Angel Hugo Vilchez Peña

**Comportamento de Barragem de
Enrocamento com Núcleo Asfáltico**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para
la obtenção do título de Mestre pelo Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil do
Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador : Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Co-Orientadora: Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro
Abril de 2012

Angel Hugo Vilchez Peña

**Comportamento de Barragem de
Enrocamento com Núcleo Asfáltico**

Dissertação apresentada como requisito parcial para la
obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil do Departamento de
Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão
Examinadora abaixo assinada.

Prof. Sergio Augusto Barreto da Fountoura
Presidente
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Co-Orientadora
Universidade Estadual do Rio de Janeiro-UERJ

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. André Pereira Lima
Universidade Estadual do Rio de Janeiro-UERJ

Prof^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes
COPPE/UFRJ

Prof. José Eugênio Leal
Coordenador Setorial do Centro
Técnico Científico – PUC - Rio

Rio de Janeiro, 9 de Abril de 2012

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

Angel Hugo Vílchez Peña

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Particular Ricardo Palma Lima – Perú em 2000. Participou em pesquisas, consultorias e docência em Mecânica de Solos e Geotecnia 2000/2009. Em 2009 ingressou no curso de mestrado em Engenharia Civil, da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro na área de Geotecnia. Principais áreas de interesse e linhas de pesquisa: Geotecnia Experimental, Mecânica de Solos e Engenharia de Barragens.

Ficha Catalográfica

Vílchez Peña, Angel Hugo

Comportamento de Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico / Angel Hugo Vílchez Peña; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão; Co-Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.-Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil – 2012.

172 f.; il; (color) ; 29,7 cm

Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2010.

Inclui referências bibliográficas

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Barragens de Enrocamento. 3. Núcleo Asfáltico. 4. Simulação Numérica I. Sayão Alberto. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. III. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Dedico esta dissertação, a meus pais

Hilda e Angel , a minha família e irmãos.

Agradecimentos

Ao CAPES por brindar-me o apoio econômico durante o Mestrado.

Ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio por possibilitar o desenvolvimento desta dissertação.

A todos os Professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, por seus conselhos.

Ao Professor Alberto Sayão pelas aulas aproveitadas e pela orientação desta dissertação.

À Professora Ana Cristina Sieira, pelo enorme apoio na Co-Orientação e no desenvolvimento desta dissertação.

Aos colegas da PUC-Rio, em especial aos amigos da sala 611.

Resumo

Peña, Angel Hugo Vilchez; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. **Comportamento de Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico**. Rio de Janeiro, 2012. 172p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A mistura asfáltica tem sido utilizada como núcleo impermeável em barragens de enrocamento desde 1930. A partir de então, estudos foram desenvolvidos, buscando uma melhoria das principais características da mistura asfáltica, como a granulometria, o teor de ligante asfáltico e o volume de vazios; permitindo obter um material asfáltico de maior densidade e com permeabilidade inferior a 10^{-9} cm/s. As técnicas e procedimentos construtivos destas barragens apresentam vantagens quando comparadas às barragens já conhecidas. Os materiais do núcleo, as transições e o enrocamento podem ser representados por modelos constitutivos adequados e o comportamento de barragens de enrocamento com um núcleo de concreto asfáltico (BENCA) pode ser reproduzido por ferramentas computacionais. O presente trabalho apresenta um estudo sobre barragens do tipo BENCA, fazendo uso do programa computacional PLAXIS, de elementos finitos. O programa foi calibrado e validado a partir de resultados de medições de campo do Reservatório Megget, construído na Escócia (1981). Um estudo sobre a influência da inclinação do núcleo na resistência e deformabilidade de barragens de enrocamento é apresentado e discutido. Finalmente, apresenta-se a previsão numérica do comportamento da Barragem Foz de Chapecó, que é a primeira barragem construída com esta técnica no Brasil (2010). Os resultados mostraram-se coerentes com o comportamento observado em campo, indicando que o programa e os modelos constitutivos adotados permitem a previsão do comportamento de barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico.

Palavras-Chave

Barragens de enrocamento; núcleo asfáltico; simulação numérica.

Abstract

Peña, Angel Hugo Vilchez; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Advisor). **Behavior of Rockfill Dams with Asphalt Core**. Rio de Janeiro, 2012. 172p. MSc. Dissertation - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Asphalt mixture has been used as impermeable core rockfill dams since 1930. Since then, studies have been developed, searching an improvement of the main characteristics of the asphalt mixture, such as grading, bitumen content and volume ratio, allowing to obtain an asphalt material of higher density and less permeability than 10^{-9} cm/s. Techniques and constructive procedures of these dams have advantages when are compared to known dams. The core materials, rockfill and transitions can be represented by appropriate constitutive models and the behavior of rockfill dams with an asphaltic concrete core (BENCA) can be reproduced by computational tools. The present work presents a study about the type dams (BENCA), using the finite elements computer program PLAXIS. The program was calibrated and validated from results of field measurements of Megget Reservoir, built in Scotland (1981). A study on the influence of core inclination in the strength and deformability of rockfill dams is presented and discussed. Finally, it is presented the numerical prediction of the behavior of the Foz de Chapecó dam that is the first dam built with this technique in Brazil (2010). The results were consistent with the behavior observed in field, indicating that the program and the adopted constitutive models allow the prediction of the behavior of rockfill dams with asphalt concrete core.

Keywords

Rockfill dams; asphalt core; numerical simulation

Sumário

1. Introdução	22
1.1. Justificativa da Pesquisa	22
1.2. Objetivos	23
1.3. Organização da Dissertação	23
2. Barragens de Enrocamento	25
2.1 .Conceitos Gerais	27
2.1.1 Definições de Enrocamento	28
2.1.2 Tipo de Barragens	29
2.2 Considerações Geológica-Geotécnica na Escolha do Tipo de Barragem	30
2.2.1. Influência das Rochas	31
2.2.2. Considerações do Relevo e Topografia	31
2.2.3. Materiais de Empréstimo	33
2.3 Aspectos Gerais de Compressibilidade e Estudo das Tensões	34
2.3.1. Durante a Construção	35
2.3.2. Durante o Enchimento	42
2.4. Barragens de Enrocamento com Impermeabilização na Face de Montante	49
2.4.1. Madeira	49
2.4.2. Aço	50
2.4.3. Concreto	52
2.4.4. Asfalto	55
2.5. Barragens de Enrocamento com Núcleo Argiloso	60
3. Barragem de Enrocamento com Núcleo de Concreto Asfáltico (BENCA)	64
3.1. Histórico	64
3.2. Descrição dos Tipos de Núcleos Asfáltico (ICOLD)	66
3.3. Composição do Núcleo Asfáltico	71
3.3.1. Betume	71
3.3.2. Vazios	73
3.3.3. Agregados	74
3.4. Caracterização e Dosagem	74

3.5. Comportamento Mecânico e Ensaio de Laboratório	76
3.6. Tipos de Procedimentos Construtivos: Exemplos de Barragens	81
3.6.1. Barragem de Kleine Dhuenn (Alemanha)	83
3.6.2. Barragem de Storvatn (Noruega)	84
3.6.3. Barragem Nemiscau-1 (Canadá)	86
3.6.4. Barragem Foz de Chapecó (Brasil)	89
4. Ferramenta Computacional e Análises Preliminares	101
4.1. Programa Computacional Adotado: PLAXIS 2D	101
4.2. Modelos Constitutivos	103
4.2.1. Modelo Linear Elástico	103
4.2.2. Modelo Mohr-Coulomb	105
4.2.3. Modelos Não Lineares	106
4.2.3.1. Modelo Hiperbólico	107
4.2.3.2. Modelo Hardening Soil	110
4.3. Calibração do Modelo: Barragem Megget (Escócia)	112
4.3.1. Metodologia de Análise	115
4.3.2. Apresentação dos Resultados	118
4.3.2.1. Final da Construção	118
4.3.2.2. Fase de Enchimento	121
4.3.3. Considerações Finais Sobre a Calibração	124
5. Estudo Paramétrico de uma Barragem Hipotética Tipo BENCA	125
5.1. Metodologia Adotada nas Análises Paramétricas	126
5.2. Resultados das Análises Paramétricas	130
5.2.1. Efeito da Inclinação do Núcleo	130
5.2.2. Comportamento no Enrocamento e na Transição	134
5.3. Considerações Finais Sobre as Análises Paramétricas	138
6. Caso Brasileiro: Barragem Foz de Chapecó	140
6.1 Aspectos da Modelagem	140
6.2 Previsões do Comportamento da Barragem Foz de Chapecó	144
6.2.1 Análise de Estado de Tensões	144
6.2.2 Deslocamentos Verticais e horizontais	149
6.3 Considerações Finais Sobre a Previsão do Comportamento da Barragem Foz de Chapecó	153

7. Considerações Finais	155
7.1 Conclusões	155
7.1.1. Sobre a Calibração	155
7.1.2. Sobre o Estudo Paramétrico	156
7.1.3. Sobre a Previsão da Barragem Foz de Chapecó	157
7.2. Sugestões para Trabalhos Futuros	157
Referências Bibliográficas	158
APÊNDICE I - Determinação dos Parâmetros do Modelo Hardening Soil	163
APÊNDICE II- Resultados obtidos na Simulação da Barragem Hipotética devido à inclinação “ α ”	167
II-1.Deslocamento Vertical	167
II-2.Deslocamento Horizontal	168

Lista de Figuras

Figura 1 - Mapa dos Empreendimentos Hidroelétricos em Construção (ELETROBRÁS, 2010)	26
Figura 2. Empreendimentos no Rio Uruguai (Huffner e Engel, 2011).....	27
Figura 3. Barragem de Enrocamento com Face de Montante (BEFM)	29
Figura 4. Barragem de Enrocamento com Núcleo Central (BENC)	29
Figura 5. Forma do Relevo da Bacia do Rio Uruguai (CBDB, 2009)	33
Figura 6. Esmagamento do ponto de contato fragmento seco e molhado (Rzadkowski e Zurek, 1970).	36
Figura 7. Efeito da forma da partícula na compressibilidade do enrocamento (Saboya Jr., 1993)	37
Figura 8. Efeito do índice de vazios inicial na compressibilidade do enrocamento (Frassoni et al, 1982)	38
Figura 9. Ensaio de compressão unidimensional: efeito da adição da água no enrocamento de La Angostura (Marsal, 1972)	38
Figura 10. Influência da tensão confinante na razão de tensão na ruptura (Marsal, 1973).....	39
Figura 11. Ensaaios triaxiais com amostras de 914,4 mm de diâmetro (Marachi et al 1969)	40
Figura 12. Efeito da Compactação na Permeabilidade (Lambe, 1962)	41
Figura 13. Trajetórias de tensão em uma Barragem de Enrocamento com Núcleo Argiloso. Fase Construtiva (Naylor, 1992)	42
Figura 14. Efeito do Enchimento do Reservatório em uma BEVC.....	44
Figura 15. Compressão e colapso do material da Barragem de Pyramid (Fumagalli, 1969).....	45
Figura 16. Influência dos Parâmetros de Compactação na Resistência ao Cisalhamento (Mori, 1975).....	45
Figura 17. Trajetórias de tensão: Barragem Beliche - Etapa de Enchimento (Veiga Pinto, 1983)	46
Figura 18. Trajetórias de tensão: Barragem Beliche no núcleo - Etapa de Enchimento (Veiga Pinto, 1983)	47
Figura 19. Distribuição das tensões no núcleo asfáltico e a transição. Etapa de Construção (Bienaimé et al 1988).....	47
Figura 20. Distribuição das tensões no núcleo asfáltico e na transição. Etapa de Enchimento (Bienaimé et al 1988)	48

Figura 21. Deformações obtidas no núcleo e na transição (Bienaimé et al 1988).....	48
Figura 22. Seção Transversal Tipo Encaixada (Bureau of Reclamation,1976)	50
Figura 23. Vista da Barragem Aguada Blanca (OSINERG, 2005)	51
Figura 24. Critério da construção Plinto (Cruz, 2009).....	53
Figura 25. Juntas perimetrais e critérios da veda junta (Cruz, 2009).....	54
Figura 26. Critério para novos materiais na veda-junta (Cruz, 2009)	54
Figura 27. Vista do reservatório Tyrol-Austria (Walo, 2006)	56
Figura 28 - Tipos de face asfáltica a montante na Barragem com face de Asfalto (ICOLD, 1993)	57
Figura 29 - Ponte acabadora operando na parte superior do talude (Walo, 1994).	58
Figura 30 - Acabadora horizontal para pavimentação da face (Walo, 1997).	58
Figura 31 - Espalhamento e estratificação do enrocamento compactado (Cooke, 1984).....	60
Figura 32 - Seção Transversal da Barragem Oros (Cruz, 1996)	61
Figura 33 - Reporte da ICOLD sobre as primeiras misturas asfáltica empregada como núcleo.	65
Figura 34 - Emprego de misturas asfálticas tipo “pedra asfáltica” na Barragem Lastiolles, França (Visser, 1988)	65
Figura 35 - Emprego de mistura asfáltica Grossa na Barragem Stillup, Áustria (Visser 1988)	66
Figura 36 - Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA) construídas no Período (1962-2010).....	69
Figura 37 - Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA) construídas no Período (2010-2011).....	69
Figura 38 - Construção das BENCA nas décadas 60s e 70s	70
Figura 39 - Construção das BENCA nas décadas 80s e 90s	70
Figura 40 - Construção das BENA no mundo aos inícios do século XX.	70
Figura 41 - Comparação de Pesos e Volume na definição da mistura asfáltica (Bernucci et al, 2008).	71
Figura 42 - Esquema do gráfico de Heulekom para classificação de ligantes asfálticos (Bernuci et al, 2008).....	72
Figura 43 - Moldagem de corpo de prova tipo Marshall em Laboratório.....	76
Figura 44 - Influência do confinamento na Dilatância (Hoeg, 1993)	77

Figura 45 - Ensaio de compressão simples e resistência à tração (Lobo de Carneiro, 1953)	78
Figura 46 - Ensaio de Permeabilidade com amostra de Concreto Asfáltico	80
Figura 47 - Ensaio de flexibilidade por pressão, amostra de concreto asfáltico (Hoeg, 1993)	81
Figura 48 - Desenho modificado da máquina Paver (Hoeg, 2009)	82
Figura 49 - Máquina Pavimentadora (Hoeg, 2009).	82
Figura 50 - Colocação da mistura asfáltica e transição Fina (Hoeg, 2009)	83
Figura 51 - Processo de compactação por conjunto de rolos lisos (Hoeg, 2009)	83
Figura 52 - Seção transversal da Barragem Dhuenn (ICOLD, 1982)	84
Figura 53 - Seção transversal da Barragem Stortvan (Hoeg, 1993).	85
Figura 54 - Vista do Complexo Hidrelétrico La Romaine (Alicescu, 2011)	86
Figura 55 - Seção transversal de Barragem Neumiscau-1 (Alicescu, 2011)	87
Figura 56 - Construção das camadas iniciais de núcleo (Hydro-Québec, 2008)	88
Figura 57 - Detalhes da espessura variável do Plinto (Alicescu, 2011)	88
Figura 58 - Vista geral do arranjo de estruturas da UHE Foz de Chapecó (Guimarães, 2011)	89
Figura 59 - Seção Transversal da Barragem Principal (CBDB, 2009)	90
Figura 60 - Vista da fundação e da seção transversal do Plinto (Camargo Corrêa, 2010)	91
Figura 61 - Limpeza da superfície do Plinto (Guimarães, 2011)	92
Figura 62 - Aplicação do Mastique Betuminoso (Guimarães, 2011)	92
Figura 63 - Densidade aparente da mistura asfáltica para diferentes teores de betume (Humes, 2010)	93
Figura 64 - Colocação inicial das camadas da mistura no fechamento das estruturas (Camargo Corrêa, 2010)	94
Figura 65 - Aplicação da mistura asfáltica nas juntas (Camargo Corrêa, 2010) .	94
Figura 66 - Espalhamento do material de transição (Guimarães, 2011)	94
Figura 67 - Vista atualizada da máquina Paver utilizada na Foz de Chapecó (Guimarães, 2011)	95
Figura 68 - Aplicação da mistura asfáltica e abastecimento (Camargo Corrêa, 2010)	95
Figura 69 - Processo de compactação final das camadas (Camargo Corrêa, 2010)	96

Figura 70 - Colocação e compactação das pistas experimentais (Guimarães, 2011)	97
Figura 71 - Controle tecnológico do corpo da barragem principal (Camargo Correa, Furnas 2010)	98
Figura 72. Método da compressibilidade equivalente (Penman et al, 1971).....	104
Figura 73. Envoltória de Ruptura segundo o critério de Mohr-Coulomb	106
Figura 74. Critério Básico do Modelo Elástico perfeitamente Plástico	106
Figura 75. Curva Hiperbólica de Tensão-Deformação em ensaio triaxial (Veiga Pinto, 1983)	107
Figura 76. Variação do Módulo Elástico Inicial com a tensão confinante (Veiga Pinto, 1983)	108
Figura 77. Variação do ângulo de resistência ao cisalhamento com a tensão confinante (Veiga Pinto, 1983)	109
Figura 78. Módulo de Rigidez em estados de carregamento e descarregamento (Veiga Pinto, 1983)	110
Figura 79. Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002).	112
Figura 80. Seção transversal principal do Reservatório Megget (Gallacher,1988)	114
Figura 81. Localização dos Pontos de Controle a Jusante da Barragem Megget (Gallacher,1988)	114
Figura 82. Seção transversal adotada na simulação: Barragem Megget.....	116
Figura 83. Seções verticais e horizontais localizadas a jusante da Barragem Megget.	117
Figura 84. Perfil parabólico com maior deslocamento vertical na metade da altura da barragem (Law, 1975)	118
Figura 85. Deslocamentos verticais medidos e previstos na transição (1,5 m do eixo)	119
Figura 86. Deslocamentos verticais medidos e previstos na Seção 6-6	120
Figura 87. Deslocamentos horizontais medidos e previstos: Seção1-1	121
Figura 88. Deslocamentos horizontais medidos e previstos: Seção 3-3	121
Figura 89. Deslocamentos verticais medidos e previstos: Seção 6-6	123
Figura 90. Deslocamentos Horizontais medidos e previstos: Seção 1-1	123
Figura 91. Deslocamentos Horizontais medidos e previstos: Seção3-3	124
Figura 92. Variação da inclinação de núcleos argilosos em Barragens de enrocamento (Maranha das Neves, 1991)	125

Figura 93. Seção transversal da Barragem Hipotética (H=100 m) : núcleo vertical.....	126
Figura 94. Malha tipo fina estabelecida para a simulação da barragem hipotética (H = 100 m)	127
Figura 95. Localização das seções analisadas	128
Figura 96. Primeiro nível de enchimento de 30 m e $\alpha = 90^\circ$	128
Figura 97. Segundo nível de enchimento de 60 m e $\alpha = 90^\circ$	128
Figura 98. Terceiro nível de enchimento de 90 m e $\alpha = 90^\circ$	129
Figura 99. Geometria adotada: $\alpha = 79^\circ$	129
Figura 100. Geometria adotada: $\alpha = 73^\circ$	129
Figura 101. Geometria adotada: $\alpha = 63^\circ$	129
Figura 102. Geometria adotada: $\alpha = 53^\circ$	130
Figura 103. Geometria adotada: $\alpha = 34^\circ$	130
Figura 104. Deslocamentos Horizontais previstos: Etapa Construtiva	131
Figura 105. Deslocamentos Horizontais previstos: Etapa de Enchimento.....	131
Figura 106. Deslocamentos Horizontais previstos para diferentes inclinações do Núcleo Asfáltico: Etapa de Construção.....	132
Figura 107. Deslocamentos Horizontais previstos com as inclinações do Núcleo Asfáltico: Etapa de Enchimento	133
Figura 108. Deslocamentos Horizontais no Núcleo Asfáltico nas etapas de Construção e Enchimento	133
Figura 109. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 90^\circ$..	134
Figura 110. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 63^\circ$..	135
Figura 111. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 34^\circ$..	135
Figura 112. Deslocamentos Horizontais na transição grossa: Inclinação = 90°	136
Figura 113. Deslocamentos horizontais na transição grossa: Inclinação = 63°	136
Figura 114. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 90°	137
Figura 115. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 73°	137
Figura 116. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 34°	138
Figura 117. Seção transversal e condições de contorno da Barragem Foz de Chapecó	140
Figura 118. Discretização da Malha de elementos finitos tipo Fina	141
Figura 119. Introdução de nível d'água e pré-ensecadeiras	142
Figura 120. Construção das ensecadeiras.....	142

Figura 121. Construção da primeira camada do corpo da barragem.....	142
Figura 122. Introdução de camadas do corpo da barragem	142
Figura 123. Introdução de camadas do corpo da barragem até atingir a altura final	143
Figura 124. 1ª Etapa de Enchimento (h = 25 m)	143
Figura 125. Etapa de Enchimento intermediária (h = 40 m)	143
Figura 126. Etapa final de Enchimento (h = 44 m)	143
Figura 127. Seções de Análise da Barragem Foz de Chapecó	144
Figura 128. Distribuição da tensão vertical Principal maior (σ'_1) no corpo da barragem.....	145
Figura 129. Distribuição da tensão vertical principal menor (σ'_3) no corpo da barragem.....	145
Figura 130. Distribuição das tensões verticais (σ'_1): Etapa final de construção	146
Figura 131. Redistribuição das tensões verticais (σ'_1): Etapa final de enchimento.	146
Figura 132. Trajetórias de tensões efetivas no núcleo na metade da altura. Etapas de final de construção e enchimento.....	147
Figura 133. Trajetórias de tensões efetivas no núcleo, próxima à base. Etapa final de construção e Enchimento.....	147
Figura 134. Trajetórias de tensões efetivas no enrocamento fino na metade da altura, lado de montante. Etapas de final de construção e enchimento	148
Figura 135. Trajetórias de tensões efetivas no enrocamento fino na metade da altura, lado de jusante. Etapa final de construção e Enchimento.....	148
Figura 136. Deslocamentos verticais previstos no núcleo.....	150
Figura 137. Deslocamentos horizontais previstos no núcleo.....	151
Figura 138. Deslocamentos verticais na transição: lado de jusante	152
Figura 139. Deslocamentos horizontais na transição grossa: lado de jusante	152
Figura 140. Deslocamentos verticais previstos no enrocamento fino: lado de jusante.....	153
Figura 141. Deslocamentos horizontais previstos no enrocamento fino: lado de jusante.....	153

Lista de Tabelas

Tabela 1. Países consumidores de Energia Hidrelétrica 2006-2007 em TWh (ANEEL, 2008)	25
Tabela 2. Influência da Característica do Vale na Escolha do Tipo de Barragem (Walters 1962)	32
Tabela 3. Fatores que influenciam na compressibilidade de enrocamento (apud Materon, 1982)	35
Tabela 4. Principais Características das Faces Impermeáveis a Montante	59
Tabela 5 - Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo CAP, vigente até Junho de 2005 (Bernucci et al, 2008)	73
Tabela 6 - Resultados gerais dos parâmetros físicos obtidos na pista definitiva 3 com dosagem 1 e 2 respectivamente.....	97
Tabela 7 - Frequência diária e mensal dos ensaios no campo aplicados no corpo da barragem Foz de Chapecó.....	98
Tabela 8 - Vantagens e desvantagens das misturas asfáltica na utilização das Barragens de núcleo asfáltico (Ref. Barragens Foz de Chapecó e estrangeiras).....	100
Tabela 9. Deslocamentos verticais e horizontais medidos em campo durante a construção (mm)	114
Tabela 10. Deslocamentos verticais e horizontais medidos em campo durante o enchimento (mm)	115
Tabela 11. Parâmetros dos Materiais: Modelo Linear Elástico.....	116
Tabela 12. Parâmetros dos Materiais: Modelo Hiperbólico	116
Tabela 13. Parâmetros dos Materiais: Modelo Hardening Soil Model (HSM) ...	117
Tabela 14. Localização das seções verticais e horizontais a Jusante	118
Tabela 15. Inclinações do núcleo adotadas no estudo paramétrico	126
Tabela 16. Localização das seções para a análise de barragem hipotética	127
Tabela 17. Resultados dos deslocamentos horizontais na etapa de construção e enchimento	131
Tabela 18. Parâmetros adotados nas análises numéricas	141
Tabela 19. Localização das Seções.....	143
Tabela 20. Deslocamentos verticais e horizontais previstos no núcleo	149
Tabela 21. Deslocamentos verticais e horizontais na transição	149
Tabela 22. Deslocamentos verticais e horizontais no enrocamento fino. Etapas de construção e enchimento	150

Lista de Símbolos

Abreviações

ANEEL.....	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM.....	American Society for Testing and Materials
BEFM.....	Barragem de Enrocamento com Face a Montante
BEFA.....	Barragem de Enrocamento com Face de Asfalto
BEFC.....	Barragem de Enrocamento com Face de Concreto
BENC.....	Barragem de Enrocamento com Núcleo Central
BENCA.....	Barragem de Enrocamento com Núcleo de concreto Asfáltico
BEVC.....	Barragem de Enrocamento com Vedação Central
BMC.....	Bituminous Mastic Core
BTDC.....	Bitumen Test Data Chart
CAP.....	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBC.....	Cyclopean Bitumen Core
CBDB.....	Comitê Brasileiro de Barragens
CMC.....	Cyclopean Mortar Core
DACC.....	Dense Asphalt Concrete
DNER.....	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT.....	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
ELETRONAS..	Centrais Elétricas Brasileiras
FACC.....	Flowable Asphaltic Concrete Core
FHWA.....	Federal Highway Administration
FURNAS.....	Centrais Elétricas
HSM.....	Hardening Soil Model
ICOLD.....	International Commission on Large Dams
MEF.....	Método de elementos finitos
NGI.....	Norwegian Geotechnical Institute
OSINERG.....	Organismo Supervisor de la Inversión en Energía
PCHE.....	Pequenas Centrais Hidroelétricas
PBSC.....	Permeable Bituminous Sand Core
PUC-Rio.....	Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro
UHE.....	Usina Hidrelétrica

Símbolos

B	Variação volumétrica do material
B_g	Índice de quebra dos grãos
c_1	Coeficiente da quebra dos grãos de enrocamento em relação ao diâmetro da partícula
c_2, c_3	Coeficiente da quebra dos grãos de enrocamento em relação ao tamanho e do número de partícula
D_{max}	Diâmetro máximo do enrocamento
D_h	Deslocamento horizontal
D_v	Deslocamento vertical
E	Módulo de deformabilidade
E_i	Módulo de deformabilidade inicial
E_{ur}	Módulo de deformabilidade no ciclo de recarregamento y descarregamento
E_{50}	Módulo de deformabilidade ao 50% da curva de resistência em um ensaio triaxial drenado sob carregamento isotrópico.
E_{50}^{REF}	Módulo de deformabilidade secante com relação a uma pressão referencial
E_{OED}^{REF}	Módulo de deformabilidade tangente em um ensaio Oedométrico
E_{ur}^{REF}	Módulo de deformabilidade em um ciclo de recarregamento e carregamento a uma pressão referencial
G_{mb}	Massa específica aparente de uma mistura asfáltica compactada
G_{mm}	Massa específica máxima medida de uma mistura asfáltica compactada
K	Modulo de Rigidez utilizado na determinação do módulo de deformabilidade (Duncan e Chang, 1970)
K_b	Modulo de Rigidez por variação de volume
K_{ur}	Modulo de Rigidez no ciclo de recarregamento y descarregamento
K_o	Coeficiente de empuxo no repouso
m_v	Módulo de compressibilidade (Penman et al 1971)

P_a	Pressão atmosférica
p_o	Tensão media inicial na ruptura (Parra, 1996)
p_{ref}	Pressão referencial de 100KPa
q_a	Resistência máxima na linha de ruptura
q_f	Resistência no ponto na linha de ruptura
RBV.....	Quantidade de vazios dos materiais cobertos com betume
RC.....	Resistência à compressão simples do corpo de prova
RT.....	Resistência à tração por compressão diametral
R_f	Razão de resistência
ε	Deformação da roca
ε_x	Deformação na direção “x”
ε_y	Deformação na direção “y”
ε_z	Deformação na direção “z”
ε^e	Deformação elástica
ε_p	Deformação plástica
δ_d	Variação do diâmetro na quebra dos grãos de enrocamento
γ	Peso específico natural
γ_{sat}	Peso específico saturado
σ'_1	Tensão efetiva principal maior
σ'_3	Tensão efetiva principal menor
σ'_y	Tensão efetiva na direção horizontal
σ'_z	Tensão efetiva na direção vertical
$(\sigma_1/\sigma_3)_r$	Razão entre as tensões principais maior y menor na ruptura
ϕ_o	Angulo de atrito inicial
α	Angulo de inclinação de núcleos argilosos em barragens de enrocamento
$\Delta\phi$	Redução do angulo de atrito com o aumento da tensão confinante
ΔW_{ki}	Variação no Peso dos grãos com relação à curva granulométrica final e inicial

Unidades

cm.....	Centímetro
g.....	Gramma
GPa.....	Giga-Pascal (10^9 Pa)
h.....	Hora
kg.....	Quilograma
KN.....	Quilo Newton (10^3 N)
KPa.....	Quilo-Pascal (10^3 Pa)
M.....	Metro
Min.....	Minuto
mm.....	Milímetro
MPa.....	Mega-Pascal (10^6 Pa)
MW.....	Mega-Watt (10^6 W)
N.....	Newton
°.....	Grau
°C.....	Grau centigrado
t.....	Tonelada
TWh.....	Tera-Watt (10^{12} W)

1

Introdução

1.1.

