Brasília: UNB.

Falcão, P. F. (2003). *Aplicação de Misturas Betuminosas como Elemento Impermeável em Barragens de Terra e Enrocamento*. Salvador: CBDB.

Falcão, P. F. (2007). Estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas de concretos asfálticos para aplicação em barragens. (M. M. Farias, Ed.) *Tese de doutorado*, p. 161.

Faustino, V. L. (2009). *Uma contribuição para a divulgação das barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso em Portugal*. (L. M. Caldeira, Ed.) Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Figura, M. A. (2010). A distribuição de Weibull na descrição da estrutura diamétrica de *Eucalyptus Grandis*: Um enoque sobre o método dos momentos. (S. d. Machado, Ed.) 98.

Frutuoso, A. (2003). Comportamento de Barragens de Enrocamento com Face de concreto sujeitas a diferentes condições de fundação. (A. P. Assis, Ed.) *Dissertação de Mestrado*, p. 194.

GEO-SLOPE, I. L. (2008). *Stress Deformation MOdelling with SIGMA/W 2007 An Engineering Metodology* (3ª ed.). Calgary, Alberta, Canadá: GEO-SLOPE.

Guimarães, R. C., Reis, C. d., Faria, M. Z., & Reusing, A. (25 a 28 de Agosto de 2011). Características da construção do núcleo asfáltico da barragem de enrocamento da UHE Foz do Chapecó. *XXVIII Seminário nacional de grandes barragens*, p. 17.

Hines, W. W., Montgomery, D. C., Goldsman, D. M., & Borrer, C. M. (2006). *Probabilidade e estatística na engenharia*. Rio de Janeiro: LTC.

Hoeg, K. (1993). *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams*. Kollo Veidekke.

Humes, C., Mauro, V., & Ruiz, A. T. (25 a 28 de Agosto de 2011). XVIII Seminário nacional de grandes barragens. *Projeto e desempenho da barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico Foz do Chapecó*, p. 10.

ICOLD. (1999). *Barragens de Aterro com Revestimento de Concreto Asfáltico*. CIGB.

ICOLD. (1982). *Bituminous Cores for Earth and Rockfill dams*. (H. Sefen, Ed.) Essen, Alemanha: CIGB.

ICOLD. (1992). *Bituminous Cores for Fill Dams*. CIGB.

Krahn, S. L. (2004). Numerical Modelling - Prediction or Process? *Geotechnical News*, pp. 44-52.

Matheus, I. d. (2006). *Proposta de metodologia para dimensionamento da espessura de núcleos argilosos em barragens baseada em ensaios Pinhole*. (A. P. Assis, Ed.) Brasília, Distrito Federal, Brasil: Unb.

Montgomery, D. C., & Runger, G. C. (2009). *Estatística e probabilidade para engenheiros*. Rio de Janeiro: LTC.

Montgomery, D. C., & Runger, G. (2009). *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. Rio de Janeiro: John Wiley & Sons. Inc.

Novaes, A. C., Slavinski, K. P., Goulart, H., & Couceiro, H. A. (Abril de 1989). Principais Condicionantes para a definição do arranjo geral da hidrelétrica de Corumbá I. (CBDB, Ed.) *XVIII Seminário Nacional de grandes Barragens*, pp. 1341-1353.

Prado, T. S. (2010). *Verificação da eficiência da vedação de uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso e núcleo asfáltico*. (T. d. Espósito, Ed.) Belo Horizonte: UFMG.

Ramos, P. M. (2009). *Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento*. Distrito Federal: UNB.

Ribas, J. B., & Shimabukuro, M. (1992). *AHE Corumbá I - O projeto da barragem de enrocamento* (Vol. 2). Curitiba, Paraná, Brasil: CNDB.

Saxegaard, H. (2000). *Asphalt Core for Embankment Dams*. International Journal of Water Power & Dams Construction.

Triola, M. F. (1999). *Introdução a estatística*. RIO DE JANEIRO: LTC.

Visser, e. (1970). *The application of bitumen for dam*. ICOLD.

Wang, W. (2010). *Design and performance of the Yele asphalt-core rockfill dam*. Canadian Geotechnical Journal.

Waztko, A. (2007). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto no Brasil. 122. (P. P. Maccarini, Ed.) Florianópolis, Santa Catarina, Brasil: UFSC.

ANEXO I

Cálculo do Coeficiente de Pearson para H=25,0 m.

H (m)	K (xi)	Q (xi)	$x_i y_i$	x_i^2	y_i^2	r
e=0,50m	2,171E-12	1,50E-05	3,26E-17	4,71E-24	2,25E-10	0,84
	6,225E-11	4,31E-04	2,68E-14	3,87E-21	1,86E-07	
	6,733E-10	3,91E-03	2,63E-12	4,53E-19	1,53E-05	
	4,269E-09	2,48E-02	1,06E-10	1,82E-17	6,14E-04	
	1,931E-08	1,12E-01	2,15E-09	3,73E-16	1,25E-02	
	6,915E-08	4,01E-01	2,78E-08	4,78E-15	1,61E-01	
	2,088E-07	1,21E+00	2,53E-07	4,36E-14	1,47E+00	
	5,536E-07	3,22E+00	1,78E-06	3,06E-13	1,03E+01	
	1,324E-06	7,62E+00	1,01E-05	1,75E-12	5,81E+01	
	2,914E-06	1,69E+01	4,93E-05	8,49E-12	2,86E+02	
S	5,094E-06	2,95E+01	6,15E-05	1,06E-11	3,56E+02	
e=1,0m	2,17E-12	8,52E-06	1,85E-17	4,71E-24	7,26E-11	0,84
	6,22E-11	2,37E-04	1,48E-14	3,87E-21	5,62E-08	
	6,73E-10	2,60E-03	1,75E-12	4,53E-19	6,75E-06	
	4,27E-09	1,63E-02	6,97E-11	1,82E-17	2,66E-04	
	1,93E-08	7,38E-02	1,42E-09	3,73E-16	5,45E-03	
	6,92E-08	2,65E-01	1,83E-08	4,78E-15	7,03E-02	
	2,09E-07	7,74E-01	1,62E-07	4,36E-14	5,99E-01	
	5,54E-07	2,05E+00	1,13E-06	3,06E-13	4,19E+00	
	1,32E-06	4,90E+00	6,48E-06	1,75E-12	2,40E+01	
	2,91E-06	1,08E+01	3,15E-05	8,49E-12	1,17E+02	
S	5,09E-06	1,89E+01	3,93E-05	1,06E-11	1,45E+02	
e=1,50m	2,17E-12	5,74E-06	1,25E-17	4,71E-24	3,29E-11	0,84
	6,22E-11	1,63E-04	1,02E-14	3,87E-21	2,66E-08	
	6,73E-10	1,77E-03	1,19E-12	4,53E-19	3,13E-06	
	4,27E-09	1,10E-02	4,71E-11	1,82E-17	1,22E-04	
	1,93E-08	4,96E-02	9,57E-10	3,73E-16	2,46E-03	
	6,92E-08	1,77E-01	1,22E-08	4,78E-15	3,13E-02	
	2,09E-07	5,36E-01	1,12E-07	4,36E-14	2,87E-01	
	5,54E-07	1,42E+00	7,87E-07	3,06E-13	2,02E+00	
	1,32E-06	3,39E+00	4,49E-06	1,75E-12	1,15E+01	
	2,91E-06	7,50E+00	2,19E-05	8,49E-12	5,63E+01	
S	5,09E-06	1,31E+01	2,73E-05	1,06E-11	7,01E+01	
e=2,0m	2,17E-12	4,33E-06	9,40E-18	4,71E-24	1,88E-11	0,84
	6,22E-11	1,22E-04	7,58E-15	3,87E-21	1,48E-08	
	6,73E-10	1,33E-03	8,97E-13	4,53E-19	1,77E-06	
	4,27E-09	7,98E-03	3,41E-11	1,82E-17	6,37E-05	
	1,93E-08	3,62E-02	7,00E-10	3,73E-16	1,31E-03	
	6,92E-08	1,30E-01	8,96E-09	4,78E-15	1,68E-02	
	2,09E-07	3,93E-01	8,21E-08	4,36E-14	1,54E-01	
	5,54E-07	1,04E+00	5,78E-07	3,06E-13	1,09E+00	
	1,32E-06	2,48E+00	3,29E-06	1,75E-12	6,17E+00	
	2,91E-06	5,48E+00	1,60E-05	8,49E-12	3,00E+01	
S	5,09E-06	9,57E+00	1,99E-05	1,06E-11	3,74E+01	

Cálculo do Coeficiente de Pearso para H=50,0 m.