Justificativa da Pesquisa

O desenvolvimento desta pesquisa baseia-se no estudo de barragens, com ênfase em Barragens de Enrocamento com Núcleo de Concreto Asfáltico. Este tipo de mistura é empregado diretamente no núcleo impermeável.

No Brasil, como na maioria dos Países do mundo, os projetos de barragens de enrocamento são desenvolvidos empregando-se materiais de empréstimo como rocha e solo. Desde as primeiras construções de barragens de enrocamento (1900), um dos principais inconvenientes era a vedação central, que pode ser solucionada com o emprego de materiais impermeáveis, como solo-cimento, concreto, ligante asfáltico e mistura asfáltica. Atualmente, concreto asfáltico e ligante asfáltico são utilizados nas faces de montante e o concreto asfáltico é utilizado no núcleo com a finalidade de impermeabilização, dando origem a Barragens de Enrocamento com Núcleo em Concreto Asfáltico (BENCA).

O emprego desta técnica construtiva apresenta algumas vantagens com relação às barragens de enrocamento convencionais com núcleo argiloso, como comportamento visco-elástico, mistura impermeável, elevada resistência à tração e ao cisalhamento, recomposição das fissuras frente a solicitações sísmicas (cicatrização), adaptação dos recalques ao terreno e estabilidade nas condições estática e dinâmica.

Podem ser citadas também vantagens relativas aos prazos de construção, mesmo que exista um alto controle tecnológico da mistura asfáltica e processo de compactação lento, outra vantagem é referida ao custo que incorpora o investimento da Usina de Asfalto, e às questões ambientais, uma vez que dispensa a exploração de novas e extensas áreas de empréstimo no caso da argila. As construções de barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico se desenvolvem em qualquer condição climática, sendo um aspecto considerado no caso da eleição de projetos de barragens.

1.2. Objetivo

Esta pesquisa de Mestrado tem como objetivo destacar a importância do emprego do núcleo de concreto asfáltico como alternativa de vedação central de barragens de enrocamento. As técnicas e os procedimentos construtivos serão comentados e discutidos, destacando-se as principais vantagens e eventuais desvantagens, frente aos outros tipos de barragens de enrocamento. O trabalho terá como referência a primeira barragem de enrocamento construída no Brasil com núcleo de asfalto: UHE Foz de Chapecó (2010).

Objetivo Específico

É avaliar o comportamento de barragem de enrocamento com núcleo asfáltico e sua dependência de aspectos de deformabilidade em condições crítica de desempenho, sendo utilizada uma ferramenta de computo com o fim de simular condições reais do campo e de obter resultados sobre as previsões no comportamento de tensão-deformação para casos estabelecidos.

1.3. Organização da Dissertação

O Capítulo 1 apresenta a justificativa e a importância da utilização de mistura asfáltica como núcleo impermeável em barragens de enrocamento, bem como os objetivos da presente dissertação. Os parágrafos subsequentes apresentam uma pequena descrição do conteúdo dos demais capítulos.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre barragens de enrocamento abordando os principais conceitos sobre a compressibilidade dos materiais (enrocamento, transições e núcleo), e as características de barragens com face impermeável de montante.

O Capítulo 3 compreende um resumo geral sobre Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA), assim como o estudo das propriedades da mistura asfáltica aplicada a núcleos impermeáveis de barragens. Cabe salientar ensaios experimentais para a determinação das principais propriedades da mistura asfáltica. Além disso, são mostrados os critérios de projeto, as técnicas e os procedimentos construtivos desenvolvidos no mundo, a Barragem Foz de Chapecó construída no Brasil (2010) foi apresentada como maior ênfase como exemplo de aplicação. As principais

vantagens e limitações no desenvolvimento de Barragens de Enrocamento tipo BENCA também formam parte deste capítulo.

O Capítulo 4 apresenta a calibração do modelo, a partir da comparação entre os dados medidos no campo e os resultados previstos pela ferramenta computacional Plaxis 2D. Para a calibração e validação do modelo, foram considerados os dados de deslocamentos do Reservatório Megget.

No Capítulo 5, apresenta-se um estudo sobre a influência da inclinação do núcleo na deformabilidade do corpo da barragem. Uma Barragem Hipotética de 100 m de altura foi simulada com diferentes inclinações do núcleo, nas etapas de construção e enchimento.

No Capítulo 6, com base nos estudos e conclusões obtidos nos Capítulos 4 e 5, foi realizada a previsão numérica do comportamento da UHE Foz de Chapecó. Aspectos importantes e reais do procedimento construtivo foram considerados na simulação.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões finais e reúne as sugestões para futuras pesquisas.

2 Barragens de Enrocamento

A revisão bibliográfica aborda os aspectos gerais sobre os tipos de barragens, a influência da Geologia e considerações sobre a compressibilidade durante as etapas de construção e enchimento. Os principais aspectos técnicos e procedimentos construtivos relacionados a barragens de enrocamento com face impermeável, com núcleo argiloso e com núcleo de concreto asfáltico também serão comentados.

Barragens são estruturas compostas de materiais inertes, que constituem obras de engenharia importantes para o desenvolvimento de um país. Dentre as finalidades das barragens, pode ser para o abastecimento, controle de cheias, navegação, produção de energia hidrelétrica com grandes centrais hidroelétricas (UHE) e pequenas centrais hidroelétricas (PCH), turismo e armazenamento de resíduos de mineração (Gonzales de Vallejo, 2002).

Segundo o estudo estatístico da “Statistical Review of World Energy”, publicado em Junho de 2008 pela BP-Global (“Beyond Petroleum, nova denominação da British Petroleum”) o maior consumidor mundial de Energia Hidrelétrica em 2007 era a China, seguido do Brasil em segundo lugar. (ANEEL, 2008). A Tabela 1 mostra os maiores consumidores mundiais de energia onde se destacam a China (482,9 TWh), o Brasil (371,5 TWh) e o Canadá (368,2 TWh).

Tabela 1. Países consumidores de Energia Hidrelétrica 2006-2007 em TWh (ANEEL, 2008)

Nº	País	2006	2007	Variação (%)	Participação (%)
1	China	435,8	482,9	10,8	15,4
2	Brasil	348,8	371,5	6,5	11,9
3	Canadá	355,4	368,2	3,6	11,7
4	EE.UU.	292,2	250,8	-14,2	8,0
5	Rússia	175,2	179,0	-2,2	5,7
6	Noruega	119,8	135,3	12,9	4,3
7	Índia	112,4	122,4	8,9	3,9
8	Venezuela	82,3	83,9	1,9	2,7
9	Japão	96,5	83,6	-13,4	2,7
10	Suécia	61,7	66,2	7,3	2,1

O Brasil é o país com maior potencial hidrelétrico e também com maiores empreendimentos na construção de aproveitamentos hídricos na América do Sul (Eletrobrás, 2010). A Figura 1 apresenta mapa dos empreendimentos hidroelétricos em construção (Eletrobrás, 2010).

Figura 1 - Mapa dos Empreendimentos Hidroelétricos em Construção (ELETROBRÁS, 2010)

A UHE Foz de Chapecó, construída entre 2009 e 2010, está localizada entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, formando o Complexo Hidroelétrico no Rio Uruguai (Figura 2). Com 855 MW de potência instalada, a usina tem uma energia assegurada de 432 MW, atendendo a uma demanda de 25% do consumo do estado de Santa Catarina. O reservatório ocupa uma área de 79,2 km², dos quais 40 km² correspondem à própria calha do rio Uruguai. (Huffner e Engel, 2011).

Figura 2. Empreendimentos no Rio Uruguai (Huffner e Engel, 2011)

2.1. Conceitos Gerais

A primeira barragem de enrocamento foi construída na Califórnia, na Serra Nevada em 1850, para atender à demanda de água nos garimpos e minerações. Naquela região, não havia solos para construir barragens de terra, como era comum nas minerações de ouro. A abundância de rochas e explosivos levou à adoção de uma nova técnica as Barragens com Enrocamento, que rapidamente avançou por todo o mundo (Davis e Sorensen, 1974).

Alguns procedimentos indicavam um melhoramento na composição do enrocamento, sugerindo rochas de boa qualidade (sã) e menor percentagem de finos. No entanto, casos de rupturas de barragens, como da Barragem Cogswell (Cooke, 1984), ressaltaram a necessidade de avaliação destes procedimentos.

As primeiras avaliações consideraram a perda de resistência do enrocamento devido ao atrito entre contatos rocha-rocha. Terzaghi (1960) provou a partir de um modelo idealizado, aplicado a uma barragem de 120 m de altura, que a molhagem não produzia perda de ângulo de atrito. Baseado nos trabalhos de Hirschawald (1912) e Mc Henry (1945), o autor concluiu que os deslocamentos produzidos dependem da perda de resistência da rocha com molhagem provocando uma quebra dos grãos associada a tensões de cerca de 20 MPa e forças de contato intergranulares de 80 N (Marsal, 1963).

A partir do desenvolvimento de rolos vibratórios e de ensaios de laboratório de grandes dimensões (Marsal, 1965), foi salientada a necessidade de análises que incorporassem a compressibilidade do enrocamento.

Cooke (1984) enfatiza que os projetos de barragens de enrocamento devem basear-se em experiências anteriores e na observação a partir de instrumentação e monitoramento.

2.1.1. Definições de Enrocamento

Os projetos de barragens foram evoluindo com o tempo, em função dos procedimentos construtivos e de requerimentos de qualidade dos materiais utilizados. Com isso, foram introduzidos diferentes tipos de critérios de classificação para o enrocamento.

Davis e Sorensen (1964) consideram como enrocamento o material rochoso lançado de boa qualidade e mínima percentagem de finos, característico das primeiras construções de barragens.

Terzaghi e Peck (1967), com base no tamanho e no peso da rocha, propõem que o enrocamento é um material oriundo da rocha sã, fragmentado com uma média de pesos equivalentes entre 13 kg e 18 tn.

Leps (1970), sugere uma definição mais completa: "o enrocamento pode ser considerado como um material composto de partículas rochosas sem coesão, com diâmetro mínimo da rocha de 1/2" sem exceder 30% e com máximo de 10% de finos passando na peneira #4 (ASTM)".

De acordo com Penman e Charles (1971), a porcentagem de finos deve ser tal que o valor máximo de permeabilidade da camada compactada seja de 10^{-3} cm/seg.

Materon (1983) propõe que o diâmetro máximo da partícula deve ser 3/4 da altura da camada lançada. Na prática, é comum que a espessura da camada lançada seja igual ao diâmetro dos fragmentos de rocha.

Atualmente, os critérios acima descritos são pouco empregados e alguns são considerados de maneira conservadora, sendo a espessura da camada relacionada ao diâmetro do enrocamento.

2.1.2. Tipo de Barragens

A classificação de uma barragem de enrocamento depende do tipo de vedação adotado que pode ser inserido no exterior ou no interior da barragem.

No primeiro caso, a vedação é colocada na face de montante, sendo a barragem classificada como Barragem de Enrocamento com Face Impermeável a Montante (BEFM), como mostra a Figura 3. No segundo caso, o sistema de vedação é colocado na parte central da barragem (Figura 4), sendo classificada como Barragem de Enrocamento com Núcleo Central (BENC).

Figura 3. Barragem de Enrocamento com Face de Montante (BEFM)

Figura 4. Barragem de Enrocamento com Núcleo Central (BENC)

Em barragens com face de montante (BEFM), a estrutura interna é constituída de aterro e/ou enrocamento, podendo o material da vedação ser de madeira, aço, concreto, solo-cimento e betuminoso.

As barragens de enrocamento com núcleo central (BENC) são compostas por duas zonas de enrocamento e o núcleo central impermeável de argila compactada, concreto compactado a rolo ou concreto asfáltico.

No Brasil, são construídas barragens dos tipos BEFM e BENC. Como exemplos de barragens de Enrocamento com Fase Impermeável (BEFM), citam-se a barragem de Foz de Areia, de 160 m de Altura, construída em 1980, e a barragem de Campos Novos de 202 m de altura, construída em 2006. Como exemplo de barragens de Enrocamento com Núcleo Argiloso (BENC), pode-se citar a barragem de Serra da Mesa, com 153 m de altura. A barragem Foz de Chapecó é a primeira barragem de enrocamento com núcleo asfáltico construída no Brasil.

2.2. Considerações Geológicas-Geotécnicas na Escolha do Tipo de Barragem

Os projetos de barragens geralmente são condicionados a fatores como clima, precipitação, relevo, formação rochosa entre outros. Assim, faz-se necessário o conhecimento geral das condições geológicas e geotécnicas.

A investigação geológica deve assegurar que os condicionantes geológicos e/ou geotécnicos possam transmitir segurança à barragem (Gonzáles de Vallejo et al, 2002). Na eleição do local e do tipo de barragem, é ideal ter o reservatório sobre material rochoso estável e impermeável, mas a geologia nem sempre é favorável.

Kanji (1994) sugere que o empreendimento de uma barragem não tem regras fixas, uma vez que cada construção tem características próprias, não apresentando as mesmas propriedades geológicas. Segundo Thomas (1976), para a engenharia de grandes barragens é requerido os seguintes aspectos:

- A segurança da fundação da barragem;
- A impermeabilidade dos reservatórios;
- A qualidade dos materiais para construção.

2.2.1. Influência das Rochas

Walters (1962) apresenta a descrição de algumas características das rochas encontradas com maior frequência na fundação de barragens e que são utilizadas na construção do corpo das barragens.

- Granito: rocha resistente normalmente capaz de suportar grandes pressões, além de apresentar propriedades de menor permeabilidade.
- Gabro, Andesito, Diorito e Basaltos Amigdaloides: rochas resistentes que suportam estruturas mais comuns no caso de armazenamento da água, mas não se tem a confiança suficiente no caso de ser empregadas com maiores cargas da água nos reservatórios.
- Gnaiss, Micaxisto e rochas misturadas, são geralmente satisfatórios para suportar pressões e enchimento do reservatório, mas quando encontram-se associadas podem chegar a sua desintegração, um exemplo é a Barragem “The Forks Dam” de Califórnia (1929).
- Rochas Metamórficas e Ígneas intrusivas apresentam comportamentos com alguma desconfiança, mas na maioria de casos seu uso é considerado com injeções de cimento no corpo da barragem.
- Rochas Calcárias são normalmente encontradas com argilas e precisam de um melhoramento na fundação. Uma barragem de concreto construída na França sobre rocha calcária, com situações de ruptura geradas por deslizamentos e de filtração, tem sido superadas com injeções de cimento.

2.2.2. Considerações do Relevo e Topografia

Cruz (1995) sugere que o tipo de clima e forma dos vales são condicionantes básicos para a escolha de um projeto de barragem.

- Em regiões onde há excesso de solo, ombreiras suaves e clima favorável, a barragem de terra com filtro vertical pode ser a mais recomendada.
- Em regiões áridas, onde há excesso de rocha, vales mais fechados e clima seco, pode-se considerar mais recomendada uma barragem de enrocamento.

- Em regiões de clima temperado onde o solo é raro, as temperaturas baixas e os invernos são longos, as barragens de enrocamento tornam-se atraentes.
- Em regiões com grandes planícies aluvionares e arenosas recomenda-se a barragem hidráulica.
- Em climas úmidos com muita precipitação e com solos com umidade elevada, próxima da saturação, as barragens de terra com drenagem nos espaldares são soluções preferenciais.

Segundo Walters (1962), a forma do vale e suas características permitem estabelecer um critério na determinação do tipo de Barragem. Neste caso, é importante fazer uma comparação entre a altura (H) e a longitude média do vale (L), como mostra a Tabela 2.

Tabela 2. Influência da Característica do Vale na Escolha do Tipo de Barragem (Walters 1962)

Tipo de Vale	L/H (%)
Encaixado	< 3
Estreito	3 a 6
Extenso	6 a 7
Plana	—

Segundo Walters (1962), para vales extensos, quase todas as barragens de Enrocamento podem ser construídas. A barragem “The Breaclich” (1959) na Escócia foi localizada neste tipo de vale e a barragem “Loch Quoich” com L/H > 8 é outro exemplo empregando este critério.

A barragem Foz de Chapecó foi construída no ano 2010 sobre um Planalto aberto que desce sobre um vale quase horizontal entre os Estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul na Bacia do Rio Uruguai (Figura 5).

Outro aspecto importante na eleição do tipo de Barragens é a topografia do local. O tipo de vale de forma “V” é mais recomendável comparado com o tipo de vale U, devido a uma maior facilidade para o transporte dos equipamentos e movimentação durante a obra.

Figura 5. Forma do Relevo da Bacia do Rio Uruguai (CBDB, 2009)

2.2.3. Materiais de Empréstimo

Segundo González de Vallejo et al (2002), os materiais das zonas de uma barragem como o enrocamento, núcleo, drenos e filtros, precisam de grandes volume de materiais.

Barragens de terra e enrocamento dependem de vários tipos de materiais que devem encontrar-se próximas e disponíveis para a construção. Algumas considerações sobre a disponibilidade de estes materiais são expressas:

- Volume apropriado à magnitude da barragem;
- Qualidade adequada, tendo em vista as diferentes finalidades da barragem;
- Menor distância operativa;
- Facilidade de extração dos materiais;
- Condições ambientais aceitáveis para exploração.

Na maioria das barragens de enrocamento com núcleo argiloso, os materiais são selecionados a partir de estudos geológicos prévios, determinando-se a localização de pedreiras no caso do enrocamento e zonas de materiais finos para o núcleo.

No caso dos enrocamentos pede-se que sejam resistentes e de origem de rocha sã, na maioria de vezes rochas de menor resistência são colocadas em zonas específicas no corpo da barragem onde é impossível o contato com a água. Cruz (1996) comenta sobre os enrocamentos desagregáveis, que um

enrocamento de rocha basáltica foi colocado na ombreira direita na etapa construtiva da Barragem de Jupia, pouco tempo depois se verificou que uma vegetação cobria todo o enrocamento da jusante. Uma inspeção de campo mostrou a desintegração parcial da rocha convertida em areia.

Gonzales de Vallejo et al (2002) indica que os materiais colocados no núcleo precisam ser impermeáveis e que no caso das argilas devem ter permeabilidades menores que 10^{-5} cm/seg. Além disso, estes materiais não devem ter propriedades colapsíveis, porcentagens de matéria orgânica e não serem solúveis. Alguns outros tipos de solos podem ser incluídos sempre que tenham permeabilidade menor e permita alcançar maior densidade devido à compactação.

O cascalho e a brita são utilizados em zonas de transições entre materiais diferentes, onde se precisa uma rápida condução do fluxo da água.

Segundo Cruz (1996), os cascalhos são materiais resistentes, pouco compressíveis e facilmente trabalháveis quando são provenientes de locais não saturados. O uso de cascalhos nos espaldares de barragens é de conhecimento geral e não traz em si qualquer novidade e preocupação.

A composição do corpo da barragem com materiais selecionados permite uma maior rigidez e maior controle das filtrações utilizando transições, filtros e drenos de saída.

Construções preliminares em projetos de barragens, como as ensecadeiras, são construídas como uma barragem de menor altura, utilizando os mesmos materiais selecionados. Como exemplo, cita-se a barragem da UHE Foz de Chapecó construída no ano 2010 é composta com pré-ensecadeiras e ensecadeiras, as quais foram incorporadas ao corpo da barragem.

2.3.

Aspectos Gerais de Compressibilidade e Estudo das Tensões

O termo compressibilidade utilizado em barragens de enrocamento é referido ao comportamento mecânico dos materiais nas suas diferentes zonas. No caso dos tipos de barragens abordados no presente trabalho, pode-se considerar que a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade dos enrocamentos são assuntos muito importantes no projeto de barragens. Os itens subsequentes destacam aspectos da compressibilidade do enrocamento nas fases de construção e enchimento do reservatório.

2.3.1. Durante a Construção

Segundo Penman (1982) as deformações em enrocamentos ocorrem devido a dois mecanismos principais:

- Quebra dos contatos entre os blocos e à quebra do próprio bloco;
- Reorientação dos blocos no interior do maciço de enrocamento.

Materon (1983) relaciona alguns fatores que afetam a compressibilidade e a resistência dos enrocamentos de maneira direta e indireta. Estes fatores estão reunidos na Tabela 3.

Tabela 3. Fatores que influenciam na compressibilidade de enrocamento (apud Materon, 1982)

Fatores	Características
Mineralogia	Afeta o coeficiente de atrito
Granulometria	Maior uniformidade, maior compressibilidade
Índice de Vazios	Maior densidade, menor compressibilidade
Forma de Partículas	Partículas angulares sofrem maior fraturamento
Molhagem	Água aumenta a compressibilidade
Resistência dos grãos	Maior resistência, menor fraturamento
Tamanho e Textura	Maior tamanho, maior fraturamento
Velocidade de Carregamento	Enrocamentos com alta permeabilidade não sofrem influência
Tipo de Carregamento	Maior compressibilidade sob deformação plana
Tempo	Relação com Fluência

Rzadkowski e Zurek (1970) estudaram as deformações provocadas pela quebra dos pontos de contato em uma amostra de arenito (Figura 6). Os autores concluíram que a força F transmitida a cada grão no interior de um enrocamento é função do diâmetro da partícula e da pressão total no ponto:

$$F = C_1 \cdot \sigma \cdot d^2 \quad (1)$$

Onde: F = Força transmitida

C_1 = Constante

σ = Pressão total no enrocamento

d = Diâmetro da partícula

Figura 6. Esmagamento do ponto de contato fragmento seco e molhado (Rzadkowski e Zurek, 1970).

O esmagamento dos pontos de contato dos fragmentos está relacionado à deformabilidade do material:

$$\varepsilon = \sum \frac{\delta d}{d} \quad (2)$$

Onde: d, diâmetro da partícula

Rzadkowski e Zurek (1970) analisaram a eq. (2) e determinaram uma relação entre a deformação e a pressão, segundo a eq. (3), onde a deformação não é dependente do tamanho de partículas.

$$\varepsilon = c_2 \cdot \sigma^{1/2} \quad (3)$$

Onde: c_2 , constante

Kjaernsli e Sande (1963) consideraram que a deformabilidade é função do tamanho e número de partículas, segundo a eq. (4), com $n=0,8$, para amostras densas, e $n=0,3$, para amostras fofas.

$$\varepsilon = C_3 \cdot \sigma^n \quad (4)$$

Onde: C_3 , constante que é função do tamanho e do número de partículas.

A forma da partícula é outro aspecto importante na medição da deformabilidade do material. Materiais com forma arredondada provocam uma menor mudança de vazios no interior, acarretando em uma menor compressibilidade entre os contatos (Penman, 1969) como mostra a Figura 7.

Figura 7. Efeito da forma da partícula na compressibilidade do enrocamento (Saboya Jr., 1993)

Com relação ao coeficiente de uniformidade, índice de vazios e densidade relativa, (Saboya Jr., 1993) comenta que um material bem graduado possui um número de contatos entre grãos maiores do que um material uniforme, uma vez que as partículas menores tendem a ocupar os vazios deixados pelas partículas maiores. Um maior número de contatos resulta em menores forças intergranulares, reduzindo a quebra de grãos (Saboya Jr., 1993). Como consequência, obtém-se um enrocamento com baixa compressibilidade e maior densidade relativa.

Alguns resultados de ensaios oedométricos feitos com rocha calcária (Figura 8) mostraram que a deformabilidade do enrocamento aumenta com o aumento do índice de vazios inicial (Frassoni et al, 1982).

Figura 8. Efeito do índice de vazios inicial na compressibilidade do enrocamento (Frassoni et al, 1982)

A compressibilidade nas zonas das barragens de enrocamento ganhou melhor aceitação a partir dos anos 1960, devido à incorporação dos procedimentos de compactação com maquinarias vibratórias e molhagem com o objetivo de alcançar maior densidade relativa.

Cooke (1987) comenta que os enrocamentos lançados podem apresentar uma compressibilidade 10 vezes maior que os enrocamentos compactados. A molhagem do enrocamento, sem a execução da compactação, ocasiona o aumento da compressibilidade do enrocamento, como pode ser observado na Figura 9.

Figura 9. Ensaio de compressão unidimensional: efeito da adição da água no enrocamento de La Angostura (Marsal, 1972)

Outra característica importante relacionada à compressibilidade é a quebra dos grãos. Marsal (1973) observou, a partir de vários ensaios executados de compactação, triaxial e/ou compressão unidimensional que em amostras de igual granulometria existia uma variação nos pesos antes e depois do ensaio. Esta característica foi chamada Índice de Quebra dos Grãos (B_g), obtida pela soma das diferenças positivas das frações de rocha nos ensaios (eq. 5).

$$B_g = \sum_{k=1}^n (\Delta W_k)_{\text{positivos}} \quad (5)$$

Onde: $\Delta W_k : W_{ki} - W_{kf}$

W_{ki} : Peso do material de fração K da curva granulométrica inicial

W_{kf} : Peso do material de fração K da curva granulométrica final

Outro aspecto observado por Marsal (1973) foi que um aumento na tensão confinante σ_3 provoca uma diminuição na razão σ_1'/σ_3' na ruptura, como mostra a Figura 10. Esta redução de σ_1'/σ_3' na ruptura está associada à quebra dos contatos ou da própria partícula quando as tensões envolvidas excedem a resistência à compressão da rocha.

Figura 10. Influência da tensão confinante na razão de tensão na ruptura (Marsal, 1973)

Marachi (1969) menciona que rochas que apresentam menor tendência à quebra de partículas apresentam menores decréscimos de ângulo de atrito, com o aumento da tensão confinante. Saboya Jr (1993) comenta que a relação entre o ângulo de resistência ao cisalhamento e o índice B_g independe do tamanho da

partícula para materiais com curvas granulométricas paralelas e mesmo índice de vazios (Figura 11).

Além disso, Marachi et al (1969) conclui que a quebra de partículas em materiais granulares obedece às seguintes regras:

- B_g aumenta com a uniformidade;
- B_g aumenta com a angulosidade;
- B_g aumenta com a diminuição da resistência da partícula;
- B_g aumenta com o acréscimo de tensão confinante.

Figura 11. Ensaio triaxiais com amostras de 914,4 mm de diâmetro (Marachi et al 1969)

O processo de compactação dos materiais tem como objetivo atingir valores de densidade máxima e índice de vazios mínimo. Cabe salientar que para atingir um índice de vazios mínimo ocorre uma variação na permeabilidade.

A compactação dos enrocamentos é feita com rolos vibratórios entre 6 tn a 9 tn de peso e com uma quantidade de umidade estabelecida, provocando inicialmente índices de vazios mínimos como produto da quebra dos grãos.

Segundo Vaughan (1985), os solos residuais empregados na construção das barragens apresentam características intrínsecas similares de plasticidade, permeabilidade e pré-adensamento. Os solos sedimentares diferem de algumas destas características.

Cruz (1969) considera que é importante conhecer a origem e o processo de decomposição ao qual o solo foi submetido.

No estudo da permeabilidade dos solos compactados, existem vários fatores e características que influenciam nos resultados. Lambe (1962) mostra

que no ramo seco, a permeabilidade diminui com o acréscimo de água até atingir a umidade ótima. No ramo úmido encontra-se o valor da permeabilidade mínima. (Figura 12).

Figura 12. Efeito da Compactação na Permeabilidade (Lambe, 1962)

Seed e Chan (1959) estudaram a influência dos métodos de compactação na estrutura do solo. Os autores concluíram que para o solo compactado com teor de umidade acima da umidade ótima, o método de compactação tem influência somente para resistência a pequenas deformações.

Uma análise sobre a história de tensões no interior do corpo de barragens de enrocamento pode ser realizada a partir da trajetória de tensões. Nas etapas de construção e enchimento de barragens, a análise da trajetória de tensões permite entender como ocorre a variação das tensões. Naylor (1981) cita que uma lei constitutiva ideal é independente da trajetória de tensões, mas na prática é necessário relacionar os diversos parâmetros geotécnicos, e algumas vezes a própria lei, segundo a trajetória seguida.

Durante a etapa de construção de barragens, os níveis de tensões totais no enrocamento iniciam-se comumente com a tensão média inicial na ruptura (p_0). Parra (1996) descreve a trajetória de tensões de um ponto localizado no núcleo de argila (Figura 13.b). Imediatamente após a compactação haverá uma sucção p_0' igual à tensão efetiva inicial, sendo a tensão total nesta etapa

desprezível. O material não está completamente saturado, de modo que a construção do aterro acima do ponto considerado gera acréscimo de tensão efetiva e reduz a sucção. No ponto “x” (Figura 13.b) a poropressão torna-se positiva e o ar presente nos vazios diminuirá progressivamente até a saturação completa do material. Para que isto ocorra em argilas moles, bastam poucos metros de aterro construído. Nesta etapa os valores dos incrementos de poropressão podem aproximar-se dos valores dos incrementos de tensão total e a tensão efetiva média p' não mudará significativamente. De fato, tensão efetiva média p' pode ainda reduzir-se até aproximar-se ao estado crítico (ponto C) devido ao cisalhamento do solo sob condições não drenadas. O problema poderá ser simplificado assumindo-se que a argila se encontra saturada desde o início e considerando-se um valor da sucção inicial p_o^* como mostrado na Figura 13.b. Neste caso, a trajetória de tensões efetivas seria aquela indicada na figura por linha tracejada.

Figura 13. Trajetórias de tensão em uma Barragem de Enrocamento com Núcleo Argiloso. Fase Construtiva (Naylor, 1992)

2.3.2. Durante o Enchimento

Segundo Saboya Jr. (1993), as considerações sobre o comportamento de barragens de enrocamento com vedação central (BEVC), na fase de enchimento são distintas e complexas comparadas com a fase construtiva.

No passado, algumas barragens de enrocamento apresentaram problemas de colapso na fase de enchimento relacionados ao acréscimo de carregamento e à saturação das rochas. A condição de enchimento provoca um rearranjo nas

tensões permitindo uma rotação interna e originando um aumento na deformabilidade.

Nobari e Duncan (1972), em uma revisão sobre os movimentos nas zonas de barragens causados pelo enchimento do reservatório, indicaram que a complexidade resulta de três diferentes causas:

- A Primeira é uma compressão devido ao umedecimento da fundação que gera recalque não uniforme;

- A Segunda considera a compressão devido ao umedecimento do material de barragens homogêneas ou do espaldar de montante de barragens zonadas, que produz recalques nesta região da barragem com movimentos na direção de montante e possível fissuras longitudinais;

- A terceira, produzida pelo próprio carregamento da pressão da água, que ocasiona movimentos na direção de jusante.

Nobari e Duncan (1972) indicaram no mesmo estudo que quatro efeitos separados ocorrem devido ao primeiro enchimento de uma barragem zonada, sendo as deformações compressivas as predominantes na combinação destes (Figura 14).

O primeiro efeito considera uma pressão hidráulica no núcleo. Na fase de enchimento do reservatório, a permeabilidade do núcleo é muito pequena em relação à permeabilidade do material do espaldar de montante, de tal modo que se pode assumir a ocorrência instantânea de uma pressão hidrostática na face de montante do núcleo, como ilustrado na Figura 14 (a). Esta pressão hidrostática produzirá deslocamentos direcionados para jusante, tornando-se apreciáveis na fase final do enchimento do reservatório, com a inversão da rotação inicial da barragem de montante para jusante.

O segundo efeito refere-se à pressão hidráulica e subpressão no núcleo. Uma aplicação de pressões hidrostáticas na fundação a montante do núcleo central origina recalques e rotação da barragem para montante, enquanto que a ocorrência de subpressão na base do núcleo central causa movimentos ascendentes e rotação da barragem para jusante. Na Figura 14 (b) se ilustra a ocorrência destes efeitos.

Figura 14. Efeito do Enchimento do Reservatório em uma BEVC

O terceiro efeito está relacionado à subpressão a montante. Neste caso, se originam pressões devido à submersão do espaldar de montante das barragens zonadas (enrocamento ou solos granulares), que tendem a causar deslocamentos verticais ascendentes, bem como rotações na barragem na direção de jusante, devido ao conhecido fenômeno do empuxo de Arquimedes (situação hidrostática). A Figura 14 (c) ilustra esta situação.

O quarto efeito é o colapso que em uma barragem de terra ou enrocamento ocorre devido à saturação dos materiais no espaldar de montante na etapa do primeiro enchimento, provocando recalques bem como rotações na barragem na direção de montante (Figura 14. d).

Terzaghi (1960) afirma que os recalques por saturação, em enrocamento, ocorrem devido à perda de resistência da rocha quando é saturada. Kjaernsli e Sande (1963) conseguiram comprovar as afirmações de Terzaghi (1960), a partir de ensaios de compressão simples em amostras de sienito secas em estufa, saturadas e submersas. Os autores mostraram que as amostras saturadas e submersas perdiam, respectivamente, 6% e 9% de sua resistência quando secas.

Fumagalli (1969) executou ensaios de compressão unidimensional em amostras secas, saturadas, e secas posteriormente inundadas com diferentes tensões axiais. Resultados da amostra saturada apresentavam maior compressibilidade do que a amostra seca, e que a diferença das deformações

entre elas, a qualquer tensão axial, era igual ao colapso ocorrido sob aquela mesma tensão, como mostra a Figura 15.

Segundo Cruz (1996), a compressibilidade de solos e a perda de resistência ao cisalhamento podem ser analisadas por 3 fatores intrínsecos: o primeiro que agrupa a granulometria, forma das partículas e mineralogia, o segundo um fator externo que considera as condições de compactação para o tipo de construção e o terceiro que são os relativos à velocidade de carregamento, direção de tensões aplicadas e condição de drenagem.

Mori (1975) estudou a influência dos parâmetros de compactação com a tensão desviadora máxima em solo residual de basalto, verificando que uma maior umidade provoca um decréscimo de resistência. O arranjo das partículas torna-se disperso no ramo úmido (Figura 16).

Figura 15. Compressão e colapso do material da Barragem de Pyramid (Fumagalli, 1969)

Figura 16. Influência dos Parâmetros de Compactação na Resistência ao Cisalhamento (Mori, 1975)

Bertolucci (1975) verificou a partir de ensaios triaxiais UU em amostras de solo residual biotita gnaisse, que para tensões confinantes baixas a resistência é

diretamente proporcional à densidade e inversamente proporcional à umidade. No caso de maiores tensões confinantes, a resistência é função principalmente da umidade.

É interessante salientar que nos enrocamentos o colapso está associado à quebra dos contatos entre as partículas, ou até mesmo, à quebra da própria partícula. Sendo assim, o colapso de um enrocamento, devido à molhagem, será tanto maior quanto maior for o carregamento aplicado.

Na etapa de enchimento, a trajetória de tensões é distinta devido ao rearranjo das tensões produzido pelo carregamento da água, e à submersão dos materiais. Podem-se destacar dois efeitos: o primeiro consiste na liberação de tensões no espaldar de montante devido à saturação, e o segundo decorre do empuxo lateral para o espaldar de jusante.

A Figura 17 apresenta a trajetória de tensões de alguns pontos localizados no enrocamento da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983), para a etapa de enchimento. A trajetória de tensões do ponto localizado no enrocamento no lado de montante apresenta uma diminuição da tensão média (p') e uma queda na resistência (q), provavelmente decorrente de uma ação de descarregamento axial. No lado da jusante, as trajetórias de tensões no início de enchimento tem valores de tensão média maiores seguindo um estado de carregamento lateral.

Figura 17. Trajetórias de tensão: Barragem Beliche - Etapa de Enchimento (Veiga Pinto, 1983)

Na Figura 18, são apresentadas as trajetórias de tensão de pontos localizados no núcleo argiloso da Barragem Beliche. Estes pontos descrevem trajetórias de tensões no enchimento, que apresentam diminuição da resistência (q) e aumento da tensão média (p'), seguido de uma etapa de carregamento lateral.

Figura 18. Trajetórias de tensão: Barragem Beliche no núcleo - Etapa de Enchimento (Veiga Pinto, 1983)

Para estudar o comportamento do núcleo asfáltico e das transições dos agregados, Bienaimé et al (1988), simularam estes materiais com modelos constitutivos diferentes e com teores de betume moderado e alto. A Figura 19 mostra a etapa final de construção, em que as tensões no betume e transições são da mesma ordem de magnitude. O betume apresenta menor resistência ao cisalhamento e rapidamente alcança o ponto de plastificação, além de se encontrar em um estado de tensão isotrópica. Nas transições, nota-se uma razão de anisotropia σ_y/σ_z de aproximadamente 0,55, que é mantida praticamente constante em toda a altura do núcleo.

Figura 19. Distribuição das tensões no núcleo asfáltico e a transição. Etapa de Construção (Bienaimé et al 1988)

Durante as etapas iniciais de enchimento, o núcleo recebe o empuxo da água do reservatório, tensões horizontais e cargas cisalhantes impostas pela deformação da barragem. A Figura 20 mostra os resultados das tensões nos materiais, onde se observa um aumento das tensões horizontais nas transições quando comparado com os mínimos valores sofridos no núcleo asfáltico.

Figura 20. Distribuição das tensões no núcleo asfáltico e na transição. Etapa de Enchimento (Bienaimé et al 1988)

A Figura 21 mostra as deformações verticais ε_y e horizontais ε_x , onde se observa um aumento na deformabilidade na etapa de enchimento quando comparado com a etapa construtiva.

Figura 21. Deformações obtidas no núcleo e na transição (Bienaimé et al 1988)

2.4.

Barragens de Enrocamento com Impermeabilização na Face de Montante

Justin et al (1945) consideram que as faces impermeáveis a montante podem ser feitas de aço, madeira, betume ou concreto. Até 1900, 60% das barragens de enrocamento apresentavam face impermeável de madeira, decrescendo para 18% entre 1900 e 1945. Nesse período, o uso de faces de concreto aumentou de 27% a 48%, enquanto a utilização de faces de aço se manteve em 8%. Os itens subsequentes abordam os diferentes tipos de faces de impermeabilização.

2.4.1.

Madeira

Segundo Thomas (1976), antigamente muitas barragens eram construídas para atividades de mineração. As barragens eram compostas com uma face de madeira a montante, cobrindo os enrocamentos colocados nos taludes. As primeiras barragens com face de madeira (BEFM) utilizaram a madeira não preparada que posteriormente foi melhorada para o emprego de estruturas tipo tesoura e treliças.

A principal característica na construção de barragem com face de madeira era de não precisar de projetos de vertedouros, podendo se considerar em alguns casos alturas de descarga de 0,50 m. Três tipos de estrutura podem ser empregados na construção de barragens com madeira na face de montante: estrutura tipo tesoura, encaixada e estrutura com elementos simples ou misturados. O tipo encaixado foi o que apresentava uma melhor ligação entre seus elementos.

A estrutura tipo encaixada (Figura 22) é composta de madeira trabalhada com coberturas de madeira, unidos por montantes verticais. O corpo de jusante permite incorporar material de empréstimo com o fim de garantir a estabilidade. Os espigões e montantes verticais eram geralmente ancorados à fundação rochosa e funcionam como cortina impermeável.

Figura 22. Seção Transversal Tipo Encaixada (Bureau of Reclamation, 1976)

2.4.2. Aço

Segundo Thomas (1976), barragens de enrocamento com face de aço de montante (BEFA) foram construídas no início dos anos 1900 e apresentaram comportamento satisfatório. As principais preocupações em barragem deste tipo são: infiltração de água pelas juntas, suporte de grandes pressões pela carga de água, e impacto das ondas de água pelo vento no reservatório.

Segundo a publicação da Bureau of Reclamation (1973), duas maneiras construtivas eram empregadas: a primeira consistia em uma cobertura de aço construída em grades de andaimes que eram preparadas a poucos metros do nível da face de montante. Posteriormente, era colocado o material entre a cobertura e a face final compactada do talude. A segunda maneira requer ancoragens entre a cobertura de aço e a face compactada do talude. Neste caso, são executadas perfurações com barras de aço e concreto para fixação.

Estas barragens alcançam inclinações de montante entre 1,0V:1,3H e 1,0V:1,7H. As coberturas ou lâminas de aço devem apresentar uma espessura entre 1/4" a 3/8" com o fim de suportar as magnitudes dos movimentos internos no interior do enrocamento na etapa de enchimento.

Thomas (1976) considera que a dimensão das lâminas de aço deve ser de 2,6 m de largura e 6,1 m de comprimento. Antigamente, as juntas horizontais eram unidas por parafusos e sua conexão entre duas lâminas de aço era executada por meio de um perfil “T”. A partir de 1960, as técnicas melhoraram, considerando lâminas de aço de 9 m com espessura de 6 mm. Com o fim de preservar a cobertura de aço, devido aos movimentos laterais e pelas ondas das águas, as ancoragens atravessavam toda a extensão da face, evitando levantamentos.

A barragem Skagway (USA) foi construída em 1901 com uma altura de 22 m e com taludes de montante de 1,0V:1,3H. Nesta barragem, a cobertura de aço era composta de lâminas retangulares de 1,5 de largura, 4,5 de comprimento e 6,0 mm de espessura. Uma das limitações deste tipo de cobertura consiste na possibilidade de corrosão do aço. No entanto, 30 anos após a construção, esta barragem apresentava grau de corrosão mínimo, considerado desprezível.

Na barragem Aguada Blanca, construída no Perú em 1971, as lâminas de aço de cobertura foram tratadas com revestimento químico contra a corrosão. Esta barragem segue em operação (Figura 23).

Figura 23. Vista da Barragem Aguada Blanca (OSINERG, 2005)

2.4.3. Concreto

Barragens de enrocamento com face de concreto apresentam geometria simples, composta de uma laje impermeável de concreto de espessura variável colocada a partir do pé do talude de montante até a crista. Devido ao peso da laje e à inclinação do talude, a base da barragem deve contar com uma laje próxima à ombreira de montante chamada Plinto. Estas barragens foram estudadas com maior ênfase na década dos 90s, com variações na espessura da laje impermeável e medidas de segurança nas juntas especialmente no Plinto.

Thomas (1976) comenta que as barragens antigas têm influência sobre as novas construções. Como exemplo, cita-se a barragem Laurenti construída na França (1940) que apresenta as principais características das barragens atuais.

A barragem Risdon Brook foi construída na Austrália (1968), estabelecendo-se critérios sobre a inclinação de montante de 1,0V:1,5H e de jusante de 1,0V:1,4H. Com a incorporação de bermas nos taludes, foram atingidos fatores de segurança de 1,5. A espessura da laje de concreto foi de 0,36 m na fundação e 0,30 m crista. O enrocamento foi molhado e compactado por compactadores com 2 tn de peso.

A barragem de Cethana (1971) leva em consideração aspectos relativos ao tamanho do enrocamento, com diâmetro máximo (D_{max}) de 0,60 m. A rocha quartzito foi colocada antes da laje e apresentava tamanho máximo de 0,23 m. A camada compactada alcançou uma espessura de 0,45 m, empregando rolos vibratórios pesados de 10 tn e 4 passadas, e água em média de 150 l/m³. A espessura da laje de concreto foi calculada pela fórmula $e = 0,30 + 0,002.H$, onde H é a altura da barragem em metros com adição do valor de 0,125 m por sobre a escavação.

Marulanda (2007) comentou que a esbeltez da laje de concreto se comportará como uma membrana e que seus deslocamentos serão controlados pelas deformações do enrocamento.

O controle das infiltrações no Plinto foi melhorado com a incorporação de camadas impermeáveis de solos. Na barragem Alto Anchicayá (1974) foi colocado solo silte-argiloso acima do Plinto com equipamentos simples.

Com relação aos aspectos de compressibilidade, dois artigos escritos por Cooke e Sherad (1987) referem-se ao desempenho de barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC). O aporte de Cooke e Sherad (1987)

foi designar zonas específicas do maciço com o fim de identificar seus desenvolvimentos.

O Plinto e a Junta Perimetral permitem o movimento das lajes de concreto, provocado pelas deformações no enrocamento (Figura 24). A tendência dos movimentos na face de montante é de compressão na região central e de extensão no trecho superior e ao longo do perímetro (Cruz, 2002).

Figura 24. Critério da construção Plinto (Cruz, 2009)

Segundo Cooke (1982), os deslocamentos provocados pelo enrocamento, variam com o quadrado da altura da barragem e inversamente com o módulo de compressibilidade do enrocamento. Os deslocamentos podem ser de 3 tipos: normal à face, normal à junta e tangencial paralelo à junta.

Segundo Cruz (2009), as lajes de concreto construídas no talude são interligadas ao plinto por juntas especiais (veda-junta) que permitem a rotação das placas. O plinto se apóia em rocha, que recebe um tratamento igual ao usado para as fundações de estruturas de concreto. O plinto se desenvolve em toda a borda inferior da face de concreto. A junta perimetral envolve uma sequência de “linhas de defesa” contra a infiltração, como mostra a Figura 25.

Figura 25. Juntas perimetrais e critérios da veda junta (Cruz, 2009).

A barragem Wilmot (1968) empregou somente veda-junta de borracha ou cobre para as uniões entre a laje e o plinto. Segundo Cruz (2009), atualmente as veda-juntas são de materiais mais flexíveis com recobrimento de cinza volante ou Mastique Betuminoso protegidos externamente, chamando-se de proteção múltipla (Figura 26).

Figura 26. Critério para novos materiais na veda-junta (Cruz, 2009)

No caso da Laje de Concreto, Cooke e Sherad (1987) comentam que a durabilidade e a impermeabilidade do concreto são mais importantes do que a resistência. Segundo Cruz (2009), a espessura da face de concreto para BEFCs com alturas maiores acima dos 80 m tem sido determinada empiricamente pela seguinte fórmula:

$$e = e_0 + k.H \quad (6)$$

Onde:

e = espessura na profundidade H (m);

e_0 = espessura mínima de laje no topo (m), entre 0,30 a 0,35;

H = profundidade a partir do N.A. do reservatório;

k = constante que varia de 0,0020 a 0,0065 (depende de cada País).

Eletrobrás e CBDB (2003) propõem espessuras $e = 0,30 + 0,002.H$ para ($H < 100$ m) e espessura com $e = 0,005.H$ ($H > 100$ m), proposta que foi citada para a barragem de Campos Novos.

No caso da armadura da laje, Cooke e Sherad (1987) consideram somente para barragens de enrocamentos compactados a aplicação de 0,4% da seção transversal em cada direção.

2.4.4. Asfalto

Muitas barragens empregaram o ligante e a mistura betuminosa como material impermeável na face de montante. O objetivo geral é impermeabilizar o talude de montante e o pé da fundação. Esta técnica é usada até hoje sendo uma das alternativas mais requeridas em reservatórios (Strabag, 1996). A Figura 27 mostra o Reservatório Tyrol-Austria.

Segundo Bulletin 32a ICOLD (1982), a barragem Sawtelle (USA), construída em (1929), foi a primeira a utilizar um material betuminoso do tipo macadame betuminoso como revestimento sobre camadas de agregados. A construção apresentava entre 15 a 20 metros de altura com pendente maior de 1:1. O material betuminoso foi colocado manualmente.

Foram desenvolvidos diversos tipos de ideias para estabelecer alguns critérios sobre camadas impermeáveis cobertas com misturas asfálticas. Estes critérios foram chamados pelo ICOLD como faces hidráulicas.

Segundo Visser (1970) e Lorh (1970), 3 tipos de faces betuminosas eram adotadas antigamente para barragens de terra–enrocamento e reservatórios. As

duas primeiras formadas por camadas permeáveis no seu interior, e a última inclui uma camada de acabamento final de laje de concreto armado.

Figura 27. Vista do reservatório Tyrol-Austria (Walo, 2006)

A ICOLD (Bulletins 39 de 1981, 32a de 1982 e 114 de 1999), Laura K. e Figene A. (2008) consideram dois sistemas básicos de revestimento, o Tipo A (Camada Dupla), Figura 28 (a) e o Tipo B (Camada simples), Figura 28 (b).

Figura 28 - Tipos de face asfáltica a montante na Barragem com face de Asfalto (ICOLD, 1993)

A camada Dupla (Tipo A) é referida à colocação de uma camada de drenagem entre as camadas impermeáveis. Cada camada pode ser construída com diferentes espessuras e também pode apresentar drenagens simples e múltiplas. O Tipo A, com dupla camada impermeável, é empregada em barragens, e o Tipo B, com somente uma camada de drenagem, é considerada para reservatórios.

A barragem Genkel, construída em 1952, apresenta o revestimento Tipo A, e a Barragem Montgomery apresenta o revestimento Tipo B, ICOLD (1999).

Visser et al (1970) reportam que barragens construídas no ano 1930 apresentavam taludes íngremes com inclinação 1,00:0,67. Com o desenvolvimento de novos procedimentos construtivos, as inclinações dos taludes mudaram entre 1V:1,5H a 1V:2H como a barragem Genkel (1952).

Com referência ao método construtivo, a ICOLD (1999) indica que as barragens eram construídas empregando o método vertical, onde uma equipe de pavimentação similar à utilizada na pavimentação de rodovias conformava o talude por faixas de 3 m a 4 m no sentido ascendente, e de 2 m no sentido horizontal.

Após experiências adquiridas e vários testes, foi criado o método horizontal que utiliza um equipamento chamado “Ponte Acabadora” (Bridge Finisher) que faz o lançamento das camadas ao longo do talude deslocando-se no sentido longitudinal do talude (Figura 29 e Figura 30).

Figura 29 - Ponte acabadora operando na parte superior do talude (Walo, 1994).

O tipo de método adotado vai depender da extensão do talude e da altura da barragem. Na prática, se emprega o método vertical em reservatórios e o método horizontal para maiores extensões. O comportamento da face asfáltica está condicionado a três fatores: ao arranjo inicial do corpo da barragem terminado com a face asfáltica construída, à incorporação do primeiro enchimento e ao momento em que toda a estrutura é sujeita a tensões permanentes no tempo (fluência).

Figura 30 - Acabadora horizontal para pavimentação da face (Walo, 1997).

A Tabela 4 resume as principais características de cada tipo de face impermeável a montante.

Tabela 4. Principais Características das Faces Impermeáveis a Montante

Características	Faces Impermeáveis			
	Madeira	Aço	Concreto	Asfalto
Material de Empréstimo	Em estado natural devido à localização do local.	Elementos de aço são preparados, levados ao local e armazenados.	Requisitos de Rocha são localizadas em pedreiras no mesmo local.	Rocha são selecionada e preparada em Usina.
Geometria e Taludes	Pendentes entre 1:2 e 1:3, Alturas até 25 m. Desenhos iniciais não consideram altura de vertedouro.	Pendente entre 1:1.3 a 1:1.7, face com espessura entre 1/4" e 3/8". Altura 30 m.	Pendente entre 1:1.3 a 1:1.5, alturas alcançam 250m ou mais.	Pendente entre 1:1.7 a 1:2.5, alcançam alturas maiores a 50m.
Procedimento Construtivo	Estruturas encaixadas de madeira cada 2 a 5 m, a rigidez relaciona à colocação de grava no interior do corpo.	Feita por uniões de lâminas de aço de 2.5 x 6.0m. Ligados por juntas de expansão. Sistema ancorado	É feita uma laje de concreto com espessura variável. Um Plinto de concreto serve de conexão entre a fundação e talude.	É construída varias camadas, de drenagem e regulamento de talude, sendo logo colocada a camada asfáltica.
Vida Útil	Entre 20 a 30 anos.	Maior de 45 anos (Barragem El Vado-México).	Maior de 100 anos.	Existem muitos reservatórios com tempo maiores a 100 anos
Manutenção	Revestimento com morteiro de pneus entre 30 cm na crista e 60 cm na base.	Com revestimento químico contra a corrosão. É rápida.	Reforço nas Juntas perimetrais ou verticais.	De forma similar ao desenvolvido para asfalto em rodovias.
Fundação e Filtrações	Filtrações pelas juntas produzem diminuição da resistência e recalques diferenciais por saturação.	É considerado cortinas impermeáveis no pé da montante.	Plinto é construído na rocha e permite o fraturamento dela. Galerias ou parede diafragma são colocadas no pé do talude.	Galerias no pé do talude de montante são colocados.
Usos	Estanqueamento	Estanqueamento	Estanqueamento	Estanqueamento
Custo	De menor custo comparado com o concreto e aço, sendo trabalhado no mesmo local.	Maior que a madeira pelos requerimentos de material de empréstimo.	Custo razoável considerando o material de empréstimo.	Custo menor que o a face de concreto.