H (m)	K (xi)	Q (xi)	$x_i y_i$	x_i^2	y_i^2	r
e=0,50m	2,17E-12	2,62E-04	5,68E-16	4,71E-24	6,84E-08	0,84
	6,22E-11	7,68E-03	4,78E-13	3,87E-21	5,90E-05	
	6,73E-10	8,10E-02	5,45E-11	4,53E-19	6,56E-03	
	4,27E-09	5,25E-01	2,24E-09	1,82E-17	2,76E-01	
	1,93E-08	2,36E+00	4,55E-08	3,73E-16	5,56E+00	
	6,92E-08	8,46E+00	5,85E-07	4,78E-15	7,16E+01	
	2,09E-07	2,56E+01	5,34E-06	4,36E-14	6,53E+02	
	5,54E-07	6,78E+01	3,75E-05	3,06E-13	4,60E+03	
	1,32E-06	1,62E+02	2,14E-04	1,75E-12	2,62E+04	
	2,91E-06	3,53E+02	1,03E-03	8,49E-12	1,25E+05	
Σ	5,09E-06	6,20E+02	1,29E-03	1,06E-11	1,56E+05	
e=1,0m	2,17E-12	1,27E-04	2,75E-16	4,71E-24	1,60E-08	0,84
	6,22E-11	3,74E-03	2,33E-13	3,87E-21	1,40E-05	
	6,73E-10	4,00E-02	2,69E-11	4,53E-19	1,60E-03	
	4,27E-09	2,65E-01	1,13E-09	1,82E-17	7,03E-02	
	1,93E-08	1,17E+00	2,26E-08	3,73E-16	1,37E+00	
	6,92E-08	4,21E+00	2,91E-07	4,78E-15	1,77E+01	
	2,09E-07	1,27E+01	2,64E-06	4,36E-14	1,60E+02	
	5,54E-07	3,39E+01	1,88E-05	3,06E-13	1,15E+03	
	1,32E-06	7,98E+01	1,06E-04	1,75E-12	6,37E+03	
	2,91E-06	1,70E+02	4,97E-04	8,49E-12	2,90E+04	
Σ	5,09E-06	3,02E+02	6,24E-04	1,06E-11	3,67E+04	
e=1,50m	2,17E-12	8,76E-05	1,90E-16	4,71E-24	7,67E-09	0,84
	6,22E-11	2,60E-03	1,62E-13	3,87E-21	6,78E-06	
	6,73E-10	2,69E-02	1,81E-11	4,53E-19	7,23E-04	
	4,27E-09	1,73E-01	7,40E-10	1,82E-17	3,01E-02	
	1,93E-08	7,74E-01	1,49E-08	3,73E-16	5,99E-01	
	6,92E-08	2,80E+00	1,94E-07	4,78E-15	7,85E+00	
	2,09E-07	8,40E+00	1,75E-06	4,36E-14	7,06E+01	
	5,54E-07	2,22E+01	1,23E-05	3,06E-13	4,93E+02	
	1,32E-06	5,34E+01	7,07E-05	1,75E-12	2,85E+03	
	2,91E-06	1,18E+02	3,43E-04	8,49E-12	1,38E+04	
Σ	5,09E-06	2,05E+02	4,28E-04	1,06E-11	1,73E+04	
e=2,0m	2,17E-12	6,36E-05	1,38E-16	4,71E-24	4,04E-09	0,84
	6,22E-11	1,88E-03	1,17E-13	3,87E-21	3,55E-06	
	6,73E-10	1,96E-02	1,32E-11	4,53E-19	3,83E-04	
	4,27E-09	1,24E-01	5,28E-10	1,82E-17	1,53E-02	
	1,93E-08	5,60E-01	1,08E-08	3,73E-16	3,13E-01	
	6,92E-08	2,00E+00	1,39E-07	4,78E-15	4,02E+00	
	2,09E-07	6,00E+00	1,25E-06	4,36E-14	3,60E+01	
	5,54E-07	1,60E+01	8,87E-06	3,06E-13	2,57E+02	
	1,32E-06	3,82E+01	5,06E-05	1,75E-12	1,46E+03	
	2,91E-06	8,46E+01	2,47E-04	8,49E-12	7,16E+03	
Σ	5,09E-06	1,48E+02	3,07E-04	1,06E-11	8,91E+03	

Cálculo do Coeficiente de Pearso para H=75,0 m.