2.5.

Barragens de Enrocamento com Núcleo Argiloso

As barragens de enrocamento com núcleo argiloso são consideradas as barragens de maior praticidade. Os materiais de empréstimo são geralmente encontrados próximo ao local de construção, o que favorece os prazos de execução.

Cruz (1995) comenta que a determinação de uma seção transversal deve ser realizada com o conhecimento dos materiais disponíveis, além de fatores como forma de vale, natureza da fundação, sequencia construtiva, entre outros.

A seção transversal da barragem é composta por três zonas: Enrocamento, Transições e Núcleo.

Para a zona do enrocamento, Cooke (1984) considera que existe uma dependência do acréscimo da densidade nos processos de colocação e espalhamento do enrocamento depois de lançado, assim como a influência da segregação. Para uma camada de espessura de 1 m, considera-se durante o espalhamento do enrocamento que a lamina do trator vá empurrando os blocos maiores, seguido dos menores. Posteriormente, procede-se a compactação com rolos vibratórios, que vão eliminando os vazios, como mostra a Figura 31.

Figura 31 - Espalhamento e estratificação do enrocamento compactado (Cooke, 1984)

Armelin et al (1976) consideram que rochas de menor qualidade devem ser usadas em zonas internas do corpo onde o confinamento limita os efeitos da alteração e as deformações não são importantes. Estes tipos de rochas são empregados na zona a jusante da barragem. Além disso, nem sempre são encontradas rochas de boa qualidade em pedreiras.

A zona impermeável da barragem, o núcleo, é composta comumente por material argiloso. Inicialmente os núcleos de barragens eram constituídos de

estacas em posição vertical, separadas de 3 a 4 m, e eram preenchidos por material argiloso. Em alguns casos, o material argiloso apresentava baixo nível de adensamento devido à compactação não mecanizada. Depois da invenção do rolo tipo pé de carneiro, nos anos 1904, o processo de compactação dos núcleos argilosos melhorou. Com isso, as formações tipo estacas deixaram de existir, e os núcleos foram alargados.

Com relação às dimensões do núcleo, no passado, as bases do núcleo eram construídas com as mesmas dimensões da altura $B = H$. Hoje, é comum empregar o valor da metade da altura da barragem da seção estudada, mas alguns núcleos argilosos adotaram razões maiores de $0.30.H$. A Figura 32 mostra a barragem de ORÓS com largura da base quase igual à altura. No projeto de núcleo, não são construídos núcleos muito delgados ou interfaces com várias inclinações, para evitar a ocorrência do fenômeno de arqueamento. A permeabilidade do material do núcleo compactado não deve exceder 10^{-5} cm/s. A gradiente hidráulica do núcleo é a razão entre a máxima carga da água e a espessura do núcleo.

Figura 32 - Seção Transversal da Barragem Oros (Cruz, 1996)

A última zona é conhecida como transição, por conter materiais arenosos com permeabilidade média entre o enrocamento e a argila. Em muitos casos, a transição é formada por filtros e drenos.

Os filtros são construídos por camadas de agregado relativamente incompressíveis, e granulometria adequada. O projeto de filtros deve satisfazer duas condições:

- Condição de filtro: os vazios no contato com o solo devem ser pequenos o suficiente para impedir o transporte de partículas de solo através deles.
- Condição de dreno: com tamanhos maiores dos vazios, suficiente para assegurar uma permeabilidade que permita um movimento relativamente livre da água sem gerar valores excessivos de forças de percolação ou de poropressões.

A ICOLD (1994) apresenta características exigidas para materiais de filtro, as quais consideram aspectos sobre a segregação durante o processamento.

O critério mais antigo empregado nos projetos para filtros encontram-se na expressão de Terzaghi (1977), ainda que seja conhecido como o mais conservador.

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{d_{85}(\text{solo})} < 4 \quad (9)$$

$$5 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{solo})} \quad (10)$$

Onde:

- $D_{15}(\text{filtro})/d_{85}(\text{solo}) < 4$ é o critério de filtro para impedir a migração de finos; e $5 < D_{15}(\text{filtro})/d_{15}(\text{solo})$ é o critério de dreno para impedir o escoamento da água através dos vazios;
- D_{15} = diâmetro equivalente da partícula tal que o peso de partículas menores do que ela corresponde a 15% do peso total seco do material do filtro;
- d_{15} = diâmetro equivalente da partícula tal que o peso de partículas menores do que ela corresponde a 15% do peso total seco do solo;
- d_{85} = diâmetro equivalente da partícula tal que o peso de partículas menores do que ela corresponde a 85% do peso total seco do solo.

Sherard et al (1984 a) indicaram que o critério de filtro de Terzaghi deve ser empregado com um fator de segurança igual a 2 contra perda excessiva de finos.

Segundo Eletrobrás e CBDB (2003), no projeto de dreno, para determinação da espessura deve-se utilizar a lei de Darcy. Por razões

construtivas, geralmente a espessura mínima do dreno é estabelecida em 60 cm e os materiais utilizados nas transições devem apresentar uma percentagem inferior a 5% de finos não coesivos passando na peneira n° 200.

Cruz (1996) recomenda que a espessura mínima das transições para barragens com núcleo argiloso deve ser de 2,0 m sendo compactadas por rolos vibratórios.

3

Barragem de Enrocamento com Núcleo de Concreto Asfáltico (BENCA)

O conceito envolvido nestas barragens é projetar um maciço de enrocamento que possua uma elevada resistência ao cisalhamento e uma deformabilidade adequada para garantir o desempenho do núcleo impermeável da barragem. Esta condição deve se dar para todos os estados de tensão e deformação que ocorram durante as etapas de construção, enchimento do reservatório e operação (Humes et al, 2010).

O núcleo asfáltico deve ser impermeável, flexível, resistente à erosão e envelhecimento, além de apresentar flexibilidade na colocação e compactação (Hoeg, 1993).

3.1. Histórico

Possivelmente, a primeira barragem com núcleo asfáltico como elemento impermeável remonta ao final da década de 40 na construção da barragem de Vale de Gaio em Portugal com 45 m de altura. O núcleo asfáltico era composto com mastique betuminoso, espalhado manualmente e compactado com placas vibratórias de modo independente das transições, HUMES et al (2010) e ICOLD, Boletins 84 (1992), Boletim 42 (1982).

Thomas (1976) e os Boletins 42 (1982) e 84 (1992) da ICOLD, descrevem o emprego de um núcleo central de concreto asfáltico, com espessuras de 20 cm a 30 cm e compactadas a cada 1,0 m, com agregados de 35 cm, preenchidos com asfalto fluido e colocados entre materiais de brita compactados (transições) por meio de formas de aço de 3 m de comprimento. As primeiras camadas foram colocadas manualmente e posteriormente vibradas (Figura 33).

Segundo os Boletins 42 (1982) e 84 (1992) da ICOLD, estes procedimentos construtivos ainda não apresentaram resultados confiáveis, no que se refere à percolação interna, sendo recomendados apenas para barragens pequenas.

Na década dos 60, Áustria, França e Noruega empregaram novos tipos de misturas asfálticas para núcleos de concreto asfáltico chamados Núcleo de Pedra-Asfáltica e Núcleo com pedregulho uniforme de Asfalto. Nos dois casos,

foram incorporadas transições compactadas para controle da permeabilidade e diferenças de rigidez.

Figura 33 - Reporte da ICOLD sobre as primeiras misturas asfáltica empregada como núcleo.

A Pedra-Asfáltica foi empregada para construções de núcleos verticais e núcleos inclinados 1,0V:0,4H com espessura entre 1,0 a 1,25 m e transição de 3 a 80 mm. A técnica envolvia a colocação da mistura asfáltica em fôrmas de aço, compactada com um equipamento vibrador circular de 150 cm de diâmetro (Figura 34).

- (A) Enrocamento, espessura de camada 1,0 m tamanho 0,8 m.
- (B) Transição Fina, tamanho entre 30-100 mm
- (C) Núcleo Betuminoso “pedra asfalto”, espessura de camada 0,50 m
- (D) Enrocamento, tamanho >80 mm, espessura de camada 2.0 m
- (E) Revestimento Asfáltico
- (F) Filtro
- (G) Pedra asfáltica
- (H) Injeções de cimento

Figura 34 - Emprego de misturas asfálticas tipo “pedra asfáltica” na Barragem Lastiolles, França (Visser, 1988)

Núcleo com cascalho uniforme de Asfalto era utilizado para núcleos verticais. Na maioria de vezes, apresentava espessura de 0,70m e transições entre 1,00 a 1,20 m de largura. A compactação era realizada pela maquinaria desenvolvida na Alemanha de Strabag Bau Ag, a mesma que colocava os materiais betuminosos e transições nos lados, deixando acabado e nivelado para a passagem de rolos vibratórios. Finalmente, eram obtidos núcleos com camadas entre 20 a 25 cm de espessura e 1m de largura (Figura 35).

- (A) Núcleo de Concreto Asfáltico, espessura de camada 0,2 m
- (B) Transição Fina, tamanho entre 0-80 mm, espessura de camada 0,20 m
- (C) Transição Grossa, tamanho entre 0-200 mm, espessura de camada 0,80 m
- (D) Enrocamento, tamanho > 80 mm, espessura de camada 2,0 m
- (E) Revestimento Asfáltico
- (F) Filtro
- (G) Pedra asfáltica
- (H) Injeções de cimento

Figura 35 - Emprego de mistura asfáltica Grossa na Barragem Stillup, Áustria (Visser 1988)

3.2.

Descrição dos Tipos de Núcleos Asfáltico (ICOLD)

Com as distintas exigências e solicitações de cada barragem foram criadas misturas asfálticas para o desenvolvimento de núcleos asfálticos empregados como vedação central. As principais definições das misturas diferem entre si pela porcentagem de betume, tamanho dos agregados e procedimentos construtivos.

a) Concreto Asfáltico Denso (DACC)

O concreto asfáltico denso é uma mistura a quente totalmente controlada e de alta qualidade de cimento asfáltico, e agregado bem graduado. É intensamente compactada em uma massa uniforme e densa dada pela especificação (ASTM D3515). No Brasil é conhecido como concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Este concreto asfáltico é definido pela mistura de agregado e asfalto, e produzido em misturadoras por bateladas (Usina de dosagem). A partir de 1988 e até a atualidade, esta mistura é empregada como núcleo asfáltico. As misturas deste tipo consideram porcentagens de betume na ordem de 4 a 7% em peso da mistura.

b) Mastique Betuminoso (BMC)

A mistura asfáltica é composta por betume e agregado com diâmetro fino que pode ser vertido quente ou frio no local de aplicação. O mastique betuminoso é compactado até se obter uma superfície lisa (Instituto de Asfalto, 2002). A barragem Vale de Gaio (1949) leva uma cortina interior de solução com mastique betuminoso, colocada sobre uma parede de alvenaria localizada no corpo central da barragem e apresenta $D_{\max} = 9,0 \text{ mm}$.

c) Argamassa Ciclópica (CMC)

Esta mistura betuminosa era empregada nos anos 1954 a 1962, e é composta em maior volume de betume, além de agregados grossos, limpos e secos que são testados pelo processo de vibração.

Na década de 60, cinco barragens foram construídas na Alemanha, França e Áustria com núcleos de 25 cm a 50 cm de espessura, e com camadas entre 50 cm a 100 cm. A barragem Henne, construída na Alemanha, de 58 m de altura e 1 m de largura de núcleo, foi construída com esta técnica nos anos 1954-1955.

d) Betume Ciclópico (CBC)

Esta técnica foi testada em barragens de pequena altura, considerando os mesmos procedimentos da argamassa ciclópica e a variação das porcentagens do betume. A composição tinha a finalidade de reduzir os custos. Os agregados

eram colocados no interior de fôrmas, e ficavam estáveis pela colocação do material de transição usado como filtro. Posteriormente, eram compactados. O núcleo da barragem GRASJO na Noruega (1969) com altura de 12 m empregou esta técnica. No entanto, não obteve sucesso.

e) Areia Betuminosa (PBSC)

A barragem de Wehebach foi construída na Alemanha em 1978 com face de concreto betuminoso e um núcleo asfáltico adicional de 80 cm de largura. A mistura foi composta por uma areia betuminosa com permeabilidade menor de 10^{-5} m/s e um processo de compactação que assegurava a compacidade de toda a camada. Este método, que apresentava um baixo custo, não foi usado como núcleo betuminoso nos anos seguintes.

f) Concreto Asfáltico Fluido (FACC)

Este tipo de técnica destinada para núcleo impermeável considera porcentagens variáveis e ainda maiores de betume, apresentando procedimentos comuns de vibração e compactação. Na Rússia, em 1988, foram construídas 3 barragens com este tipo de técnica, Boguchanskaya de 79 m de altura, Irganaiskaya de 100 m, e Telmanskaya de 140 m.

Segundo a ICOLD (1992), 59 Barragens foram construídas com Núcleos Asfálticos entre 1948 e 1992, das quais 75% empregaram Núcleo Asfáltico Denso (DACC). Foi feita uma descrição estatística das construções com Núcleos Asfálticos baseados nas informações de Veidekke (2011) que é uma empresa construtora de barragens com núcleo de concreto asfáltico no mundo. O documento apresenta uma relação atualizada de 133 barragens com núcleo de concreto asfáltico, com 89 delas construídas, 36 em etapa de construção e 6 em etapa de projeto no período 1962-2010.

A Figura 36 mostra uma estatística das barragens construídas com tipo de núcleo DACC em todo o mundo. Alemanha, China e Noruega foram os primeiros construtores destas barragens, além de serem os países que mais vezes empregaram esta técnica, juntamente com a Áustria. Outros países começaram a utilizar esta técnica pela primeira vez como o Brasil, na barragem FOZ DE CHAPECÓ.

A Figura 37 mostra a tendência de aumento das alturas com média de 50 m no início do século XX. Nos anos 2010 a 2011, este valor subiu para 60 m, com o propósito de se obter um maior nível de reservatório.

Uma visão mais específica do desenvolvimento das barragens tipo BENA com núcleos tipo DACC está apresentada na Figura 38 a Figura 40.

Figura 36 - Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA) construídas no Período (1962-2010)

Figura 37 - Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA) construídas no Período (2010-2011)

Figura 38 - Construção das BENCA nas décadas 60s e 70s

Figura 39 - Construção das BENCA nas décadas 80s e 90s

Figura 40 - Construção das BENA no mundo aos inícios do século XX.

3.3. Composição do Núcleo Asfáltico

Considerando alguma semelhança entre misturas asfálticas para pavimentação e estruturas hidráulicas, pode-se fazer uma equivalência da composição da mistura asfáltica em relação a pesos e volumes.

Segundo Roberts et al. (1996), uma compreensão básica da relação massa-volume de misturas asfálticas compactadas é importante, tanto do ponto de vista de um projeto de mistura quanto na construção em campo. É importante compreender que o projeto de mistura é um processo volumétrico cujo propósito é determinar o volume de asfalto e agregado requerido para produzir uma mistura com as propriedades projetadas (Figura 41).

Onde: V_v = volume de vazios
 VAM = vazios com ar e asfalto
 VCB = vazios cheios de betume
 $RBV = VCB/VAM$ = razão betume / vazios ar e asfalto

Figura 41 - Comparação de Pesos e Volume na definição da mistura asfáltica (Bernucci et al, 2008).

3.3.1. Betume

O betume é um material quimicamente complexo, resultante de misturas entre moléculas predominantemente de hidrocarbonetos de cadeia aberta, com algumas minorias de hidrocarbonetos cíclicos e grupos funcionais, contendo enxofre, azoto e átomos de oxigênio (Shell, 1990).

O conteúdo de betume é usualmente maior na preparação de núcleos asfálticos de barragens comparados com projetos de pavimentação.

Teoricamente, procura-se preencher os vazios entre os agregados e assim obter maiores densidades durante a compactação; tipicamente o betume apresenta conteúdos de betume maiores do que 6,5 % do peso total da mistura (Höeg,1993). Algumas barragens construídas empregaram porcentagens maiores de betume, como as barragens Storglowvatn (Noruega, 1993) com 6,7%, Neumiscau (Canadá, 2008) com 7,3% e Mora de Rubielos (Espanha, 2005) com 7,30%.

O tipo de betume é eleito quando se verifica a sensibilidade da consistência comparada com a variação da temperatura. É desejável que o betume apresente variações pequenas em suas propriedades mecânicas devido às temperaturas de serviço dos revestimentos, evitando grandes alterações de comportamento frente às variações de temperatura em sua vida útil.

Um dos métodos mais adequados é o BTDC (Bitumen Test Data Chart) ou gráfico de Heukelom (1969) que combina mudanças físicas (penetração, ponto de amolecimento e viscosidade) com a temperatura em um só espaço, Bernucci et al (2007). Nesse caso é possível distinguir três grupos de betume, classe S (S de *straight line* - linha reta) representa uma razão direta dependente entre características físicas com a temperatura. Os asfaltos classe B (*blown* – soprado) apresentam duas retas concorrentes, indicando que as propriedades em temperaturas altas não variam nas mesmas proporções do que em temperaturas menores. Nesse caso é necessária a realização de ensaios físicos de betume com diferentes temperaturas. Este tipo de análise serve para eleger o tipo de betume com solicitações de temperaturas variáveis, como ocorre na etapa de operação das barragens (Figura 42).

Figura 42 - Esquema do gráfico de Heulekom para classificação de ligantes asfálticos (Bernucci et al, 2008)

Os asfaltos da classe W (waxy – parafínico) também apresentam duas curvas no gráfico BTDC, mas têm inclinações parecidas ao caso S, embora não

alinhadas numa mesma posição do gráfico devido à influência da parafina nas condições de baixas e de altas temperaturas.

A Tabela 5 mostra as especificações de betume CAP produzido no Brasil, que foram vigentes até 2005, sendo esses números CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 e CAP 150-200 associados à faixa de penetração obtida no ensaio Bernucci et al (2008).

3.3.2. Vazios

A mistura asfáltica tem maior resistência quando tem um arranjo de partículas com graduação bem graduada e betume suficiente para cobrir os vazios. A porcentagem mínima de vazios com ar deve ser menor de 3% da mistura. Sem vazios, a mistura ficaria exposta a uma possível fluência podendo produzir-se fissuras, alterando a sua resistência e permeabilidade. A barragem Nemiscau-1 (Canadá, 2008) foi proposta com vazios menores que 2% na planta de processamento, e menores que 3% em ensaios de controle no campo.

Tabela 5 - Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo CAP, vigente até Junho de 2005 (Bernucci et al, 2008)

Características	Unidade	Valores			
		CAP 30-45	CAP 50-60	CAP 85-100	CAP 150-200
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200
Dutibilidade a 25°C, mín.	cm	60	60	100	100
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)
Ponto de fulgor, mín.	°C	235	235	235	220
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5
Viscosidade Saybolt-Furol, 135°C, mín.	s	110	110	85	70
Efeito do calor e do ar, 163°C por 5h					
Penetração, mín.	%	50	50	47	40
Variação em massa, máx.	%	1,0	1,0	1,0	1,0

O volume de ar em uma mistura está relacionado com a permeabilidade e com o comportamento mecânico, podendo ser contabilizado através da modificação do modelo reológico do betume em função da proporção de vazios da mistura (Razavi, 1989).

3.3.3. Agregados

A composição dos agregados e finos é incorporada à curva de Fuller em porcentagens de acordo com o tamanho máximo ($T_{\text{máx}}$). Höeg (1993) recomenda tamanho de grãos entre 0-16 mm ou 18 mm.

$$P = \left(\frac{d}{D} \right)^n \times 100\% \quad (10)$$

Onde: P: porcentagem de material passado em determinada peneira.

d: diâmetro da peneira.

D: diâmetro máximo do agregado.

n: expoente variável, geralmente entre 0,41 e 0,50 nos agregados de cortinas interiores de núcleo betuminoso.

O valor do índice $n = 0,50$, inicialmente proposto por Fuller, foi posteriormente alterado na década dos 60s pela FHWA para o valor de 0,45 que é utilizado para rodovias.

A porcentagem de finos presente no agregado deve-se estar entre 8 a 12%, mesmo que o material fino tenha origens distintas: solos dispersivos, cinzas volantes, cimento, cal hidratada, finos de rochas calcárias, etc.

3.4. Caracterização e Dosagem

A mistura asfáltica aplicada a núcleos de barragens foi estudada a partir de ensaios de laboratório realizados em barragens Norueguesas e resumida por Höeg (1993) e pela ICOLD no Bulletin 84 (1992).

No Brasil, foram realizadas dosagens de misturas betuminosas com fins de estudo do núcleo asfáltico (Falcão, 2007, e Ramos, 2009). Ensaios de Laboratório foram realizados com as normas DNER e DNIT para caracterizar a mistura asfáltica. O betume utilizado nestes estudos foi o CAP 50/70, devido a ser o ligante de maior uso em misturas para as obras de pavimentação, mas na construção da barragem Foz de Chapecó foi empregado o CAP 85/100.

Segundo Roberts et al (1996) uma compreensão básica da relação massa-volume de misturas asfálticas compactadas é importante tanto do ponto de vista de um projeto de mistura quanto do ponto de vista da construção em campo.

A dosagem do betume na mistura asfáltica tem uma relação inversa com o volume de vazios. O aumento de betume consegue cobrir os vazios dos minerais, mas existe um valor ótimo de betume “teor de betume” para um valor máximo de densidade na mistura.

A determinação do teor de betume e do volume de vazios (V_v) pode ser feita pelo ensaio Marshall (DNER-ME 43/95 e NBR 12891), ensaio muito antigo que foi criado por Bruce Marshall (1940) em EE.UU e é o mais utilizado até hoje em rodovias.

O ensaio Marshall, segundo o Instituto de Asfalto (1979), consiste na compactação da mistura asfáltica vertida um molde de 6,4 cm de altura e 10,2 cm de diâmetro, a uma temperatura determinada por norma, com energia de compactação incorporada por um soquete em queda livre normalizada, em forma similar aos ensaios Proctor (Figura 43). Pelo método Marshall, são obtidas as relações: Densidade-Vazios e Estabilidade-Fluência.

A relação de densidade e porcentagem de vazios fornece uma faixa de teores de betume, coincidindo em um valor ótimo (Teor Ótimo), que conduz a uma compacidade alta para o mínimo valor de vazios.

A estabilidade por fluência é referida quando a mistura asfáltica compactada está submetida a carregamentos, onde se pode provar o aumento na deformabilidade até alcançar a ruptura máxima, seguindo um valor constante de deformação no tempo (fluência). O ensaio com a prensa Marshall é realizado com cargas radiais aplicadas a amostras em formas de anel a 60 °C. A carga é aplicada através de ensaios de carga semicircular com valor constante de deslocamento de 51 mm/min até alcançar a falha. O valor de estabilidade é a máxima resistência de carga (Newton). O valor da fluência é a deformação radial total que ocorre na resistência máxima (Höeg, 1993).

a) Adição de asfalto aos agregados.

b) Homogeneização da mistura

c) Colocação da mistura no molde.

d) Compactação da mistura

e).Extração do corpo de prova do molde.

f) Medidas das dimensões de corpo de Prova

Figura 43 - Moldagem de corpo de prova tipo Marshall em Laboratório

3.5.

Comportamento Mecânico e Ensaio de Laboratório

Um aspecto importante na compressibilidade da mistura é o agregado selecionado. Misturas compostas com agregados bem graduados e pobremente graduados, originam pouca variação no módulo de elasticidade secante para 1% de deformação axial.

Ensaio triaxiais realizados em misturas betuminosas compactadas mostram um comportamento visco-elástico, no sentido que tensões elevadas provocam deformações volumétricas negativas (dilatância). A Figura 44 mostra a

diminuição da deformação volumétrica com o acréscimo do teor de betume até 8% e com σ_3 igual a 0,25 MPa (Hoeg, 1993).

Figura 44 - Influência do confinamento na Dilatância (Hoeg, 1993)

A quantidade de betume tem importância na resistência da mistura asfáltica. Com menores teores de betume, o comportamento chegaria à ruptura por fragilidade, e com maiores teores provocaria fluência por amolgamento viscoso.

Bienaimé et al (1988) comentam que o betume é um material viscoso, com comportamento dependente da temperatura e do tempo de duração da carga aplicada. Além disso, o betume tem um comportamento elástico em temperaturas mínimas e/ou carregamento de pouca duração e comportamento viscoso em alta temperatura e/ou carregamento de longa duração.

Para avaliar o comportamento mecânico das dosagens no sentido de compressibilidade e resistência são utilizados dois ensaios de laboratório, o mais antigo é o de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral (RT), e o segundo é o ensaio triaxial (axissimétrico).

O primeiro ensaio considera a importância do fissuramento e ruptura por tração na direção oposta à aplicação da carga compressiva, tendo em conta a flexibilidade e o fato de que os núcleos asfálticos deverão estar sujeitos a zonas de tração (Figura 45). Este ensaio foi desenvolvido por Lobo de Carneiro (1953) para solicitações estáticas em mostras de concreto. A descrição do ensaio segue as recomendações da norma do DNER-ME 138/94.

Figura 45 - Ensaio de compressão simples e resistência à tração (Lobo de Carneiro, 1953)

A obtenção dos parâmetros de resistência é referida às teorias de elasticidade e da Mecânica de Rochas, considerando a envoltória de Mohr-Coulomb, determinada por ensaios de compressão simples e pelo critério da teoria de Griffith, que propõe que o valor da tensão de ruptura por tração σ_t é igual a três vezes o valor da tensão de compressão σ_c .

$$RC = \frac{F}{A} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \quad (11)$$

Onde: RC: resistência a compressão simples do corpo de prova.

F: carga vertical aplicada ao corpo de prova.

h: altura do corpo de prova.

d: diâmetro do corpo de prova

Os ensaios triaxiais são executados por solicitações de carregamento axial, com tensão horizontal mantida constante. Segundo Weibiao et al (2002), Weibiao e Hoeg (2010), as tensões de confinamento devem ser 250, 500 e 1000 KPa. A condição de drenagem no ensaio é com válvulas abertas na primeira fase e fechadas na segunda, mostrando semelhança com o ensaio triaxial Adensado-Não Drenado.

Ensaio triaxiais realizados para núcleos asfálticos feitos na Noruega (NGI) consideram amostras de 10 cm de diâmetro e 200 cm de altura. Os agregados

nas misturas são previamente aquecidos durante 4 horas a 160 °C e o betume é aquecido durante 2 horas a 145 °C. Com uma temperatura entre 150 a 160 °C a mistura é colocada em um molde preaquecido de 10 cm de diâmetro e compactada em 5 camadas por 30 segundos cada camada. Este ensaio é de procedimento similar ao empregado nas rodovias. O valor da temperatura indicado nos parágrafos anteriores foi empregado para o betume tipo CAP 85/100. Em ensaios com betume de menor viscosidade, a temperatura deverá ser menor.

Hoeg (1993) e apresenta ensaios triaxiais de compressão axial em núcleos asfálticos na Noruega, onde foi incorporada a condição de temperatura de 5°C mantida constante em todo o ensaio. A carga vertical foi aumentada na razão de 2%/hora. Os ensaios foram realizados para tensões confinantes variáveis de 0,5, 1,0, e 2,0 MPa. O autor concluiu que maiores tensões confinantes σ_3 provocam menor deformação volumétrica (dilatância) com faixa de teores de betume entre 5,5 a 8,0% do peso da mistura.

A contribuição da dilatação na mistura asfáltica no interior do núcleo produz fissuramentos, os quais aumentam a possível passagem da água através destes condutos.

Segundo Kjaernsli et al (1966) e Höeg (1993), a dosagem de uma mistura de núcleo que tem característica impermeável e estrutura densa, deve apresentar faixa de valores com vazios menores a 3%, assegurando uma permeabilidade menor do que 10^{-9} cm/s.

A Figura 46 mostra os componentes do ensaio de permeabilidade, onde a mistura compactada de concreto asfáltico é colocada no permeâmetro, a amostra é selada nos lados laterais com betume e na base fica uma superfície tipo pedra porosa conectada a um tubo de uma bureta para a medição da água. O desenvolvimento do ensaio consiste em colocar água sob pressão, fechando as válvulas e medir a quantidade de volume da água na bureta.

Figura 46 - Ensaio de Permeabilidade com amostra de Concreto Asfáltico

A flexão interna devido a carregamentos e descarregamentos provocados pelas etapas de construção e enchimento é simulada por um fissuramento na mistura asfáltica, que pode se relacionar com o acréscimo em sua permeabilidade. Na Noruega foi considerado este aspecto com o fim de simular a condição submetida à flexão na zona de transição e filtros a jusante e deformações diferenciais na parte de aterros do material.

A Figura 47 mostra o ensaio de flexibilidade que é realizado com uma amostra de 30 cm de diâmetro e 6 cm de espessura, colocada em uma câmara na posição horizontal e apoiada nos extremos. O corpo de prova é selado nos bordos pelo betume, dividindo em duas metades a câmara sem deixar escapar nenhum fluxo pelos bordos. Acima é colocada água com pressão de 500 kPa, mantida constante. Na parte central da amostra, é medida a deflexão em função do tempo. Estes ensaios são feitos em condições de temperatura similar aos triaxiais de 5 °C e ensaiados sob condição de deformação controlada. Ainda assim, são observadas diferenças quando se utilizam diferentes tipos de betumes (Höeg, 1993).

Figura 47 - Ensaio de flexibilidade por pressão, amostra de concreto asfáltico (Hoeg, 1993)

3.6.

Tipos de Procedimentos Construtivos: Exemplos de Barragens

Um aspecto importante considerado pela ICOLD (1993) é o método de colocação da mistura do núcleo. Cronologicamente, tem-se:

- Tipo I : Colocação manual de mastique betuminoso
- Tipo II: Argamassa betuminosa com agregado e processo de vibração
- Tipo III: Mistura asfáltica colocada manualmente
- Tipo IV: Mistura asfáltica densa colocada com maquinaria (2ª. Geração)
- Tipo V: Mistura asfáltica densa e transição colocada com maquinaria (3ª. Geração).

Existem três tipos de procedimentos construtivos de maior aplicação, considerados por muitos autores e pela ICOLD: o Concreto Asfáltico Ciclópico, o Concreto Asfáltico Fluido ou método Russo, e o Concreto Asfáltico Denso ou Mecânico, os quais diferem quanto ao tipo de mistura asfáltica e quanto às maquinarias desenvolvidas no tempo.

O Concreto Asfáltico Denso é uma mistura de maior densidade e dutibilidade, com menor permeabilidade e baixo custo. Estas características foram alcançadas incorporando novas maquinarias a partir de 4 conceitos:

- Chassis da Máquina Pavers.
- Unidades de armazenamento da mistura betuminosa e dos materiais de transição.
- Dispositivos de nivelamento da mistura betuminosa e dos materiais

de transição.

- Dispositivos de compactação da mistura betuminosa e dos materiais de transição.

Estes componentes variaram com o tempo para a conformação das maquinarias. As maquinarias foram classificadas em três gerações, começando na Alemanha em 1962, e passando por modificação na Noruega (1990). A Figura 48 a Figura 51 mostram detalhes de algumas destas máquinas.

Figura 48 - Desenho modificado da máquina Paver (Hoeg, 2009)

Figura 49 - Máquina Pavimentadora (Hoeg, 2009).

Figura 50 - Colocação da mistura asfáltica e transição Fina (Hoeg, 2009)

Figura 51 - Processo de compactação por conjunto de rolos lisos (Hoeg, 2009)

3.6.1. Barragem de Kleine Dhuenn (Alemanha)

Segundo ICOLD Boletim 42 (1982), esta barragem marca o início das construções de Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico (BENCA). Foi construída na Alemanha no ano de 1962 com um tipo de mistura asfáltica de consistência densa (DACC) e com teores de betume entre 5,0 e 6,5% em peso da mistura. A espessura compactada das camadas foi de 0,20 m empregando maquinarias de 2ª Geração (2G), que apresentou bons resultados devido à colocação do núcleo asfáltico seguido das transições. O nivelamento e a compactação são executados por meio de três rolos compactadores.

177 m uNN

1:1,7

1:1,25

1:1,65

1:1,25

1

2

3

4

5

6

7

8

1 - Nucleo de Concreto asfáltico 4 - Canal de Recoleção e condução 7 - Enrocamento

2 - Plinto de concreto 5 - Medidor do eixo 8 - Ensecadeira

3 - Injeção de cimento 6- Tuberias de Condução

Uma laje sólida de concreto (Plinto) tem características de suporte e ligação entre o núcleo e fundação. Assim, as primeiras camadas colocadas manualmente (formas de aço) e compactadas com rolos vibratórios apresentam maior largura. Quanto a casos de filtração, era colocado um mastique asfáltico entre a superfície da laje de concreto e a primeira camada, além de injeções de cimento para proteger a fundação.

Para o controle das filtrações, foi colocado um filtro vertical (transição) no corpo da barragem, ao lado do núcleo com incorporação de drenagem longitudinal para a jusante. A partir de 1962, até o dia de hoje, esta barragem foi considerada como o modelo na aplicação de critérios sobre o projeto com misturas asfálticas densas (DACC).

3.6.2. Barragem de Storvatn (Noruega)

Baseada na experiência Norueguesa, a barragem Storvatn foi projetada para fins de abastecimento, com volume de reservatório de 10^6 m^3 , altura de 90 m e comprimento da crista de 1472 m. O núcleo asfáltico foi construído com largura variável, com 0,80 m na base e 0,50 m na crista. A inclinação de núcleo

A técnica dos noruegueses foi aplicada com a finalidade de redução das deformações e dos deslocamentos por meio da compactação, bem como a diminuição das filtrações internas. Porém, o corpo da barragem era composto por 2 tipos de transições (fina e grossa) e 2 tipos de enrocamentos compactados (fino e grosso), cobrindo o núcleo de forma simétrica. Estas tarefas de colocação, compactação e alinhamento dos materiais foram realizadas com maquinarias da terceira geração (3G) ICOLD (1992).

A espessura da camada compactada do núcleo de concreto asfáltico foi de 0,20m. Os materiais foram colocados de maneira simultânea com o núcleo. A proteção dos taludes (rip-rap) de montante consistiu na colocação individual de blocos de rochas com peso de 1,5 tn, colocados por retroescavadeiras.

A dosagem foi feita com um tipo de Betume B60 com teor ótimo de 6 %. A granulometria tem um diâmetro máximo de 16 mm e 12 % de finos e foi misturada a temperatura ótima com projeção de volume de vazios inferior a 3 %.

Após cinco anos de construção, as medições dos recalques no núcleo foram de 165 mm (0,18% da altura da barragem). Os deslocamentos horizontais máximos foram registrados no corpo de jusante, a metade da altura, e foram da ordem de 0,21 m.

Medições das filtrações forneceram um valor máximo de 10,2 l/s. Hoeg (1993) comenta que os resultados obtidos são consistentes com as barragens de Finstertal na Áustria e Megget na Escócia.

3.6.3. Barragem Nemiscau-1 (Canadá)

A barragem de Nemiscau foi considerada como um projeto de teste com o fim de obter a experiência necessária na construção deste tipo de barragem, para as construções futuras do complexo hidrelétrico La Romaine. O complexo hidrelétrico La Romaine é formado pela La Romaine-1, La Romaine-2, La Romaine-3 e La Romaine-4, como mostra a Figura 54.

Figura 54 - Vista do Complexo Hidrelétrico La Romaine (Alicescu, 2011)

Neumiscau-1 é localizada ao Norte do Rio Lawrence em Québec, Canadá, e permitiu a comprovação dos bons desempenhos de Barragens tipo BENCA. A barragem La Romaine-2 está composta por 05 diques e 01 Barragem principal com volume total de núcleo Asfáltico de 40180 m³ (Vlad Alicescu et al, 2011).

Nemiscau-1, foi desenhada para uma altura de 15 m com inclinação dos taludes 1,0V:1,8H (critério para rip-rap), com largura de crista de 7,5m e bordo livre acima do nível máximo de operação de 3,0 m (Figura 55).

2A-Tapete drenante 3-Ensecadeira 3C-Enrocamento grosso 9-Núcleo
2B-Transição grossa 3B-Enrocamento Fino 4,4A-Zona Impermeável 10-Plinto

Figura 55 - Seção transversal de Barragem Neumiscau-1 (Alicescu, 2011)

A construção da barragem Nemiscau-1 foi baseada nas experiências dos alemães e dos noruegueses das décadas dos anos 60 e 80. O emprego de maquinarias (3G) e o controle automatizado na planta de concreto asfáltico melhoraram os critérios construtivos, permitindo algumas vantagens nos prazos construtivos. A barragem Nemiscau-1 foi concluída antes do período estabelecido, sendo iniciada em maio de 2008 e finalizada em setembro de 2008.

Após a colocação do mastique betuminoso sobre a superfície do Plinto, foram colocadas as camadas de núcleo asfáltico com espessuras compactadas de 0,23 m e transição com largura de 1,55 m, compactadas por um conjunto de rolos vibratórios. As camadas iniciais foram colocadas manualmente, apoiadas nos lados laterais com fôrmas de aço (Figura 56). As demais camadas foram compactadas com a maquinaria Paver 3G. O núcleo apresentava uma espessura de 0,80m na base e 0,40m na crista, como mostra a Figura 57.

A dosagem do concreto asfáltico foi realizada nos laboratórios de Kolo Veidekke e o Norwegian Geotechnical Institute (NGI), os quais determinaram propriedades como o volume de vazios com valores menores do que 2% e teor de betume de 7,3%, empregando o método Marshall (ASTM D6926-04).

Adicionalmente, foram realizados ensaios de permeabilidade obtendo-se um valor de 10^{-8} cm/s.

A barragem Neumiscau-1 mostrou que com teor de betume relativamente elevado de 7,3%, pode-se ter um comportamento satisfatório do núcleo similar a outras barragens. A estabilidade desta construção forneceu subsídios para as construções futuras no complexo La Romaine.

Figura 56 - Construção das camadas iniciais de núcleo (Hydro-Québec, 2008)

9-Núcleo 10-Plinto 2B-Transição grossa 3B-Enrocamento Fino

Figura 57 - Detalhes da espessura variável do Plinto (Alicescu, 2011)

3.6.4. Barragem Foz de Chapecó (Brasil)

A barragem Foz de Chapecó é a primeira barragem construída no Brasil entre os anos de 2009 e 2010, que apresenta um núcleo asfáltico impermeável. Esta barragem foi considerada como uma solução chave no projeto executivo de Furnas, quando comparada com outros projetos de barragens.

A barragem Foz de Chapecó se localiza no rio Uruguai, a 6 km a montante da confluência entre as águas do rio Chapecó com o rio Uruguai, na divisa entre os municípios de águas de Chapecó e São Carlos. Na margem direita, encontra-se o Estado de Santa Catarina e Alpestre, e na margem esquerda, o Estado do Rio Grande do Sul.

A geologia regional está relacionada com a bacia Paraná a qual se encontra constituída por uma camada de rocha sedimentar coberta por uma seqüência vulcânica de origem basáltica de arenito entre 500 até 600 m (CBDB, 2009).

Além da Barragem Principal, o empreendimento é formado por um vertedouro de superfície e uma Barragem de Fechamento (de enrocamento com núcleo de argila) na margem direita, e por estruturas do circuito da geração na margem esquerda. O Circuito de Adução é composto por dois túneis de adução, um canal de adução, um reservatório de passagem; uma tomada d'água, uma casa de força e um canal de fuga, como mostram a Figura 58.

Figura 58 - Vista geral do arranjo de estruturas da UHE Foz de Chapecó (Guimarães, 2011)

A seção típica da barragem é composta por um núcleo vertical de concreto asfáltico de 0,55 m de largura colocado quase em uma posição simétrica entre as transições e o enrocamento nos lados de montante e jusante. A transição fina está composta com materiais granular com diâmetro máximo de 7,5 cm e espessura compactada de 0,20 m igual ao núcleo, a transição grossa com diâmetro máximo de 20 cm e espessura 50 cm, o enrocamento fino composto com diâmetro máximo de 50 cm e espessura 50 cm e o enrocamento grosso com diâmetro máximo de 100 cm e espessura 100 cm. A inclinação dos taludes do enrocamento foi de 1V:1.4H, mas foram incorporadas pré-ensecadeiras e enscadeiras com inclinações 1V: 1,5H; 1V:2H; 1V:3H ao corpo da barragem segundo os critérios econômicos e o tempo de execução do projeto (Figura 59).

Figura 59 - Seção Transversal da Barragem Principal (CBDB, 2009)

A fundação de maneira geral encontra-se sobre as formações Serra Central e Botucatu, as quais se apresentam cobertas de derrames basálticos, as mesmas que formaram declividade e posteriores discontinuidades na topografia do local. Especificamente os derrames basálticos predominam no domínio da formação Serra central e na área do eixo da barragem, mesmo que existam 04 sequencias de discontinuidades sub-horizontais com declinações de 0.5° (CBDB, 2009). Estes aspectos sobre as características da rocha de fundação merecerão atenções especiais.

Devido aos derrames das rochas sedimentares, a fundação foi tratada com injeções de calda de cimento, com a execução de 2 linhas de injeção de consolidação de 6 m de profundidade, colocadas a montante e jusante, e mais uma linha central de 20 m para atenuar as possíveis filtrações.

O Plinto foi composto por uma laje de concreto armado de 4 m de largura e espessura entre 0,40 a 1,50 m. Esta espessura é variável devido à formação rochosa. A laje de concreto armado foi ancorada à rocha. O plinto é projetado

por todo o eixo horizontal traçado na fundação, sua largura permite uma adequada movimentação da maquinaria Paver, tipo (3G), para os trabalhos de colocação dos materiais (Figura 60).

Figura 60 - Vista da fundação e da seção transversal do Plinto (Camargo Corrêa, 2010)

Na interface entre o plinto e núcleo asfáltico foi colocado o mastique betuminoso para aderir a superfície do plinto e as camadas superiores. O mastique betuminoso utilizado nesta barragem apresenta um betume CAP 85/100, misturado com agregados de diâmetro máximo de 3 mm. A temperatura de aplicação foi considerada entre 150°C e 180°C sendo que em zonas íngremes e próximo a ombreiras foi de 150°C.

Segundo Hoeg (1993), previamente à colocação, deve-se realizar a limpeza e secagem da superfície do plinto, sendo depois incorporada uma quantidade de ácido clorídrico. Guimarães (2011) comenta que na Barragem Foz de Chapecó só foi utilizada água sob pressão para a limpeza do plinto (Figura 61). A Figura 62 ilustra a aplicação do mastique betuminoso.

Figura 61 - Limpeza da superfície do Plinto (Guimarães, 2011)

Figura 62 - Aplicação do Mastique Betuminoso (Guimarães, 2011)

Humes (2010) comenta que foram realizados muitos ensaios para definir a granulometria dos agregados, o teor de betume e o tipo e porcentagem de “filler”. Estes ensaios foram desenvolvidos nos laboratórios do Centro Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas, em Goiás, e no Laboratório da Norwegian Geotechnical Institute (NGI) em Oslo.

A rocha basáltica sã foi utilizada para preparar todos os materiais de agregados com exceção do *filler* que foi composto por rocha calcária. A granulometria atendeu a curva de Fuller com diâmetro máximo 19 mm. O tipo de betume produzido no Brasil para testar as amostras foi CAP 50/70 e CAP 85/100. Para a preparação e compactação das misturas asfálticas, foi utilizado o Método Marshall que propôs um teor de betume 5,0 a 7,0% em peso.

Segundo a NGI, os resultados dos ensaios apresentaram uma faixa de teores de betume entre 6,1% até 6,7%, e distribuição granulométrica que cumpre a curva de Fuller com diâmetro máximo de 16 mm e com a adição de 50% de pó de calcário. A Figura 63 mostra os resultados recomendados pelos laboratórios da NGI que definiram uma faixa do teor asfáltico de 6% com $\pm 3\%$. Com esse teor, tem-se uma permeabilidade inferior a 10^{-8} cm.s.

Figura 63 - Densidade aparente da mistura asfáltica para diferentes teores de betume (Humes, 2010)

Alguns aspectos devem ser ressaltados na construção da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico UHE Foz de Chapecó:

- Emprego de mistura asfáltica densa (DACC), preparada por dosagem.
- Colocação e compactação com maquinaria Paver (3G).
- Controle da temperatura nas atividades de colocação dos materiais.
- Controle de qualidade por meio de pistas experimentais, e ensaios de laboratório e campo.
- Emprego de Usina de Asfalto, para a produção contínua e calibrada da mistura de asfalto seja utilizada nas pistas experimentais e núcleo. A Usina utilizada foi do tipo Gravimétrica com 70 a 80 t/h.

A Figura 64 a Figura 68 apresentam detalhes construtivos da barragem Foz do Chapecó. O emprego da maquinaria Paver tipo (3G) facilitou a colocação das camadas superiores depois da colocação por meios manuais.

Figura 64 - Colocação inicial das camadas da mistura no fechamento das estruturas (Camargo Corrêa, 2010)

Figura 65 - Aplicação da mistura asfáltica nas juntas (Camargo Corrêa, 2010)

Figura 66 - Espalhamento do material de transição (Guimarães, 2011)

Figura 67 - Vista atualizada da máquina Paver utilizada na Foz de Chapecó (Guimarães, 2011)

A maquinaria contém duas armazenagens, uma é abastecida de material granular fino na parte traseira através de uma retroescavadeira, e a outra, que é usada para a mistura asfáltica, localiza-se na parte dianteira e é abastecida por uma carregadeira acoplada (Figura 68).

Figura 68 - Aplicação da mistura asfáltica e abastecimento (Camargo Corrêa, 2010)

A compactação foi realizada por três rolos vibratórios que seguem o processo da maquinaria Paver. Dois deles com pesos entre 15 a 25 KN compactaram as transições com 4 passadas em duas faixas, e um rolo vibratório de peso 7 a 10 KN no núcleo com 8 passadas. O inconveniente ainda discutido é a distribuição do esforço de compactação por meio de vibração, ou seja, as

transições recebem maior vibração, que é transmitida para as zonas mais dúcteis originando amolgamento no núcleo (Figura 69).

Os resultados destes procedimentos construtivos mostraram um rendimento de 204 camadas lançadas de 23,9 cm de espessura média com três camadas por dia. A velocidade de construção simultânea com esta maquinaria foi de cerca de 120 m/hora.

Figura 69 - Processo de compactação final das camadas (Camargo Corrêa, 2010)

Com o objetivo de conferir as características e propriedades dos materiais granulares e mistura asfáltica propostos pela NGI, foram realizados ensaios de laboratório e a preparação de 3 pistas experimentais com os seguintes objetivos:

- Ajustar a produção da mistura asfáltica na Usina Gravimétrica.
- Simular as condições da colocação e compactação da mistura.
- Obter resultados e verificar alguns defeitos no caso da aplicação do tipo de betume, aspectos da compactação e rendimento em condições de chuva.

A extensão de cada pista foi de 25 m e largura de 3,45 m, de forma a permitir a movimentação da maquinaria Paver (Figura 70). Todas as pistas apresentavam 4 camadas compactadas. Os parâmetros da dosagem de núcleo para as pistas experimentais foram realizados nos mesmos laboratórios comentados anteriormente entre maio de 2008 e setembro de 2009. Os resultados das pistas 1 e 2 serviram como base para a pista definitiva 3.

Bernucci et al (2008) afirmam que para o concreto asfáltico utilizado em camadas de rolamentos, a RBV (quantidade de vazios dos minerais cobertos

com betume) deve ficar entre 75 e 82%. Na pista experimental 3, as dosagens 1 e 2 tem RBV superior a 90% o que pode expressar uma mistura de maior densidade (Tabela 6).

Tabela 6 - Resultados gerais dos parâmetros físicos obtidos na pista definitiva 3 com dosagem 1 e 2 respectivamente.

Parâmetros	Dosagem	CAP (%)	Filler (%)	Gmb (g/cm ³)	Gmm (g/cm ³)	V _v (%)	RBV (%)
Media	1	6,7	19,6	2,559	2,601	1,6	91,4
	2	6,6	18,8	2,560	2,601	1,5	91,6

Figura 70 - Colocação e compactação das pistas experimentais (Guimarães, 2011)

A Figura 71 apresenta uma ficha do controle tecnológico do núcleo asfáltico da barragem Foz do Chapecó. Na Tabela 7, apresenta-se a frequência dos ensaios no campo aplicados no corpo da barragem Foz de Chapecó.

BARRAGEM PRINCIPAL

Controle Tecnológico do Núcleo Asfáltico

FURNAS
CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.
Controle Tecnológico Foz do Chapecó

BARRAGEM PRINCIPAL - 4ª Parada

Data da construção: 24/02/2010 (camada Nº 115 com 22 cm e Camada Nº 116 com 25 cm)
Extração dos corpos-de-prova: 28/02/2010 (período noturno).

Cota do Topo:	246,50			246,50			246,50
Estaca:	34+7,2			38+4,10			46+3,5
Corpo-de-prova:	B 23			B 26			B 28
Camada 116							
Camada 115							

Camada	CP	Resultados das amostras compactadas no laboratório - Lançamento								Resultados das amostras extraídas na barragem							
		Registro	Estaca coleta	CAP (%)	Filler (%)	Temperatura (°C)	Gmb (g/cm³)	Gmm (g/cm³)	Vv (%)	Volume de vazios							
						Lançamento	Laboratório			A	B	C	D	E	F	G	Média
116	B-23	05/14/10	34+7,2	6,08	13,7	162,0	2,579	2,620	1,6	1,33	1,45	1,64	1,49	-	-	-	1,48
	B-26	05/17/10	38+4,1	-	-	-	-	-	-	0,89	0,96	1,36	1,32	-	-	-	1,13
	B-28	05/19/10	46+3,5	6,26	14,3	160,0	2,577	2,607	1,2	1,29	1,91	1,26	1,04	-	-	-	1,38
115	B-23	05/14/10	34+7,2	6,28	12,8	173,0	2,593	2,612	0,7	-	-	-	-	1,17	0,64	1,48	1,10
	B-26	05/17/10	38+4,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,49	0,70	1,55	1,25
	B-28	05/19/10	46+3,5	6,18	14,9	162,0	2,582	2,617	1,3	-	-	-	-	1,04	1,30	1,18	1,17

Obs: A=topo e D=base (camada 116)
E=topo e G=base (camada 115)

Figura 71 - Controle tecnológico do corpo da barragem principal (Camargo Correa, Furnas 2010)

Tabela 7 - Frequência diária e mensal dos ensaios no campo aplicados no corpo da barragem Foz de Chapecó

Frequência Diária	Frequência Mensal
-Verificação da espessura das camadas (20 a 25 cm após compactação). -Controle da temperatura em: ✓ Na Usina $\leq 177^{\circ}\text{C}$ ✓ No silo da carregadeira $\geq 150^{\circ}\text{C}$ ✓ Na compactação $140^{\circ}\text{C} \leq T \leq 173^{\circ}\text{C}$ -Ensaio da massa asfáltica para determinação: ✓ Teor de asfalto $6,0\% \leq \text{CAP} \leq 6,6\%$ ✓ Granulometria da mistura ✓ Índice de vazios $\leq 3,0\%$	-Temperatura na extração dos corpos de prova inferior a 40°C -Verificação da visual das juntas entre camadas e integridade do Núcleo: -Teor de asfalto $6,0\% \leq \text{CAP} \leq 6,6\%$ -Índice de vazios $\leq 3,0\%$ -Compressão axial e triaxial -Permeabilidade -Índice de vazios $\leq 3,0\%$

Um resumo geral que considera as diferentes barragens estrangeiras (Alemanha, Noruega, Canadá e Brasil) que utilizaram a mistura asfáltica densa na aplicação do núcleo asfáltico ressalta os seguintes aspectos:

- A mistura asfáltica tem o conceito da propriedade densa, impermeável, dúctil e trabalhável, além de ser composta por um tipo de Betume produzido em cada um dos países.
- A compressibilidade cada vez foi alcançando menores valores pela seleção dos materiais, camadas de tamanhos menores e compactação e molhagem nos enrocamentos. Conseguindo comportamentos tensão deformação mais estáveis.
- No início, o controle das filtrações era realizado por galerias de drenagem considerando um custo adicional na obras, mas algumas barragens optariam pelas injeções de cimento e caldas de cimento ou cortinas impermeáveis.
- Os critérios de colocação e compactação foram mudando com o emprego das gerações das maquinarias.
- Com a demanda de obter maiores capacidades de reservatório, foram adotados núcleos asfálticos mais esbeltos com uma média de 0,50 m (mínimo) e teores numa faixa entre 5,5 a 8 % em peso da mistura.
- Até os dias de hoje, não foram encontradas barragens com núcleo asfáltico com possibilidade de colapso.
- O comportamento destas barragens com relação às solicitações estáticas e dinâmicas foi estudado, mostrando bons resultados.

Os conceitos relativos às construções de barragens com núcleo asfáltico foram mudando ao longo do tempo. A Tabela 8 reúne as vantagens e desvantagens próprias destas estruturas.

Tabela 8 - Vantagens e desvantagens das misturas asfáltica na utilização das Barragens de núcleo asfáltico (Ref. Barragens Foz de Chapecó e estrangeiras).