H (m)	K (xi)	Q (xi)	$x_i y_i$	x_i^2	y_i^2	r
e=0,50m	2,17E-12	9,93E-09	2,16E-20	4,71E-24	9,86E-17	0,84
	6,22E-11	2,94E-07	1,83E-17	3,87E-21	8,64E-14	
	6,73E-10	2,99E-06	2,01E-15	4,53E-19	8,94E-12	
	4,27E-09	1,90E-05	8,11E-14	1,82E-17	3,61E-10	
	1,93E-08	8,59E-05	1,66E-12	3,73E-16	7,38E-09	
	6,92E-08	3,08E-04	2,13E-11	4,78E-15	9,49E-08	
	2,09E-07	9,29E-04	1,94E-10	4,36E-14	8,63E-07	
	5,54E-07	2,54E-03	1,41E-09	3,06E-13	6,45E-06	
	1,32E-06	6,04E-03	8,00E-09	1,75E-12	3,65E-05	
	2,91E-06	1,29E-02	3,76E-08	8,49E-12	1,66E-04	
Σ	5,09E-06	2,28E-02	4,72E-08	1,06E-11	2,10E-04	
e=1,0m	2,17E-12	5,05E-09	1,10E-20	4,71E-24	2,55E-17	0,84
	6,22E-11	1,44E-07	8,96E-18	3,87E-21	2,07E-14	
	6,73E-10	1,51E-06	1,02E-15	4,53E-19	2,28E-12	
	4,27E-09	9,84E-06	4,20E-14	1,82E-17	9,68E-11	
	1,93E-08	4,48E-05	8,65E-13	3,73E-16	2,01E-09	
	6,92E-08	1,60E-04	1,11E-11	4,78E-15	2,56E-08	
	2,09E-07	4,74E-04	9,90E-11	4,36E-14	2,25E-07	
	5,54E-07	1,26E-03	6,97E-10	3,06E-13	1,59E-06	
	1,32E-06	2,99E-03	3,96E-09	1,75E-12	8,94E-06	
	2,91E-06	6,66E-03	1,94E-08	8,49E-12	4,44E-05	
Σ	5,09E-06	1,16E-02	2,42E-08	1,06E-11	5,51E-05	
e=1,50m	2,17E-12	3,37E-09	7,32E-21	4,71E-24	1,14E-17	0,84
	6,22E-11	9,01E-08	5,61E-18	3,87E-21	8,12E-15	
	6,73E-10	1,05E-06	7,07E-16	4,53E-19	1,10E-12	
	4,27E-09	6,52E-06	2,78E-14	1,82E-17	4,25E-11	
	1,93E-08	2,91E-05	5,62E-13	3,73E-16	8,47E-10	
	6,92E-08	1,04E-04	7,19E-12	4,78E-15	1,08E-08	
	2,09E-07	3,18E-04	6,64E-11	4,36E-14	1,01E-07	
	5,54E-07	8,37E-04	4,63E-10	3,06E-13	7,01E-07	
	1,32E-06	2,00E-03	2,65E-09	1,75E-12	4,00E-06	
	2,91E-06	4,36E-03	1,27E-08	8,49E-12	1,90E-05	
Σ	5,09E-06	7,66E-03	1,59E-08	1,06E-11	2,38E-05	
e=2,0m	2,17E-12	2,44E-09	5,30E-21	4,71E-24	5,95E-18	0,84
	6,22E-11	7,09E-08	4,41E-18	3,87E-21	5,03E-15	
	6,73E-10	7,54E-07	5,08E-16	4,53E-19	5,69E-13	
	4,27E-09	4,61E-06	1,97E-14	1,82E-17	2,13E-11	
	1,93E-08	2,14E-05	4,13E-13	3,73E-16	4,58E-10	
	6,92E-08	7,68E-05	5,31E-12	4,78E-15	5,90E-09	
	2,09E-07	2,32E-04	4,84E-11	4,36E-14	5,38E-08	
	5,54E-07	6,13E-04	3,39E-10	3,06E-13	3,76E-07	
	1,32E-06	1,50E-03	1,99E-09	1,75E-12	2,25E-06	
	2,91E-06	3,63E-03	1,06E-08	8,49E-12	1,32E-05	
Σ	5,09E-06	6,08E-03	1,30E-08	1,06E-11	1,59E-05	

Cálculo do Coeficiente de Pearso para H=100,0 m.