Vantagens	Desvantagens
<p>-Menor compressibilidade devido a camadas compactadas com molhagem de menor espessura.</p> <p>-Utiliza um tipo de dosagem composta por agregados, filler e betume.</p> <p>-Camadas com qualidades densas e teor adequado são impermeáveis e flexíveis na sua colocação.</p> <p>-Colocação rápida das camadas de nivelamento e pré-compactação.</p> <p>-A colocação de núcleo e transições finas é feita por uma maquinaria Paver.</p> <p>-Pode-se trabalhar em condições de clima chuvoso.</p> <p>-Análise estáticos e dinâmicos realizados por elementos finitos a barragens com núcleos verticais e inclinados apresentam resultados adequados.</p> <p>-A compactação final é feita por um conjunto de rolos vibratórios.</p> <p>-A mistura asfáltica é preparada em usina gravimétrica obtendo maior produção enquanto à qualidade em sua preparação.</p>	<p>-Descontrole da molhagem provoca menor resistência na rocha (Terzagui, 1943).</p> <p>-As colocações das primeiras camadas são realizadas manualmente, variando o rendimento.</p> <p>-Colocação manual da mistura em ombreiras e fechamento da barragem principal pode provocar filtrações.</p> <p>-A preparação, colocação e compactação do núcleo são governadas pela temperatura a qual deve ser a indicada continuamente, podendo a camada ser removida.</p> <p>-Amostragem com paralisação de trabalhos (ref. 3 dias) pelo resfriamento do núcleo.</p> <p>-Nº de Passadas variáveis dos rolos lisos até alcançar o valor de vazios <3%.</p> <p>-Rolo vibratório com diferente esforço de compactação provoca estreitamento nas faces verticais do núcleo.</p> <p>-Produção com usina gravimétrica deverá ser ajustada com pistas experimentais.</p>

4 Ferramenta Computacional e Análises Preliminares

O Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido utilizado com maior frequência na prática da Engenharia, tendo em vista a sua capacidade de simular diversas situações de projeto, assim como de incorporar diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos. Bathe (1982) descreve os fundamentos da teoria de elementos finitos. Potts e Zdravkovic (1999) apresentam aplicações do método dos elementos finitos nas análises de problemas geotécnicos.

No presente trabalho, não são abordados os aspectos relativos à teoria de elementos finitos, uma vez que o foco é a utilização de um programa comercial para a reprodução e previsão do comportamento de barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico. Este programa já foi testado e validado, não sendo necessária a incorporação de sub-rotinas de cálculo.

O programa Plaxis consiste em um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode-se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo (Brinkgreve, 2002).

4.1. Programa Computacional Adotado: PLAXIS 2D

O programa Plaxis funciona em ambiente Windows, com uma interface bastante amigável com o usuário. A estrutura computacional do programa é dividida em 4 sub-programas: input, calculation, output, e curves.

O primeiro sub-programa consiste em uma sub-rotina de entrada de dados (input). Nesta etapa, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno. Define-se, também, o tipo de problema, que pode ser: Axissimétrico, quando apresenta um eixo de simetria axial; ou Estado plano de deformação, quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais.

Problemas de deformação plana são muito utilizados em análises de obras geotécnicas, como túneis, barragens, fundações corridas, etc. Fisicamente, tal estado ocorre em estruturas longas com carregamento uniforme ao longo da maior dimensão.

As condições de contorno do problema podem ser definidas através de forças ou deslocamentos prescritos. O programa permite a adoção de carregamentos distribuídos, em linha e pontuais, e a prescrição de deslocamentos nulos ou não.

Definidas a geometria, as condições de contorno e as propriedades dos materiais, procede-se à geração da malha de elementos finitos.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa com elementos de 6 ou 15 nós. Os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Neste caso, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). No caso de elementos de 15 nós, a interpolação é de quarta ordem, e a integração envolve 12 pontos de tensão (Brinkgreve, 2002). A malha pode ser refinada global ou localmente de acordo com as necessidades do problema.

O segundo sub-programa (Calculation) permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: Plastic (carregamento plástico), Consolidation (adensamento), e Phi-c Reduction (determinação do fator de segurança).

Assim, como na prática da Engenharia, o programa permite, na fase de cálculo, a simulação de carregamentos e descarregamentos imediatos, ou em tempos pré-estabelecidos, e a introdução de períodos de adensamento. A sub-rotina de cálculo pode ser dividida em um número de etapas, de forma a reproduzir fielmente o processo construtivo no campo.

No terceiro sub-programa (Output), o usuário obtém os resultados, e a malha deformada. Podem ser avaliadas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos, e os pontos de plastificação.

Os resultados podem ser visualizados a partir da interface gráfica, ou em forma de tabelas. Cabe ressaltar que a convenção de sinais utilizada no programa Plaxis é diferente da usual em Geotécnica, considerando as tensões de tração positivas.

Finalmente, o quarto sub-programa (Curves) permite a geração de curvas de tensão vs deformação, força vs deslocamento e trajetórias de tensão ou

deformação para pontos pré-selecionados na fase de cálculo. A geração das curvas pode ser executada para diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos em um mesmo gráfico, facilitando a interpretação dos resultados.

4.2. Modelos Constitutivos

Diversos Modelos Constitutivos são aplicados em Geotecnia para representar condições de contorno, rigidez, anisotropia, níveis de tensões e deslocamentos, assim como outras características que envolvem cada tipo problema. A escolha do modelo constitutivo representativo é fundamental para a garantia da qualidade dos resultados. O enrocamento apresenta um comportamento inelástico, não linear e dependente da história de tensões, sendo um modelo não linear mais realista para análises de barragens de enrocamento. Neste trabalho, optou-se por iniciar as análises com um modelo constitutivo simples, como o Linear Elástico, e comparar o comportamento previsto, com o obtido por outros modelos mais próximos à realidade.

4.2.1. Modelo Linear Elástico

Para um estado de tensões uniaxial, o carregamento varia linearmente com as deformações. Desta forma, haverá uma relação entre a tensão e a deformação, conhecida como Lei de Hooke e expressa por:

$$\varepsilon_x = \left(\frac{1}{E} \right) \cdot \sigma_x \quad (17)$$

Sendo E = módulo de elasticidade ou módulo de Young.

No caso tridimensional de tensões, a lei constitutiva pode ser generalizada:

$$\sigma = [C_{ij}] \cdot \underline{\varepsilon} \quad (18)$$

Onde $[C_{ij}]$ é a matriz de elasticidade que relaciona a deformação e a tensão.

Os parâmetros elásticos do modelo Linear Elástico são definidos pelo Módulo de Young (E) e pelo Coeficiente de Poisson ν . A matriz de elasticidade pode, então, ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} \quad (19)$$

O modelo linear elástico tem sido largamente empregado devido à sua simplicidade, apesar de apresentar uma série de limitações, como não prever ruptura, deformações permanentes e dilatação. Para uma primeira tentativa de análise, no entanto, este modelo é bastante utilizado.

Penman et al (1971) propuseram o modelo linear elástico para a previsão de recalques que ocorrem durante a construção de barragens, a partir do Método da Compressibilidade Equivalente. Este método consiste na idealização de que o estado de carregamento no interior da barragem pode ser simulado por ensaios de compressão unidimensional, como mostra a Figura 72.

Figura 72. Método da compressibilidade equivalente (Penman et al, 1971)

O valor da compressibilidade equivalente é definido como aquele que fornece o deslocamento final correto em um ponto situado à meia altura do corpo da Barragem. Para análise de barragens, deve-se dividir a seção transversal da mesma em fatias verticais e calcular o módulo equivalente em função da altura de cada fatia. A determinação do Módulo de Elasticidade (E) pode ser feita a partir de uma relação com o módulo de compressibilidade (m_v):

$$E = \frac{1}{m_v} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (23)$$

As primeiras aplicações do Método dos Elementos Finitos em Barragens deram bons resultados, principalmente na simulação da etapa construtiva (Penman e Charles, 1973). Na etapa de Enchimento, no entanto, as cargas unidimensionais não foram representativas.

4.2.2. Modelo Mohr-Coulomb

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb integra a categoria dos modelos elastoplásticos. O princípio básico da elastoplasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e plástica. No comportamento elástico, as deformações são recuperadas, ou seja, são reversíveis, enquanto a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis (Figura 74).

O modelo Mohr-Coulomb é incorporado ao Programa PLAXIS 2D e é utilizado em análises de comportamento elástico perfeitamente plástico. Este modelo representa a ruptura por cisalhamento de solos e rochas, a partir do Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb (Figura 73). Este modelo é assim designado, devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr-Coulomb; ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (Brinkgreve, 2002).

A envoltória de resistência relaciona a resistência ao cisalhamento do material aos níveis de tensões impostos. Esta resistência dependerá da composição dos materiais, e é representada pelos parâmetros de resistência c' (intercepto coesivo) e ϕ' (ângulo de atrito), a partir da relação:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (24)$$

Figura 73. Envoltória de Ruptura segundo o critério de Mohr-Coulomb

Figura 74. Critério Básico do Modelo Elástico perfeitamente Plástico

4.2.3. Modelos Não Lineares

O comportamento dos materiais no corpo de uma Barragem pode ser melhor representado por um modelo Não Linear Elástico, devido à tendência não linear da curva tensão-deformação. Os modelos Não Lineares são predominantemente usados na etapa de final do Enchimento do reservatório.

4.2.3.1. Modelo Hiperbólico

Segundo a ICOLD (1986), o modelo Hiperbólico foi proposto por Kondner (1963), e teve sua primeira aplicação por Kulhawy et al (1969). Posteriormente, este modelo foi desenvolvido por Duncan e Chang (1970). A lei hiperbólica de tensão-deformação está apresentada na Figura 75, e é expressa pela eq.27:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1} \quad (27)$$

Onde: $a = \frac{1}{E_i}$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

E_i = módulo de elasticidade inicial

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ = tensão desviadora última

σ_f = tensão final

Figura 75. Curva Hiperbólica de Tensão-Deformação em ensaio triaxial (Veiga Pinto, 1983)

Janbu (1963) sugeriu a incorporação da tensão confinante na composição do Módulo de Elasticidade Inicial:

$$E_i = K.Pa.\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad (28)$$

Onde:

K, n = parâmetros do modelo

Pa = Pressão Atmosférica ($101,3 \text{ kN/m}^2$)

Com o fim de determinar os parâmetros K e n , a equação anterior é expressa em forma linear, como mostra a Figura 76. Assim, o valor de K é determinado para $\log(\sigma_3/Pa) = 1$:

$$\log\left(\frac{E_i}{Pa}\right) = \log K + n.\log\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad (29)$$

Figura 76. Variação do Módulo Elástico Inicial com a tensão confinante (Veiga Pinto, 1983)

No modelo hiperbólico, a curva tensão-deformação é representada por uma hipérbole quase perfeita, devido a uma razão de resistência que é medida pelo parâmetro R_f . Segundo Duncan et al (1980), os valores R_f usados na prática estão entre 0,6 a 0,9.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (30)$$

A tensão na ruptura pode ser expressa em função dos parâmetros de resistência, pela expressão:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2.c.\cos\phi + 2.\sigma_3.\text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (31)$$

Materiais como enrocamento podem apresentar uma diminuição de ângulo de atrito, com o aumento da tensão confinante. Segundo Duncan et al (1980), a variação do ângulo ϕ pode ser expressa por:

$$\phi = \phi_o - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad (32)$$

Os valores de ϕ_o e $\Delta\phi$ podem ser determinados da reta semi-logaritmica ϕ vs $\log(\sigma_3/Pa)$, apresentada na Figura 77.

Figura 77. Variação do ângulo de resistência ao cisalhamento com a tensão confinante (Veiga Pinto, 1983)

Na etapa de rebaixamento do reservatório, podem-se produzir condições de descarregamento e recarregamento no interior do corpo da Barragem sendo necessário considerar variações de Rigidez (Figura 78). Além disso, os materiais sofrem variações em seus níveis de tensões, acarretando em deformações irreversíveis. Estas condições podem ser previstas pelo Módulo de

recarregamento e descarregamento (E_{ur}) que é uma relação elástica dependente da tensão confinante:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (33)$$

Figura 78. Módulo de Rigidez em estados de carregamento e descarregamento (Veiga Pinto, 1983)

O Módulo Tangente Inicial E_i é determinado pela curva Tensão-Deformação e está relacionado com a derivada da tensão desviadora pela deformação produzida ε_1 , podendo ser expresso como função de R_f , c e ϕ :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right]^2 \cdot E_i \quad (34)$$

Na maioria dos projetos de barragens de enrocamento, adota-se o modelo hiperbólico, tendo em vista a sua proximidade com o comportamento não linear dos materiais e a melhor resposta nas etapas de enchimento. Neste caso, faz-se necessária a determinação de sete parâmetros: ϕ , C , $\Delta\phi$, R_f , K , K_{ur} , m .

4.2.3.2.

Modelo Hardening Soil

Brinkgreve (2002) destaca que no modelo Hardening-Soil, diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais podendo ser expandida devido a deformações plásticas. O

modelo apresenta dois tipos de endurecimento: por cisalhamento e por compressão. O endurecimento por cisalhamento é usado para modelar deformações plásticas causadas por um carregamento primário desviatório. Por outro lado, o endurecimento por compressão é usado para modelar deformações plásticas causadas por uma compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico.

Quando submetido a um carregamento primário desviatório, o solo apresenta um decréscimo de rigidez e desenvolvimento de deformações plásticas irreversíveis. No caso especial de ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial e a tensão desviatória pode ser aproximada a uma hipérbole. O modelo Hardening-Soil difere do modelo hiperbólico descrito por Duncan e Chang (1970), visto que ele usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação.

As principais características do modelo Hardening Soil são as seguintes:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório;
- Deformações plásticas devido à compressão primária;
- Comportamento elástico no descarregamento e no recarregamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

Num ensaio triaxial drenado, a relação hiperbólica entre as deformações ε e as tensões desviadoras q , ilustrada na Figura 79, é descrita pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (35)$$

onde: q_a é o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento.

O parâmetro E_{50} é o módulo de Young correspondente, para uma determinada tensão confinante σ_3 , e é obtido pela seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (36)$$

Onde: E_{50}^{ref} é o módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura, para uma tensão confinante de referência p_{ref} .

A potência m varia de 0,5 (siltes e areia) a 1,0 (argila mole). Ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade, no modelo *Hardening* não existe uma relação fixa entre o módulo oedométrico e o módulo de Young, sendo eles independentes. O módulo oedométrico é dado pela seguinte expressão:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (37)$$

Figura 79. Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002).

O Modelo Hardening Soil pode ser usado na análise do comportamento do corpo de barragens, uma vez que este modelo incorpora a formulação do modelo hiperbólico e os parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.

4.3 Calibração do Modelo: Barragem Megget (Escócia)

Durante os anos 1975 a 1983 na Inglaterra foram estudados seis barragens com elementos impermeáveis do tipo betuminoso, com núcleo de concreto asfáltico, como a Barragem Megget. Esta barragem foi considerada neste estudo devido às seguintes características:

1. Apresenta uma geometria com pendentes de taludes estáveis.
2. Materiais do enrocamento apresentam resultados de ensaios de laboratório.
3. Emprega o método da previsão dos deslocamentos na etapa da construção, a qual foi simulada pelo ensaio de compressão unidimensional.
4. Medições realizadas cobrindo a maior extensão na zona de jusante.
5. Deslocamentos máximos verticais nas etapas de construção e primeiro enchimento foram previstos empregando métodos de elementos finitos.

A análise da Barragem Megget foi realizada com o método dos Elementos Finitos, sendo a mesma metodologia usada em análises atuais como a Barragem Yele construída na China 2010.

No presente trabalho, foi selecionado um caso documentado apresentado na literatura, Barragem Megget, para a calibração dos resultados numéricos, buscando-se um modelo representativo de barragens de enrocamento.

Para tanto, os resultados da instrumentação de campo (deslocamentos horizontais e verticais) foram confrontados com as previsões numéricas.

O reservatório Megget foi construído na Escócia no ano de 1982. A seção transversal principal do reservatório, ilustrada na Figura 80, apresenta uma altura de 56 m, com taludes com declividade de 1:1,5 a montante, e entre 1:1,5 a 1:2,1 a jusante. O reservatório Megget consiste em uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico (BENCA). A estabilidade da barragem depende da composição do enrocamento e das transições centrais.

Segundo Gallacher (1988), a barragem Megget foi monitorada nas etapas de construção e em diferentes etapas de enchimento, até o nível de operação de 50m. Os medidores foram colocados em 3 níveis horizontais a jusante e entre o núcleo e a casa de controle, como mostra a Figura 81. As leituras dos pontos de controle foram interpretadas por Penman e Charles (1985). Estes resultados foram transformados em deslocamentos verticais e horizontais, expostos na Tabela 9 e na Tabela 10.

Figura 80. Seção transversal principal do Reservatório Megget (Gallacher, 1988)

Figura 81. Localização dos Pontos de Controle a Jusante da Barragem Megget (Gallacher, 1988)

Tabela 9. Deslocamentos verticais e horizontais medidos em campo durante a construção (mm)

Medidor A			Medidor B			Medidor C		
Pto.	H	V	Pto.	H	V	Pto.	H	V
0	7	15	0	-5	25	0	-3	26
1	7	72	1	-5	39	1	-3	45
2	6	80	2	2	53	2	4	32
3	4	94	3	-7	69	3	-1	44
4	6	113	4	-7	72	4	0	41
5	-1	109	5	-7	81			
6	-6	95						

Tabela 10. Deslocamentos verticais e horizontais medidos em campo durante o enchimento (mm)

Medidor A			Medidor B			Medidor C		
Pto.	H	V	Pto.	H	V	Pto.	H	V
0	6	9	0	12	8	0	20	9
1	10	11	1	17	7	1	20	5
2	12	14	2	18	8	2	20	11
3	13	18	3	19	6	3	19	10
4	17	15	4	21	11	4	19	8
5	20	12	5	23	11			
6	21	14						

4.3.1. Metodologia de Análise

Algumas considerações importantes devem ser ressaltadas na simulação:

1. Na fase de introdução da geometria, procurou-se estabelecer uma seção transversal principal semelhante à encontrada na literatura. A fundação foi substituída por apoios de 2º gênero, não sendo admitidos recalques da fundação;

2. Na simulação com o Plaxis 2D, foi considerado o estado plano de deformações;

3. A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente com elementos de 15 nós, e malha fina, com a finalidade de obter resultados mais acurados;

4. A seção da barragem foi subdividida em 8 camadas horizontais de 7,0 m de espessura, como mostra a Figura 82. Estudos realizados por Clough e Woodward (1967) mostram que o número de camadas consideradas em uma análise de elementos finitos deve estar entre 7 a 14 camadas. Naylor et al (1981) consideram que uma maior aproximação nos resultados em grandes barragens pode ser alcançada com 10 camadas.

Figura 82. Seção transversal adotada na simulação: Barragem Megget.

Em uma análise preliminar, foi empregado o modelo constitutivo linear elástico, tendo em vista a sua simplicidade. Posteriormente, foi adotado o modelo Hardening Soil Model (HSM), aplicado a materiais de comportamento não linear.

A Tabela 11 reúne os parâmetros adotados para o enrocamento, transições e núcleo, considerando-se o modelo linear elástico. Os parâmetros destes materiais foram definidos de acordo com o tipo da rocha conglomerado-granítica e compactados em camadas de 0,40 m (Hooke, 1980). Para o concreto asfáltico, os parâmetros foram obtidos a partir de Ramos (2009).

Tabela 11. Parâmetros dos Materiais: Modelo Linear Elástico

Material	γ (KN/m ³)	E (MPa)	ν
Enrocamento	20,0	300	0,35
Transições	18,0	10	0,35
Núcleo	24,0	30	0,40

Os parâmetros do modelo hiperbólico para os mesmos materiais foram obtidos na literatura (Duncan et al, 1980) e estão listados na Tabela 12. Uma vez conhecidos os parâmetros do modelo hiperbólico, podem ser obtidos os parâmetros do modelo HSM por correlações Tabela 13.

Tabela 12. Parâmetros dos Materiais: Modelo Hiperbólico

Materiais	K_i	K_{ur}	n	m	R_f	c' (KPa)	ϕ' (°)
Enrocamento	1.600	3.200	0,65	0,5	0,9	0,0	45
Transições	180	360	0,45	0,5	0,9	0,0	30

Tabela 13. Parâmetros dos Materiais: Modelo Hardening Soil Model (HSM)

Materiais	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	E_{50}^{REF} (MPa)	E_{OED}^{REF} (MPa)	E_{ur}^{REF} (MPa)	m
Enrocamento	20	21	180	150	540	0,65
Transições	18	19	20	20	60	0,50

Os deslocamentos horizontais e verticais previstos numericamente foram comparados aos medidos em campo, em diferentes pontos da barragem. Para apresentação dos resultados, foram estabelecidas seções horizontais e verticais, como mostra a Figura 83. Cada seção intercepta pontos onde foram feitas medições de campo. Por exemplo, a seção 7-7 intercepta os pontos de medição 0, 1, 2, 3, 4, 5 e 6, sendo possível estabelecer perfis de deslocamentos. A Tabela 14 apresenta a localização das diferentes seções.

Na fase de cálculo do programa, foram introduzidas as 8 camadas construtivas. Uma das considerações comumente aplicadas em simulações numéricas pelo método de elementos finitos é de zerar os valores dos deslocamentos produzidos ao final da introdução de cada camada, com base na técnica incremental de aplicação de carregamento desenvolvida por Clough e Woodman (1967).

Figura 83. Seções verticais e horizontais localizadas a jusante da Barragem Megget.

Tabela 14. Localização das seções verticais e horizontais a Jusante

Seção		Localização
Vertical	1-1	Transição (1,50 m do eixo do núcleo)
	2-2	Enrocamento (15 m do eixo do núcleo)
	3-3	Enrocamento (42 m do eixo do núcleo)
	4-4	Enrocamento (52 m do eixo do núcleo)
Horizontal	5-5	Elevação = 44 m
	6-6	Elevação = 32 m
	7-7	Elevação = 16 m

4.3.2.

Apresentação dos Resultados

Os itens subsequentes apresentam a comparação entre os deslocamentos horizontais e verticais, previstos e medidos, para as fases de final de construção e enchimento do reservatório.

4.3.2.1.

Final da Construção

Na etapa construtiva, cada camada introduzida gera deslocamentos verticais e horizontais, decorrentes da sobrecarga imposta pelo peso próprio da camada. Ao final da construção, é fundamental o conhecimento dos deslocamentos verticais, especialmente na metade da altura da barragem.

A compressibilidade gera maiores deslocamentos verticais a meia altura da barragem, seguindo uma curva parabólica, com rigidez muito alta na parte inferior e no extremo superior (Law, 1975), como mostra a Figura 84.

Figura 84. Perfil parabólico com maior deslocamento vertical na metade da altura da barragem (Law, 1975)

a) Deslocamentos Verticais

A Figura 85 compara os deslocamentos verticais previstos e medidos na Seção Vertical 1-1. De acordo com a Figura 83, esta seção dista 1,5 m do eixo do núcleo. Os resultados mostram um ajuste satisfatório dos resultados, quando se adota o modelo Hardening Soil, que permite reproduzir o comportamento não linear. Observa-se também, a tendência de maiores deslocamentos verticais a meia altura da barragem, como reportado na literatura (Law, 1975).

O deslocamento vertical máximo medido no campo foi de 96 mm na metade da altura da barragem, e o valor previsto numericamente foi de 94 mm, obtido pelo modelo Hardening Soil. Com a adoção do modelo linear elásticos, os deslocamentos previstos foram 1,5 vezes inferiores. Penman e Charles (1988) encontraram valores de deslocamentos verticais similares na análise das barragens Megget, Winscar e Scammonden.

Figura 85. Deslocamentos verticais medidos e previstos na transição (1,5 m do eixo)

Os deslocamentos verticais obtidos na Seção Horizontal 6-6 confirmam o ajuste adequado entre deslocamentos verticais medidos e os resultados da simulação, quando se adota o modelo HSM.

Cabe ressaltar que os modelos constitutivos adotados (Linear Elástico e Hardening Soil) apresentam tendência de comportamento similar. No entanto,

para o mesmo nível de tensões, o modelo linear elástico apresenta um comportamento mais rígido.

Figura 86. Deslocamentos verticais medidos e previstos na Seção 6-6

b) Deslocamentos Horizontais

A Figura 87 apresenta os deslocamentos horizontais previstos e medidos na seção vertical 1-1, distante 1,50 m do eixo do núcleo. Observa-se que os deslocamentos medidos e previstos são de pequena magnitude, com deslocamentos medidos inferiores aos previstos numericamente. No entanto, nota-se uma mesma tendência de deslocamentos negativos, ou seja, na direção do eixo da barragem, indicando compressão nesta seção analisada.

Na Figura 88, são apresentados os resultados obtidos para a seção vertical 3-3, mais próxima ao talude de jusante. Para esta seção, pode-se observar a transição dos estados de compressão (-) e tração (+), sendo difícil encontrar uma tendência definida. Mais uma vez, o modelo HS forneceu um melhor ajuste entre os resultados medidos e previstos.

Figura 87. Deslocamentos horizontais medidos e previstos: Seção 1-1

Figura 88. Deslocamentos horizontais medidos e previstos: Seção 3-3

4.3.2.2. Fase de Enchimento

Nesta fase, os acréscimos de tensão decorrentes do enchimento do reservatório produzem variações no comportamento do material.

É a fase onde as mudanças nas tensões produzem variações no comportamento do material. As primeiras rotações das tensões começam seguindo o carregamento primário. As condições de níveis d'água no reservatório determinam estados de tensões variáveis, existindo zonas carregadas e zonas descarregadas. As maiores mudanças das tensões são causadas por mudanças de rigidez. Sendo assim, simulações numéricas executadas com modelos lineares não representam o comportamento real.

Clough e Woodman (1967) recomendam simular o enchimento do reservatório com um número de níveis da água pelo menos igual ao número de camadas introduzidas na etapa de construção.

No caso em estudo, foram previstos 3 níveis de enchimento do reservatório, nas elevações de 30 m, 60 m e 90 m.

a) Deslocamentos Verticais

Nesta etapa, os valores de deslocamentos verticais são geralmente inferiores aos observados na etapa construtiva, e são provocados pela saturação da rocha, com queda na resistência interna.

A Figura 89 compara os deslocamentos verticais previstos e medidos na Seção horizontal 6-6. Mais uma vez, nota-se um ajuste bastante adequado entre os resultados, quando se adota o modelo HS.

b) Deslocamentos Horizontais

Na etapa de enchimento, o conhecimento dos deslocamentos horizontais é fundamental, uma vez que a carga hidráulica impõe deslocamentos horizontais que podem ser expressivos.

Os resultados, apresentados na Figura 90, indicam maiores deslocamentos horizontais a meia altura da barragem, e um ajuste satisfatório entre as medições de campo e as previsões numéricas quando se adota o modelo HS. O modelo linear elástico, no entanto, forneceu deslocamentos significativamente superiores. O mesmo comportamento pode ser observado para a seção vertical 3-3 (Figura 91).

Figura 89. Deslocamentos verticais medidos e previstos: Seção 6-6

Figura 90. Deslocamentos Horizontais medidos e previstos: Seção 1-1

Figura 91. Deslocamentos Horizontais medidos e previstos: Seção3-3

4.3.3. Considerações Finais Sobre a Calibração

Os resultados das análises realizadas para a barragem de Megget mostram que o modelo Hardening Soil permite a reprodução conveniente dos deslocamentos verticais e horizontais medidos nas etapas de construção e enchimento. De um modo geral, observou-se um ajuste satisfatório entre os resultados e uma mesma tendência de comportamento.

O programa Plaxis mostrou-se uma ferramenta capaz de simular o comportamento de barragens de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico, e será utilizado nas análises paramétricas e na previsão da barragem de Chapecó, apresentadas nos capítulos subsequentes.

5

Estudo Paramétrico de uma Barragem Hipotética Tipo BENCA

Neste capítulo, será analisada a influência da inclinação do núcleo de concreto asfáltico no comportamento de uma barragem do tipo BENCA. Para tanto, foi idealizada uma barragem hipotética de 100 m de altura com núcleo vertical, procedendo-se a seguir à variação da inclinação do núcleo.

Esta análise foi motivada por estudos apresentados na literatura que avaliaram a influência da inclinação de núcleos argilosos em barragens de enrocamento.

Penman e Charles (1973) analisaram o comportamento de duas barragens de enrocamento com núcleo argiloso. A primeira barragem, Scammonden, apresentava núcleo inclinado e 70 m de altura. A segunda barragem, Llyn Brianne, apresentava núcleo vertical e 90 m de altura. Os autores observaram que os deslocamentos horizontais medidos em barragens com núcleo inclinado são inferiores aos medidos em barragens com núcleo vertical.

V. de Mello (1977) reporta que a adoção de núcleos inclinados é favorável, apesar do caráter assimétrico, devido à ação produzida pela água. O autor afirma que há um acréscimo da segurança na zona a jusante.

Maranha das Neves et al (1990) apresentam um resumo sobre 12 barragens de enrocamento com núcleo argiloso construídas entre 1963 e 1985. A estatística indica um maior uso de núcleos inclinados com ângulos (α) entre 85° e 90° , como mostra a Figura 92.

Figura 92. Variação da inclinação de núcleos argilosos em Barragens de enrocamento (Maranha das Neves, 1991)

A ICOLD declara que entre os anos 1966 e 1992, foram construídas 59 barragens tipo BENCA. Deste total, 30% foram executadas com núcleo inclinado. Além disso, estas barragens apresentam alturas maiores de 30 m.

5.1.

Metodologia Adotada nas Análises Paramétricas

Nas análises numéricas, foi idealizada uma barragem hipotética tipo BENCA, de 100 m de altura e núcleo vertical. A barragem apresenta 10 m de largura de crista e 310 m de largura de base, com taludes de montante e jusante com declividades de 1:5. O núcleo asfáltico da barragem tem 1,0 m de largura e se encontra entre a transição fina de 1,5 m e transição grossa de 2,0 m de largura. A Figura 93 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas.

Figura 93. Seção transversal da Barragem Hipotética (H=100 m): núcleo vertical

As diferentes inclinações do núcleo asfáltico foram selecionadas com base nas inclinações mais adotadas neste tipo de barragem. Na Tabela 15, apresenta-se o resumo das inclinações adotadas nas análises numéricas.

Tabela 15. Inclinações do núcleo adotadas no estudo paramétrico

Inclinação do Núcleo (V:H)	α ($^{\circ}$)
1,0 : 0,0	90
1,0 : 0,2	79
1,0 : 0,3	73
1,0 : 0,5	63
1,0 : 0,75	53
1,0 : 1,5	34

A simulação no Plaxis 2D foi executada com base na metodologia adotada na calibração, apresentada no Capítulo 3. A altura da barragem foi dividida em 10 camadas, e foi gerada uma malha de tipo fino com 15 nós (Figura 94).

Figura 94. Malha tipo fina estabelecida para a simulação da barragem hipotética (H = 100 m)

Na etapa de cálculo, foram admitidas 13 fases, sendo 10 fases construtivas, e 3 fases correspondentes ao enchimento do reservatório. As etapas construtivas consistiram no lançamento das 10 camadas de solo até atingir a altura final da barragem. As fases de enchimento correspondem à elevação do nível d'água. Durante o enchimento, foi admitido fluxo permanente, e os níveis de enchimento seguiram os critérios de Veiga Pinto (1983).

Os parâmetros adotados nas análises paramétricas foram os mesmos empregados na calibração, e estão listados na Tabela 13. Com base no estudo apresentado no Capítulo 3, foi adotado o modelo Hardening Soil, que melhor representa o comportamento não linear dos materiais envolvidos.

A Tabela 16 apresenta as localizações das seções no corpo da barragem, onde foram determinados os resultados dos deslocamentos. A Figura 95 apresenta a localização das seções analisadas.

Tabela 16. Localização das seções para a análise de barragem hipotética

Seção	Material	Localização	Obs.
Seção 1-1	Núcleo Asfáltico	Eixo do Núcleo	Seção varia com a inclinação α
Seção 2-2	Transição Grossa	A 3m de eixo do Núcleo Asfáltico	Seção varia com a inclinação α
Seção 3-3	Enrocamento	A 15m de eixo do Núcleo Asfáltico medido na crista	Seção vertical constante
Seção 4-4	Enrocamento	A 45m de eixo do Núcleo Asfáltico medido na crista	Seção vertical constante

Figura 95. Localização das seções analisadas

A Figura 96 a Figura 98 mostram os 3 níveis de enchimento adotados nas análises numéricas (30 m, 60 m e 90 m), para a situação de núcleo vertical. As análises com as demais inclinações foram executadas com os mesmos níveis de enchimento.

Figura 96. Primeiro nível de enchimento de 30 m e $\alpha = 90^\circ$

Figura 97. Segundo nível de enchimento de 60 m e $\alpha = 90^\circ$

Figura 98. Terceiro nível de enchimento de 90 m e $\alpha = 90^\circ$

A Figura 99 a Figura 103 apresentam as geometrias adotadas nas simulações com o núcleo inclinado. Nota-se que para a inclinação de 34° , a geometria assemelha-se a de uma barragem com face impermeável a montante.

Figura 99. Geometria adotada: $\alpha = 79^\circ$

Figura 100. Geometria adotada: $\alpha = 73^\circ$

Figura 101. Geometria adotada: $\alpha = 63^\circ$

Figura 102. Geometria adotada: $\alpha = 53^\circ$

Figura 103. Geometria adotada: $\alpha = 34^\circ$

5.2. Resultados das Análises Paramétricas

5.2.1. Efeito da Inclinação do Núcleo

A Tabela 17 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais previstos nas diferentes seções, nas etapas de construção e enchimento, considerando as diferentes inclinações do núcleo asfáltico. Os resultados foram obtidos para o enrocamento (jusante) e na metade da altura da barragem.

Na etapa de construção, observa-se que o valor máximo de deslocamento horizontal ($D_h = 9,6$ mm) ocorre para a inclinação $\alpha = 63^\circ$. Os menores deslocamentos ocorrem para $\alpha = 79^\circ$ e $\alpha = 34^\circ$, mostrando que para uma dada inclinação do núcleo ($\alpha = 63^\circ$), os deslocamentos são máximos, como ressalta a Figura 104. Nesta etapa, os deslocamentos são maiores na região mais próxima aos taludes (Seção 4-4).

As etapas de enchimento foram simuladas em 03 elevações a 30 m, 60 m e 90 m respectivamente. Nestas etapas especialmente na seção mais próxima ao eixo da barragem (Seção 3-3), os deslocamentos são maiores devido ao

rearranjo das tensões produzidas na etapa construtiva e pela perda de carga de água. Nos setores próximos aos taludes (Seção 4-4), os deslocamentos são menores, como mostra a Figura 105.

Tabela 17. Resultados dos deslocamentos horizontais na etapa de construção e enchimento

α (°)	ETAPA DA CONSTRUÇÃO		DURANTE O ENCHIMENTO	
	D_h (mm) Seção 3-3	D_h (mm) Seção 4-4	D_h (mm) Seção 3-3	D_h (mm) Seção 4-4
79	1,5	7,0	36,6	30,0
73	6,9	7,7	30,9	27,8
63	9,3	9,6	23,4	19,3
53	7,0	9,0	16,9	14,2
34	4,1	8,2	8,9	8,5

Figura 104. Deslocamentos Horizontais previstos: Etapa Construtiva

Figura 105. Deslocamentos Horizontais previstos: Etapa de Enchimento

Nas simulações, observa-se que quanto menor é a inclinação do núcleo na fase de enchimento, menores são os deslocamentos horizontais. Ressalta-se que os valores mínimos de deslocamentos obtidos correspondem a inclinações não usadas na prática. Para a inclinação de 79° , os deslocamentos horizontais atingem 36,6 mm na Seção 3-3, próxima ao eixo.

A Figura 106 mostra os resultados dos deslocamentos horizontais no eixo do núcleo com diferentes inclinações. Nota-se que, na etapa construtiva, ocorrem os menores deslocamentos com valores da ordem de 15 mm. Na análise com inclinação do núcleo $\alpha = 34^\circ$, a geometria simulada é similar a de barragens com face impermeável a montante. Neste caso, os deslocamentos horizontais mostraram-se consideravelmente maior devido que a rigidez de essa face encontra-se absorvendo os deslocamentos do enrocamento. Os menores deslocamentos são obtidos com inclinações $\alpha > 63^\circ$.

A Figura 107 apresenta os deslocamentos horizontais previstos numericamente, considerando-se distintos valores de inclinação do núcleo. Observam-se deslocamentos máximos próximos à base da barragem ($0.30 \cdot H$).

Figura 106. Deslocamentos Horizontais previstos para diferentes inclinações do Núcleo Asfáltico: Etapa de Construção

Yogmin et al (2010) realizou a análise do comportamento do núcleo de concreto asfáltico vertical durante as etapas de construção e de enchimento da barragem Yele na China, de 150 m de altura. Os autores observaram que os deslocamentos horizontais do núcleo asfáltico aumentam com a altura da barragem, obtendo-se um valor máximo de deslocamento de 5,0 cm próximo à base.

A Figura 108 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais para o caso do estudo hipotético com núcleo asfáltico vertical durante as etapas de construção e de enchimento. Pode-se observar que os maiores deslocamentos foram encontrados na etapa de enchimento, chegando-se a valores de até 8 cm, compatível com o observado por Yogmin et al (2010). Este resultado representa o deslocamento máximo decorrente dos níveis de tensão impostos durante o enchimento.

Figura 107. Deslocamentos Horizontais previstos com as inclinações do Núcleo Asfáltico: Etapa de Enchimento

Figura 108. Deslocamentos Horizontais no Núcleo Asfáltico nas etapas de Construção e Enchimento

5.2.2

Comportamento no enrocamento e na transição

A Figura 109 mostra a distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da elevação da barragem, nas seções 3-3 e 4-4, localizadas no enrocamento, para a inclinação de 90° . Os deslocamentos horizontais no eixo com inclinação vertical e na etapa construtiva (linha tracejada seções 3 e 4) não consideram um sentido definido dos deslocamentos, devido que o núcleo encontra-se entre duas zonas de enrocamento podendo-se encontrar deslocamentos com carregamentos a compressão e tensão. Os valores de deslocamentos máximos no enrocamento na etapa de enchimento se encontram em zonas mais próximas ao eixo (seção 3-3). Os deslocamentos máximos previstos nesta etapa foram da ordem de 60 mm.

Figura 109. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 90^\circ$

Na Figura 110, são apresentados os deslocamentos horizontais para $\alpha = 63^\circ$. Na etapa de construção, prevê-se um deslocamento máximo de 10 mm, na metade da altura da barragem, desenvolvendo uma curva parabólica. Na etapa de enchimento, os deslocamentos aumentam para um valor máximo de 32 mm.

Figura 110. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 63^\circ$

A Figura 111 mostra que, para a inclinação do núcleo $\alpha = 34^\circ$, se obtém os menores deslocamentos na etapa construtiva e de enchimento. O valor máximo na etapa de enchimento foi de 11 mm. Uma possível hipótese para explicar estes resultados consiste no fato de que a inclinação de 34° equivale a barragens de face impermeável a montante.

Figura 111. Deslocamentos horizontais no enrocamento: Inclinação $\alpha = 34^\circ$

A Figura 112 apresenta os resultados de deslocamentos horizontais previstos na seção 2-2 (transição grossa), com inclinação de 90° . Observam-se maiores deslocamentos horizontais nas etapas de construção e enchimento, quando comparado com a inclinação de 63° (Figura 113). O valor máximo de deslocamento previsto foi de 30 mm (compressão) na etapa construtiva, e de 60 mm (tração) na etapa de enchimento. O Apêndice II apresenta todos os resultados previstos para as seções 2-2, 3-3 e 4-4.

Figura 112. Deslocamentos Horizontais na transição grossa: Inclinação = 90°

A Figura 113 mostra que para a inclinação $\alpha = 63^\circ$, os menores valores de deslocamentos são observados na crista, nas duas etapas: construção e enchimento. O menor valor de deslocamento na crista foi de 8.4 mm na etapa construtiva e 7.7 mm na etapa de enchimento. Um resumo geral apresentado no Apêndice II mostra que os deslocamentos horizontais máximos previstos para todas as inclinações encontram-se na parte inferior da barragem, próximo à base ($0.20 \cdot H$), exceto para a inclinação 90°. Pode-se resumir que os deslocamentos horizontais máximos e mínimos na etapa de enchimento, encontram-se entre 60 mm e 26 mm, encontrados nas inclinações de 90° e 53° respectivamente.

Figura 113. Deslocamentos horizontais na transição grossa: Inclinação = 63°

A Figura 114 a Figura 116 apresentam os deslocamentos verticais previstos ao longo da altura da barragem, para as diferentes seções e inclinações de núcleo analisadas. Os resultados apresentados nestas Figuras referem-se à fase de construção, considerada a mais crítica em termos de

deslocamentos verticais. Os resultados de deslocamento vertical na etapa de enchimento serão apresentados no Apêndice II.

A Figura 114 mostra que os maiores deslocamentos ocorrem na região central da barragem, com deslocamentos máximos de 225 mm no núcleo (seção 1-1) e 200 mm na transição grossa (seção 2-2). Nas seções 3-3- e 4-4, correspondentes ao enrocamento, os valores de deslocamento vertical crescem com a proximidade do núcleo.

Figura 114. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 90°

A Figura 115 mostra a influência da rigidez dos materiais. Observa-se que os materiais de enrocamento (seções 3-3 e 4-4) e transições (seção 2-2) apresentam menor deformabilidade, quando comparado núcleo asfáltico (seção 1-1).

Figura 115. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 73°

Na Figura 116, apresentam-se os deslocamentos para a inclinação de 34°, que equivale ao modelo tipo face impermeável. Ressalta-se que os deslocamentos verticais no núcleo são da ordem de 150 mm, e de 125 mm na

transição, menores aos previstos na Figura 114 e na Figura 115. Em todos os casos, a curva de deslocamentos apresenta a mesma forma.

Figura 116. Deslocamentos verticais previstos na zona de Jusante: Inclinação = 34°

5.3.

Considerações Finais Sobre as Análises Paramétricas

O presente capítulo apresentou um estudo paramétrico que teve como objetivo avaliar a influência da inclinação do núcleo na deformabilidade de barragens tipo BENCA.

Os resultados mostraram que na etapa de construção, observa-se uma distribuição parabólica dos deslocamentos horizontais com a inclinação do núcleo, com um valor máximo de D_h para $\alpha = 63^\circ$.

Na etapa de enchimento, os deslocamentos horizontais são maiores, devido ao rearranjo das tensões produzidas na etapa de construção e à saturação do material. Nesta etapa, os deslocamentos diminuem com a inclinação do núcleo.

Analisando a distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da altura da barragem, verificou-se que na etapa de construção, os deslocamentos horizontais são maiores a meia altura da barragem, enquanto na etapa de enchimento, observam-se maiores deslocamentos horizontais na crista. Este comportamento só não é observado para a inclinação de 34° , que equivale a barragens com face impermeável a montante.

A previsão dos deslocamentos verticais na etapa de construção mostram curvas parabólicas, com deslocamentos máximos no centro da altura da barragem. As formas parabólicas destas curvas desenvolvidas no corpo da barragem coincidem com as propostas por Penman e Charles (1988), Penman (1971) e Law (1975), garantindo confiabilidade às análises paramétricas.

Estudos de Bienaimé et al (1988), apresentados no Capítulo 2, sobre as diferenças de rigidez entre os materiais de enrocamento e núcleo-transição foram comprovados com os resultados de deslocamentos horizontais obtidos com diferentes inclinações " α ". As curvas de deslocamento horizontal no enchimento, do núcleo e transições são localizadas próxima à base.

Os deslocamentos verticais previstos na crista da barragem foram inferiores a 0,1% da altura, coincidindo com as propostas da literatura para barragens com alturas maiores que 100 m (Hoeg, 1993).

6

Caso Brasileiro: Barragem Foz de Chapecó

O presente capítulo apresenta a simulação do processo construtivo da barragem Foz de Chapecó, que é a primeira barragem de enrocamento com núcleo em concreto asfáltico (BENCA) construída no Brasil. A construção desta barragem foi concluída no ano de 2010.

A barragem Foz de Chapecó consiste em uma barragem de 47,5 m de altura, com 10 m de largura de crista e 180 m de largura de base. Esta barragem foi detalhadamente descrita no Capítulo 3. Neste capítulo, serão apresentados os aspectos referentes à modelagem numérica.

6.1.

Aspectos da Modelagem

A Figura 117 apresenta a seção transversal da barragem de Foz do Chapecó, adotada nas análises numéricas. O corpo da barragem de enrocamento foi apoiado em pré-ensecadeiras e ensecadeiras, construídas inicialmente. Os taludes de enrocamento apresentam inclinações variáveis entre 1:4 a 1:5. O núcleo tem 0,50 m de largura, constante da base até o topo, e encontra-se no meio de uma transição fina de 1,5 m e uma transição grossa com 2,0 m de largura. A fundação foi simulada por uma camada rígida de 10,0 m de espessura.

As condições de contorno consistiram em apoios de 2º gênero na entorno da fundação, para restrição dos deslocamentos horizontais e verticais.

Figura 117. Seção transversal e condições de contorno da Barragem Foz de Chapecó

Para uma melhor acurácia dos resultados, adotou-se uma malha discretizada tipo fina, composta por elementos de 6 nós, como mostra a Figura 118.

Os parâmetros do modelo hiperbólico, adotados para os materiais envolvidos, foram obtidos na literatura, e estão reunidos na Tabela 18. Ressalta-se que os parâmetros do modelo Hardening Soil foram obtidos por correlação a partir dos parâmetros hiperbólicos.

Tabela 18. Parâmetros adotados nas análises numéricas

Materiais	Modelo Hiperbólico (Duncan, 1980)							Modelo Hardening Soil				
	K	n	R_f	K_b	m	ϕ_o	$\Delta\phi$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	R_f (*)
Enrocamento Grosso(Maia, 2001)	500	0,60	0,8	156	0,00	46	16	54,5	54,5	163,5	0,6	0,9
Enrocamento Fino (Saboya,1993)	450	0,37	0,8	255	0,18	-	-	37,9	37,9	113,8	0,4	0,9
Transição Grossa (Duncan, 1980)	200	0,40	0,7	50	0,20	-	-	17,4	17,4	52,3	0,4	0,9
Transição Fina (Duncan, 1980)	300	0,40	0,7	75	0,20	-	-	26,1	26,1	78,4	0,4	0,9
Concreto Asfáltico (Ramos, 2009)	200	0,50	0,7	-	-	-	-	19,5	19,5	58,5	0,5	0,9
Transição Lançada (Duncan, 1980)	450	0,25	0,7	350	0,00	-	-	33,2	33,2	99,5	0,3	0,9
Vedação Lançada (Duncan, 1980)	150	0,45	0,7	140	0,20	-	-	13,8	13,8	41,5	0,5	0,9
Núcleo Argiloso (Castro, 1996)	190	0,37	0,8	50	0,33	35,4	0	16,0	16,0	48,0	0,4	0,9

Figura 118. Discretização da Malha de elementos finitos tipo Fina

Na fase de geração das tensões iniciais, considerou-se apenas a existência da fundação.

Na fase de cálculo, foram introduzidas 16 etapas construtivas, sendo as etapas 1 a 12 referentes à fase de construção, e as etapas 13 a 16 ao enchimento do reservatório.

Na simulação da barragem Foz de Chapecó, alguns cuidados importantes foram tomados no sentido de reproduzir fielmente as mesmas condições executivas da barragem. Um dos cuidados refere-se aos níveis da água que atravessam os materiais de pré-ensecadeira e ensecadeira. A Figura 119 a Figura 126 apresentam as etapas construtivas introduzidas na simulação numérica.

Figura 119. Introdução de nível d'água e pré-ensecadeiras

Figura 120. Construção das ensecadeiras

Figura 121. Construção da primeira camada do corpo da barragem

Figura 122. Introdução de camadas do corpo da barragem

Figura 123. Introdução de camadas do corpo da barragem até atingir a altura final

Figura 124. 1ª Etapa de Enchimento ($h = 25$ m)

Figura 125. Etapa de Enchimento intermediária ($h = 40$ m)

Figura 126. Etapa final de Enchimento ($h = 44$ m)

Para a determinação dos deslocamentos verticais e horizontais previstos na simulação da Barragem Foz de Chapecó, foram definidas três seções verticais, 1-1, 2-2 e 3-3, indicadas na Tabela 19 e na Figura 127.

Tabela 19. Localização das Seções

Seção	Material	Localização	Orientação
1-1	Núcleo Asfáltico	Eixo do Núcleo	Vertical
2-2	Transição Grossa	3m de Núcleo Asfáltico.	Vertical
3-3	Enrocamento Fino	8m na parte superior e 14m da base distantes do núcleo.	Inclinado

Figura 127. Seções de Análise da Barragem Foz de Chapecó

Os itens subsequentes apresentam as previsões numéricas do comportamento da Barragem Foz do Chapecó.

6.2.

Previsões do Comportamento da Barragem Foz de Chapecó

Em barragens de enrocamento, o aumento do estado de tensões se inicia no corpo da barragem na etapa construtiva, gerando deslocamentos provocados pelas condições de carregamento. Na fase de enchimento, espera-se uma queda de resistência, que é produzida pelas condições de enchimento.

6.2.1.

Análise de Estado de Tensões

Na Figura 128, pode-se observar a variação da tensão efetiva principal maior (σ_1') no corpo da barragem. Nota-se uma distribuição quase simétrica de σ_1' . Algumas zonas das transições e a base da fundação apresentam linhas arqueadas sendo uma característica da transferência de carga, decorrente da mudança de rigidez dos materiais.

Figura 128. Distribuição da tensão vertical Principal maior (σ'_1) no corpo da barragem

As tensões verticais (σ'_1) no corpo da barragem na etapa final de construção variam entre 0,20 MPa, nas camadas superiores, e 0,75 MPa, na base da barragem. Esta distribuição simétrica das tensões no corpo da barragem é similar à obtida por Ziaie Moayed et al (2011) na simulação da barragem Gabric, e estudada também por Schober (1988) no análise de paredes diafragmas usadas como núcleos das Barragens.

Na Figura 129, percebe-se uma distribuição mais uniforme da tensão principal menor (σ'_3) ao longo do corpo da barragem.

Figura 129. Distribuição da tensão vertical principal menor (σ'_3) no corpo da barragem

Na etapa final de construção, Figura 130, se observa uma variação mais direta da mudança de rigidez nos materiais da transição e núcleo.

Figura 130. Distribuição das tensões verticais (σ'_1): Etapa final de construção

No final de Enchimento, ocorre uma redistribuição das tensões e uma queda na resistência, devido à carga hidráulica a montante. A Figura 131 apresenta a distribuição de σ'_1 no final do enchimento do reservatório. Esta queda de resistência também pode ser avaliada a partir de trajetórias de tensões.

A Figura 132 mostra a trajetória de tensões efetivas de um ponto localizado a meia altura e no eixo do núcleo asfáltico e a Figura 133 apresenta a trajetória de tensões de um ponto localizado a uma altura de 12 m. Em ambos os casos, observa-se o mesmo comportamento para as etapas de construção e enchimento. Nesta última etapa, a resistência diminui como já comentada. Este processo de queda de resistência pode ser explicado por um alívio da carga (σ'_1) devido à saturação e por um acréscimo da tensão horizontal similar ao carregamento lateral (σ'_3).

Figura 131. Redistribuição das tensões verticais (σ'_1): Etapa final de enchimento.

Figura 132. Trajetórias de tensões efetivas no núcleo na metade da altura. Etapas de final de construção e enchimento.

A Figura 134 considera a trajetória de tensões do material de enrocamento fino localizado a montante, a qual mostra um comportamento de carregamento axial na etapa construtiva. Na etapa de enchimento, observa-se uma queda menor da resistência quando comparada com o material asfáltico, seguido de uma fase de descarregamento hidrostático. Posteriormente, nota-se outra fase de descarregamento axial.

A Figura 135 mostra a trajetória de tensões do material de enrocamento fino localizado à jusante, a qual mostra um comportamento similar ao do material do núcleo.

Figura 133. Trajetórias de tensões efetivas no núcleo, próxima à base. Etapa final de construção e Enchimento.

Figura 134. Trajetórias de tensões efetivas no enrocamento fino na metade da altura, lado de montante. Etapas de final de construção e enchimento

Figura 135. Trajetórias de tensões efetivas no enrocamento fino na metade da altura, lado de jusante. Etapa final de construção e Enchimento

Em síntese, as trajetórias de tensões obtidas pela simulação mostraram comportamento semelhante ao reportado por Naylor (1992) e Veiga Pinto (1983), comentado no Capítulo 2. Na etapa construtiva, as trajetórias representam um carregamento axial, obtendo-se valores de (p') entre 200 kPa e 250 kPa, e resistências (q) entre 140 kPa e 270 kPa. Na fase de enchimento, nota-se uma diminuição de resistência (q) em todos os materiais, além de trajetórias de tensões distintas em zonas de enrocamento a montante (Figura 134) e jusante (Figura 135). As mudanças nas tensões nesta fase encontram-se representadas por estados contínuos de carregamentos e de descarregamentos.

6.2.2. Deslocamentos Verticais e horizontais

Os resultados obtidos para as previsões dos deslocamentos na etapa de construção e enchimento são apresentados na Tabela 20 a Tabela 22. Os deslocamentos verticais previstos no núcleo apresentam sinal negativo devido à condição de compressão vertical. Assim, o comportamento descreve a mesma curva parabólica de deslocamento vertical já conhecida dos materiais da transição e do enrocamento. O valor de deslocamento vertical máximo previsto para a etapa de construção é de 24 cm (Figura 136). Na simulação da barragem Gabric, realizada por Ziaie Moayed et al (2011), foi obtido um valor similar de deslocamento vertical máximo de 22 cm na etapa construtiva. Esta barragem apresenta uma altura de 41 m com geometria similar à Foz de Chapecó.