H (m)	K (xi)	Q (xi)	$x_i y_i$	x_i^2	y_i^2	r
e=0,50m	2,17E-12	4,39E-09	9,53E-21	4,71E-24	1,93E-17	0,84
	6,22E-11	1,26E-07	7,84E-18	3,87E-21	1,59E-14	
	6,73E-10	1,37E-06	9,22E-16	4,53E-19	1,88E-12	
	4,27E-09	8,70E-06	3,71E-14	1,82E-17	7,57E-11	
	1,93E-08	3,93E-05	7,59E-13	3,73E-16	1,54E-09	
	6,92E-08	1,41E-04	9,75E-12	4,78E-15	1,99E-08	
	2,09E-07	4,26E-04	8,90E-11	4,36E-14	1,81E-07	
	5,54E-07	1,13E-03	6,26E-10	3,06E-13	1,28E-06	
	1,32E-06	2,67E-03	3,54E-09	1,75E-12	7,13E-06	
	2,91E-06	6,00E-03	1,75E-08	8,49E-12	3,60E-05	
S	5,09E-06	1,04E-02	2,17E-08	1,06E-11	4,46E-05	
e=1,0m	2,17E-12	2,18E-09	4,73E-21	4,71E-24	4,75E-18	0,84
	6,22E-11	6,28E-08	3,91E-18	3,87E-21	3,94E-15	
	6,73E-10	6,77E-07	4,56E-16	4,53E-19	4,58E-13	
	4,27E-09	4,30E-06	1,84E-14	1,82E-17	1,85E-11	
	1,93E-08	1,94E-05	3,75E-13	3,73E-16	3,76E-10	
	6,92E-08	6,97E-05	4,82E-12	4,78E-15	4,86E-09	
	2,09E-07	2,10E-04	4,39E-11	4,36E-14	4,41E-08	
	5,54E-07	5,50E-04	3,04E-10	3,06E-13	3,03E-07	
	1,32E-06	1,33E-03	1,76E-09	1,75E-12	1,77E-06	
	2,91E-06	2,93E-03	8,54E-09	8,49E-12	8,58E-06	
S	5,09E-06	5,11E-03	1,07E-08	1,06E-11	1,07E-05	
e=1,50m	2,17E-12	1,36E-09	2,95E-21	4,71E-24	1,85E-18	0,84
	6,22E-11	3,91E-08	2,43E-18	3,87E-21	1,53E-15	
	6,73E-10	4,23E-07	2,85E-16	4,53E-19	1,79E-13	
	4,27E-09	2,68E-06	1,14E-14	1,82E-17	7,18E-12	
	1,93E-08	1,21E-05	2,34E-13	3,73E-16	1,46E-10	
	6,92E-08	4,35E-05	3,01E-12	4,78E-15	1,89E-09	
	2,09E-07	1,31E-04	2,74E-11	4,36E-14	1,72E-08	
	5,54E-07	3,48E-04	1,93E-10	3,06E-13	1,21E-07	
	1,32E-06	8,30E-04	1,10E-09	1,75E-12	6,89E-07	
	2,91E-06	1,83E-03	5,33E-09	8,49E-12	3,35E-06	
S	5,09E-06	3,20E-03	6,65E-09	1,06E-11	4,18E-06	
e=2,0m	2,17E-12	8,25E-10	1,79E-21	4,71E-24	6,81E-19	0,84
	6,22E-11	2,36E-08	1,47E-18	3,87E-21	5,57E-16	
	6,73E-10	2,56E-07	1,72E-16	4,53E-19	6,55E-14	
	4,27E-09	1,62E-06	6,92E-15	1,82E-17	2,62E-12	
	1,93E-08	7,34E-06	1,42E-13	3,73E-16	5,39E-11	
	6,92E-08	2,63E-05	1,82E-12	4,78E-15	6,92E-10	
	2,09E-07	7,94E-05	1,66E-11	4,36E-14	6,30E-09	
	5,54E-07	2,10E-04	1,16E-10	3,06E-13	4,41E-08	
	1,32E-06	5,00E-04	6,62E-10	1,75E-12	2,50E-07	
	2,91E-06	1,10E-03	3,21E-09	8,49E-12	1,21E-06	
S	5,09E-06	1,92E-03	4,00E-09	1,06E-11	1,51E-06	