Tabela 20. Deslocamentos verticais e horizontais previstos no núcleo

Elevação (m)	Etapa de Construção		Enchimento	
	D _h (cm)	D _v (cm)	D _h (cm)	D _v (cm)
47,50	0,27	-9,40	10,41	-31,01
42,00	0,36	-8,04	14,32	-35,78
35,00	0,33	-21,19	15,68	-19,54
30,00	0,28	-23,25	16,21	-11,23
25,00	0,23	-23,50	16,25	-5,56
20,00	0,24	-24,27	15,86	-2,27
14,00	0,36	-21,89	14,66	-0,10
7,80	0,26	-16,30	12,50	1,18
0,00	0,00	-0,01	0,05	0,02

Tabela 21. Deslocamentos verticais e horizontais na transição

Elevação (m)	Etapa de Construção		Enchimento	
	D _h (cm)	D _v (cm)	D _h (cm)	D _v (cm)
47,50	-0,09	-9,50	11,58	-39,87
42,00	-0,82	-18,36	13,95	-32,96
35,00	-0,73	-20,63	16,62	-17,46
30,00	-0,81	-22,76	16,77	-10,26
25,00	-0,89	-23,00	15,81	-5,38
20,00	-1,08	-23,77	14,46	-2,30
14,00	-1,13	-21,35	12,44	-0,17
7,80	-0,63	-15,55	9,29	0,66
0,00	0,00	-0,01	0,04	0,01

Cabe salientar que algumas barragens construídas na Noruega (Hoeg, 1993) adotaram o critério de deslocamentos verticais máximos na crista da ordem de 0,1% da altura da barragem. A previsão numérica aqui apresentada forneceu deslocamentos verticais máximos na crista a 0,18% da altura.

Tabela 22. Deslocamentos verticais e horizontais no enrocamento fino. Etapas de construção e enchimento

Elevação (m)	Etapa de Construção		Enchimento	
	D _h (cm)	D _v (cm)	D _h (cm)	D _v (cm)
45,00	-0,36	-5,33	17,45	-26,19
42,00	-1,43	-14,98	16,64	-20,84
35,00	-1,08	-16,92	18,88	-11,20
30,00	-1,12	-18,70	17,92	-7,40
25,00	-0,89	-18,82	15,80	-4,80
20,00	-0,88	-19,21	13,13	-3,01
14,00	-0,24	-16,45	9,44	-1,67
7,80	0,34	-11,10	5,23	-1,15
0,00	0,00	-0,01	0,03	0,00

Figura 136. Deslocamentos verticais previstos no núcleo

Na Figura 137, observa-se que os valores máximos dos deslocamentos horizontais previstos no núcleo são da ordem de 16 cm, localizados a meia altura da barragem. Na crista, os deslocamentos são de 10 cm. Fang e Liu (2011) obtiveram valores de deslocamentos horizontais semelhantes na simulação numérica da barragem Aikou de 70 m de altura, construída na China.

O material de transição se encontra entre dois materiais de rigidezes distintas: o concreto asfáltico e o enrocamento. Os acréscimos de deslocamentos horizontais na etapa de construção no material de transição (Figura 139) são superiores aos previstos para o concreto asfáltico (Figura 137), mas seguem sendo desprezíveis.

Figura 137. Deslocamentos horizontais previstos no núcleo

O comportamento do material de transição também pode ser considerado como uma transição de rigidez. Na Figura 139, pode-se notar que as curvas de deslocamentos horizontais na etapa mais crítica de enchimento tendem a ser similar a de um material de comportamento rígido. A curva de deslocamentos no núcleo de concreto asfáltico apresenta um comportamento mais plástico.

Os valores críticos previstos de deslocamento vertical na transição grossa na fase de construção são de 24 cm (Figura 138). No enchimento, o valor crítico de deslocamento horizontal é de 17 cm (Figura 139).

Figura 138. Deslocamentos verticais na transição: lado de jusante

Figura 139. Deslocamentos horizontais na transição grossa: lado de jusante

No enrocamento fino, o deslocamento vertical máximo na etapa de construção foi de 18 cm (Figura 140), e máximo deslocamento horizontal foi de 26 cm (Figura 141). Na fase de enchimento, o deslocamento vertical é reduzido a 20 cm (Figura 140). Comportamento similar é reportado por Fang e Liu (2011).

Um comportamento não linear corente pode ser observado nas curvas de deslocamentos horizontais e verticais para a etapa de enchimento (Figura 140 e Figura 141).

Figura 140. Deslocamentos verticais previstos no enrocamento fino: lado de jusante

Figura 141. Deslocamentos horizontais previstos no enrocamento fino: lado de jusante

6.3. Considerações Finais Sobre a Previsão do Comportamento da Barragem Foz de Chapecó

A simulação numérica da Barragem Foz de Chapecó procurou reproduzir fielmente as condições de campo, com a incorporação de enseadeiras e reprodução das condições de elevação de nível d'água durante o processo construtivo.

Na análise das tensões na etapa construtiva, ressalta-se uma distribuição das isóbaras de tensões principais em todo o corpo da barragem semelhante às observadas na literatura (Ziaie Moayed et al, 2011) e Schober, 1988). Verificou-

se, também, a diminuição da resistência a partir das trajetórias de tensões efetivas, como reportado por Fumagalli (1969) ao ensaiar amostras de enrocamentos em condições secas e saturadas.

Na análise dos deslocamentos, observou-se que na etapa construtiva, o perfil de deslocamentos verticais assemelha-se a uma parábola, com deslocamentos máximos localizados na metade da altura, aspecto que foi ressaltado por Penman (1971) e Law (1975).

Na etapa de enchimento, os deslocamentos horizontais são superiores aos previstos na etapa construtiva, descrevendo uma curva com valores maiores na crista. As previsões dos deslocamentos verticais e horizontais da Barragem Foz de Chapecó ofereceram resultados bons e aceitáveis, comparados com outras simulações de barragens de características semelhantes, e empregando a mesma metodologia numérica como foi mostrada por Ziaie Moayed et al (2011) e Fang e Liu (2011).

7

Considerações Finais

O objetivo da presente dissertação consistiu em estudar o comportamento de Barragens de Enrocamento com Núcleo de Asfalto, a partir de simulações numéricas.

Em uma fase preliminar, o programa adotado foi validado a partir de calibrações com os resultados da barragem Megget, reportada na literatura. Posteriormente, foram realizadas análises paramétricas com o objetivo de avaliar a influência do núcleo na deformabilidade deste tipo de barragem. Finalmente, procedeu-se à previsão do comportamento da barragem Foz do Chapecó, a primeira barragem tipo BENCA construída no Brasil.

As principais conclusões referentes ao estudo são apresentadas a seguir.

7.1.

Conclusões

7.1.1.

Sobre a Calibração

A Calibração da Barragem Megget (Escócia) foi realizada a partir do programa Plaxis 2D v.2010 que emprega o método dos elementos finitos.

Os resultados de deslocamentos verticais e horizontais previstos numericamente nas etapas de Construção e Enchimento mostraram-se próximos aos resultados obtidos nas medições de campo e aos analisados por Penman e Charles (1987).

Dois modelos constitutivos foram considerados para esta Calibração: o modelo linear elástico e o modelo Hardening Soil, que representa o comportamento não linear.

Na simulação, o Modelo Hardening Soil forneceu resultados mais próximos aos medidos no campo, o que pode ser explicado pela não linearidade da curva tensão-deformação. Este modelo considera estados de carregamento e descarregamento, relacionados às etapas construtivas e de enchimento, não considerados em modelos lineares e elásticos.

Os bons resultados previstos sugerem que a ferramenta computacional adotada mostrou-se satisfatória e o modelo Hardening Soil adequado para o

estudo do comportamento tensão-deformação de Barragens de Enrocamento tipo BENCA.

7.1.2. Sobre o Estudo Paramétrico

A partir da calibração e validação da ferramenta numérica e dos modelos constitutivos representativos do comportamento dos materiais, procedeu-se à simulação de uma Barragem Hipotética de 100 m de altura, com o objetivo de avaliar a influência da inclinação do núcleo na deformabilidade de barragens tipo BENCA.

O estudo paramétrico mostrou que, na etapa de enchimento, os deslocamentos horizontais decrescem com a redução da inclinação " α ", critério amplamente defendido por Vitor de Mello (1979).

As mudanças no comportamento dos materiais do núcleo e transição, que foram comentadas por Bienaimé (1988), foram demonstradas a partir dos deslocamentos horizontais previstos nas etapas de construção e enchimento para todas as inclinações " α ". Os resultados mostraram que os materiais núcleo-transição têm comportamentos similares, e o enrocamento apresentou um comportamento distinto.

Analisando a distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da altura da barragem, verificou-se que na etapa de construção, os deslocamentos horizontais são maiores a meia altura da barragem. Na etapa de enchimento, o comportamento é distinto, com maiores deslocamentos horizontal na crista. Este comportamento só não foi observado para a inclinação de 34° , que equivale a barragens com face impermeável a montante.

A previsão dos deslocamentos verticais na etapa de construção mostram curvas parabólicas, com deslocamentos máximos no centro da altura da barragem, coincidindo com as propostas por Penman (1971) e Law (1975).

Na etapa de enchimento, foi previsto um deslocamento horizontal no núcleo, para $\alpha = 90^\circ$, de 8 cm. A barragem Chinesa Yele, simulada por Yogmin et al (2010), apresentou deslocamentos de 5 cm, o que mostra a coerência dos resultados do modelo hipotético.

7.1.3. Sobre a Previsão da Barragem Foz de Chapecó

Na simulação da Barragem Foz de Chapecó, condições reais de campo foram introduzidas, tais como a colocação de ensecadeiras em duas etapas e do nível d'água em dois níveis.

Os resultados obtidos mostram uma boa distribuição das isóbaras das tensões entre 0,20 MPa e 0,75 MPa na etapa construtiva.

Na etapa de enchimento, a água provoca uma queda da resistência dos materiais. Este efeito foi mostrado pelas trajetórias de tensões e comparado com o modelo de Veiga Pinto (1983) e Naylor (1992).

Com relação aos deslocamentos críticos, os deslocamentos verticais máximos foram da ordem de 24 cm na etapa construtiva, enquanto o deslocamento horizontal máximo foi de 16 cm na fase de enchimento.

As previsões dos deslocamentos verticais e horizontais da Barragem Foz de Chapecó ofereceram resultados bons e aceitáveis, comparados com outras simulações e os resultados de instrumentação de barragens com características semelhantes, e apresentadas por Weibiao et al (2010), Ziaie Moayed et al (2011) e Fang e Liu (2011).

7.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

Como sugestão para futuras pesquisas. Citam-se:

- Influência do efeito sísmico nas barragens tipo BENCA, etapas fim da construção, primeiro enchimento e final da operação.

- Simulação da influência de um núcleo asfáltico colocado acima do nível da barragem já construída, com o objetivo de avaliar a melhoria do comportamento com maiores alturas e vários materiais, tomando como exemplo o reservatório de Breitenbach.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12891 – Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall, Método de Ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. (1993), 10p.

ALICESCU, V.; TOURNIER, J.P.; VANNOBEL, P.; MOORE, V. Design and Construction of Nemiscau-1 Dam, the first Asphalt Core Rockfill Dam in North-America. 31 st. Annual USSD Conference San Diego, California, 2011, 14p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA, ANEEL. Fontes Renováveis. 2008, 61p.

BATHE, K. Finite Element Procedure in Engineering Analysis. Massachusetts. USA. 1982 vol 1. 200p.

BERNUCCI, L.B. ; MOTTA, L.M.G. ;CERATTI, J.A.P.;SOARES, J.B. Pavimentação Asfáltica. Petrobras. Rio de Janeiro. 2008 vol 1. 500p.

BIENAIMÊ, C. Approach to Bituminous Concrete Core Behaviour by Finite Element Model Computation. Seizème Congrès des Grands Barrages. San Francisco, France. 1988. 28p.

BRINKGREVE, R.B.J.;BROERE,W. Plaxis 2D Reference manual 2010. The Netherlands. 2010. 245p

BUREAU OF RECLAMATION. Desing of Small Dams. A water resources technical publication. 1976. 280p

CASTRO, C.H. Comportamento da Barragem de Serra da Mesa durante o Período de Enchimento.Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil.Puc-Rio. 1996. 167p.

CHARLES, J.A.; PENMAN, A.D.M. The Behaviour of Embanment Dams with Bituminuos Watertight Elements. Seizème Congrès des Grands Barrages. San Francisco, France..1988,12p.

CLOUGH, R.; WOODWARD, R. Analysis of embankment stresses and deformations, ASCE, 1967, No. SM4. 20p.

CRUZ, P.T. 100 Barragens Brasileiras: Casos Historicos, Materiais de Construção, Projeto. Oficina de Textos. São Paulo.SP.Brasil. 1996, 647p.

CRUZ, P.T.; MATERON, B.; FREITAS JR.,M.S.. Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Oficina de Textos. São Paulo.SP.Brasil. 2009, 448p.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS.. Main Brazilian Dams III, The Foz do Chapecó Hydroelectric Power Plant,vol.,1 Rio de Janeiro. 2009, 23p.

COOKE, J.B.; SHERAD, J.L. Concrete face rockfill dam: I. Assessment II. Desing. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, vol 113 n.10.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 043/95 – Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, (1994) 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 138/94. Determinação da resistência a tração por compressão diametral. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1994, 11 p.

DUNCAN, M.J.; BYRNE P.; WONG K.S. MABRY P. Streng, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Berkeley, 1980. vol.1, 70p.

ELETROBRAS. Relatório de Sustentabilidade do Sistema Eletrobrás. Brasil. 2010.15p.

FALCÃO, P.R.. Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado. UnB. Brasília-D.F.2007.vol1.167p.

FANG, C.; LIU, Z. Stress-strain analysis of Aikou rockfill dam with asphalt concrete core. Journal of rock mechanics and geotechnical engineering, 2011, 6p.

GALLACHER, D.. Asphaltic Central Core at the Megget Dam. XVI Congresso de Grandes Barragens, vol.1. San Francisco. 1988, 24p.

GONZALES DE VALLEJO; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C.. Ingenieria Geologica. Madrid-Espanha. 2002. 36p.

GUIMARÃES, R.C.; REIS.C.A.S.; ZERBINI, M.F.; REUSING, A.. Características da Construção do Núcleo Asfáltico da Barragem de Enrocamento da UHE Foz de Chapecó. XXVI Seminario Nacional de Grandes Barragens, vol.1 Rio de Janeiro, 2011. 19p.

GUIMARÃES, R.C.; REIS.C.A.S.; CORTEZ C.M. Analise da Construção das Pistas Experimentais de Concreto Asfáltico da UHE Foz de Chapecó. XXVI Seminario Nacional de Grandes Barragens, vol.1 Rio de Janeiro, 2011. 19p.

HÖEG, K. Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams. Norwegian Geotechnical Institute. Norway. 1993. vol.1, 84p.

HOEK, E.; BROWN E.T. Excavaciones Subterráneas en Rocas. Mexico. 1980, 631p

HÜFFNER, A; ENGEL, B.C.. Grandes e Pequenas Centrais Hidrelétricas na Bacia do Rio Uruguai. Porto Alegre –Brasil. 2011. 22p.

HUMES, C.; VINCENZO, M.; TOLEDO, R.A.P.. O Projeto de Barragem de Enrocamento com Nucleo de Concreto Asfaltico: Exemplo da Barragem Foz de Chapecó. COBRAMSEG 2010: Engenharia Geotecnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade, vol.1 Rio de Janeiro, (2010) 7p.

HUMES, C.; VINCENZO, M.; TOLEDO, R.A.P.. Projeto e Desempenho da Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfaltico Foz de Chapecó. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 2011. 10p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Use of thin Membranes on Fill Dams. Bulletin 38,.Paris. 1981. vol.1. 74p

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Upstream facing interface with foundation and abutments. Bulletin 39,.Paris. 1981. vol.1. 27p

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Bituminuos concrete facings earth and rockfill dams. Bulletin 32a, Paris. 1982. vol.1. 79p

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Bituminuos Cores For Earth and Rockfill Dams. Bulletin 42,.Paris. .1982. vol.1. 40p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. New Construction Methods State of Art. Bulletin 63,.Paris. 1988. vol.1. 173p

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Bituminuos Cores For Fill Dams. State of Art. Bulletin 84,.Paris. 1992. vol.1. 87p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. ICOLD. Embankment dams with Bituminuos Concrete Facing. Bulletin 114,.Paris. 1999. vol.1. 125p.

LAURA, K.; FIGENE. (2008). Dams with Impervious Membrane of Asphalt Concrete. Water Observation and Information System for Decision Support (BALWOIS). Ohrid, Republica de Macedonia, 7p.

LAW, T.C. Deformations of earth dams during construction, Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, 1975.

MAIA, P.C.A. Avaliação do Comportamento Geomecanico e de Alterabilidade de Enrocamento. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Puc-Rio. 2001. vol 1. 326p.

MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B.; DUNCAN, J. Strength and deformation characteristics of rockfill material, Department of civil engineering. University of California. 1969. 139p.

MARANHA DAS NEVES, E.. Advances in Rockfill Structures. 1990. vol.1, 622p

MARULANDA, C.; MARULANDA, A.;AMAYA, F.;SANCHEZ, F. The desing of CFRD dams: A need to evolve beyond empiricism. III Symposium on CFRD dams Honoring J.Barry Cooke. 2007 ,10p.

MATERON, B. Compressibilidade e comportamento de enrocamentos.Simposium sobre a Geotecnia da bacia do alto Paraná. 1983

NAYLOR, D.J., PANDE, G. SIMPSON, B.;TABB, R. Finite element in geotechnical engineering, Pineridge Press Rub., Swansea, 1981. 10p.

ORGANISMO SUPERVISOR DE LA ENERGIA Y MINERIA. OSINERG. Compendio de presas de centrales hidraulicas. 2005 .29p

PENMAN, A.D.M. Effect of the position of the Core on the Behaviour of two Rockfill Dams, vol.1, Madrid, 1972. 14p.

PENMAN, A.D.M.. The Design and Construction of Embankment Dams. Departamento de Engenharia Civil, Puc-Rio, vol.1, Rio de Janeiro, 1982, 53p.

POTTS, D.M.; ZDRAVKOVIC, L. Finite Elements Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. vol.1, London, 1999, 440p.

RAMOS, P.P.M. Analise de deformações transientes em misturas asfálticas aplicadas como elemento impermeabilizante em barragens de enrocamento. Dissertação de mestrado.Brasilia, 2009 . 181p.

SABOYA, JR. F.A. Analise do comportamento de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante o Período de Construção e Enchimento.Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil.Puc-Rio. 1993.vol 1. 163p

SAXEGAARD, H. Emprego da Maquina Paver na Construção de Barragem de Enrocamento com Nucleo Asfáltico. XXVI Seminario Nacional de Grandes Barragens-2011. Comunicación Personal. Rio de Janeiro. 2011.

SCHOBBER, W. A study on the Behaviour of Embankment dams with diaphragms. Seizème Congrès des Grands Barrages. San Francisco, France. 1988.. 22p.

THOMAS H.H. The Engineering of Large Dams.London.Great Britain, vol, II, London, 1976. 392p.

VEIGA PINTO, A. A Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento, Tese para Especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1983.

VISSER, W. The Application of Bitumen For Earth and Rockfill Dams. X Commission Internationale des Grands Barrages,vol.1.Montreal, 1970. 28p.

VEIDEKKE INDUSTRY. Nucleo de Asfalto para Barragem de Enrocamento.Noruega. 2011.5p.

WALTERS R.C.S. Dam Geology. vol.1,London England, 1962. 50p.

WANG, W.;HÖEG, K.; ZHANG,Y. Design and Performance of the Yele Asphalt-Core Rockfill Dam.NRC Research Press.Canada. 2010. 16p.

WEIBIAO, W.;HÖEG, K. (2010). Developments in the Design and Construction of Asphalt Core Dams.Hydropower & Dams International Journal, Wallinghton, U.K.pp.83-91.

YOGMING, W.;SHENG, Z.; WUYI, C.; ZHONGHUI, H.;SHUNBIN. H.;LIQIANG, W. Dam's safety analysis of Yele hydropower plant considering asphalt concrete's softening. China. 2010.4p.

ZIAIE MOAYED, R.; NAZARI M.; KAMALZARE (2011).Static Stress-Strain Analyses of Embankment Dam with Asphalt Core.Journal of Applied Sciences.vol.11 (1),Theran, Iran, (2011) 6p.

APENDICE I – DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO HARDENING SOIL (HSM)

Para a obtenção dos parâmetros do Modelo Hardening Soil (HSM) foi necessário determinar os parâmetros do Modelo Hiperbólico, sendo depois transformados em Parâmetros Hardening. Dois casos foram considerados neste análise.

Caso 1: Resultados de Ensaios Triaxiais transformados a Parâmetros do Modelo Hiperbólico Não Linear (Duncan, 1980)

O desenvolvimento deste procedimento considera os criterios de Duncan (1980) e tem como objetivo obter parâmetros hiperbolicos para a rocha basaltica sendo que este tipo de rocha foi utilizada no empreendimento da Barragem Foz de Chapecó. Foram utilizados resultados de ensaios triaxiais realizados por Maia (2001), em rocha basaltica “Pedreira Rio Grande (Pd26)”.

Dados iniciais:

- Nivel de Tensões (σ'_3) de 196, 490 e 785 KPa.
- Ângulo de atrito para cada Nivel de Tensões (ϕ') de 41°, 34° e 32°

Figura I.1 – Resultados de Ensaios Triaxiais em Rocha Basáltica Densa (Maia, 2001)

A determinação dos parâmetros considerou os passos seguintes:

1-Estabeleceu se níveis de tensões σ_3 da Figura I.1 e se determinou a resistência na ruptura $(\sigma_1-\sigma_3)_r$.

2-Determinou se os valores de 70% e 95% da resistência na ruptura $(\sigma_1-\sigma_3)_r$ e suas respectivas deformações axiais (ϵ_a) .

3- A curva tensão-deformação real $(\sigma_1-\sigma_3) \times (\epsilon_a)$ foi transformado a um gráfico de $(\epsilon_a)/(\sigma_1-\sigma_3) \times (\epsilon_a)$ e foram determinados as constantes "a" e "b" das formulas seguintes.

$$E_i = 1/a \quad (1)$$

$$b = 1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult} \quad (2)$$

Onde:

a: é a interseção da linha transformada com o eixo vertical

b: é a pendente da linha transformada.

4-Ploteu se, os valores normalizados de $E_i/P_a \times \sigma_3/P_a$, obtendo-se os parâmetros hiperbólicos de deformabilidade inicial "K" e "n".

Onde:

K: Interseção da linha com a vertical

n: Inclinação da linha normalizada

P_a : Pressão Atmosférica

5-Parâmetros de Recarregamento e Carregamento " K_{ur} " e " m " são obtidos plotando a relação $(B/P_a) \times (\sigma_3/P_a)$.

Onde:

$B = (\sigma_1-\sigma_3)/3.\epsilon_v$; "Bulk Modulus" função da variação volumétrica do material.

6-A variação do ângulo de atrito com a tensão confinante foi plotada em um gráfico de $(\phi') \times (\sigma_3/P_a)$.

7-A razão de resistência " R_f " se determinou diretamente da formulação

$$R_f = (\sigma_1-\sigma_3)_f / (\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$$

8-Resultados dos Parâmetros do Modelo Hiperbólico e os gráficos são mostrados na Tabela I.

Tabela I.1-Parâmetros do Modelo Hiperbólico

K	n	ϕ_0	$\Delta\phi$	Rf	Kb	m
500	0.6	46	16	0.75	150	0

Figura I.2 – Gráfico Tensão-Deformação transformado

Figura I.3 – Variação do Módulo de Compressibilidade Inicial com a tensão confinante

Figura I.4 – Variação do “Bulk Modulus” com a tensão confinante

Figura I.5 – Variação do Ângulo de Atrito com a tensão confinante

Caso 2: Parâmetros do Modelo Hardening a partir dos parâmetros de modelo Hiperbolico. Material de Enrocamento da Barragem Foz de Chapecó.

Na maioria de casos não existe na literatura ensaios triaxiais dos materiais empregadas nas barragens, mas pode se encontrar parâmetros do Modelo Hiperbolico. O caso 2, foi empregado para determinar parâmetros do Modelo Hardening Soil a partir de parâmetros do modelo hiperbolico e foi feito em todas as análise desta dissertação.

Dados iniciais:

$$\gamma_{\text{prom}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Altura (H)} = 47.8 \text{ m}$$

Nível de Tensões :

$$\sigma'_1 = 956 \text{ KPa} , K_0 = 0.32 , \sigma'_3 = 310 \text{ KPa}$$

O modelo Hardening soil, segundo a equação (I.1) considera o aumento de rigidez em função da tensão σ'_3 e a potencia “m”, no caso de ensaios triaxiais mostra o modulo de rigidez dependente da tensão confinante E_{50} , e o modulo de rigidez referencial E^{ref}_{50} devido a uma tensão confinante referencial. Com os valores obtidos no grafico I.2 se obtiveram E_i e E_{50} respectivamente

Os níveis de tensões referenciais foram $\sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$, $\sigma'_3 = 200 \text{ KPa}$ e $\sigma'_3 = 310 \text{ KPa}$. Na equação (I.1), foi considerado um estado equivalente entre as rigidezes E_{50} e E^{ref}_{50} para $\sigma'_3 = 100 \text{ KPa}$. Além foi utilizado a relação do modelo Hardening $E^{\text{ref}}_{ur} = 3.E^{\text{ref}}_{50}$. Os resultados são mostrados na tabela I.2.

$$E_{50} = E^{\text{ref}}_{50} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (\text{I.1})$$

Tabela I.2-Parâmetros do Modelo Hardening Soil

MATERIAL	PARÂMETROS DO MODELO HARDENING SOIL				
	E^{ref}_{50}	E^{ref}_{oed}	E^{ref}_{ur}	m	Rf
Enrocamento Grosso	54.5	54.5	136.5	0.6	0.9

Este procedimento foi utilizado para os outros materiais que tinham encontrado somente parâmetros do modelo parabólico.

APENDICE II – RESULTADOS OBTIDOS NA SIMULAÇÃO DA BARRAGEM HIPOTETICA DEVIDO À INCLINAÇÃO “ α ”

II.1

Deslocamento Vertical

Neste item são mostrados os resultados dos deslocamentos verticais dos materiais, na etapa construtiva e inclinações “ α ”.

Figura II.1 – Deslocamento Vertical no corpo de enrocamento com $\alpha=90^\circ$ Figura II.2 – Deslocamento Vertical no corpo de enrocamento com $\alpha=73^\circ$

Figura II.3 – Deslocamento Vertical no corpo de enrocamento com $\alpha=63^\circ$

Figura II.4 – Deslocamento Vertical no corpo de enrocamento com $\alpha=34^\circ$

II.2

Deslocamento Horizontal

Neste item são mostrados os resultados dos deslocamentos horizontais da transição e enrocamento, na etapa construtiva e enchimento e inclinações " α ".

Figura II.5 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=90^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.6 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=79^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.7 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=73^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.8 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=63^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.9 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=53^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.10 – Deslocamento Horizontal na Transição com $\alpha=34^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.11 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=90^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.12 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=79^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.13 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=73^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.14 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=63^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.15 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=53^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento

Figura II.16 – Deslocamento Horizontal no Enrocamento com $\alpha=53^\circ$. Etapa de Construção e Enchimento