

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E
HIDRÁULICAS DE CONCRETOS ASFÁLTICOS PARA
APLICAÇÃO EM BARRAGENS**

PAULO ROBERTO FARIAS FALCÃO
ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-052/07

BRASÍLIA-DF: NOVEMBRO / 2007

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E
HIDRÁULICAS DE CONCRETOS ASFÁLTICOS PARA
APLICAÇÃO EM BARRAGENS**

PAULO ROBERTO FARIAS FALCÃO

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

**Prof. Márcio Muniz de Farias, PhD, UnB
(ORIENTADOR)**

**Prof. André Pacheco de Assis, PhD, UnB
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Prof. Newton Moreira de Souza, DSc., UnB
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Prof. Glauco Tulio Pessa Fabbri, DSc., USP-SC
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, PhD, PUC-RIO
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 30 de Novembro de 2007.

DEDICATÓRIA

Há quatro anos estava me sentindo da mesma forma que me encontro ao escrever estas breves palavras; cansado, ansioso, querendo que mais uma etapa da minha vida chegasse ao fim. Eram os últimos dias trabalhando no fechamento de minha dissertação de mestrado. Lembro que em meio a toda a correria acertando os últimos detalhes para o envio do trabalho para os examinadores, sentei na frente do computador e comecei a pensar sobre a dedicatória que deveria escrever. Passou em minha mente uma série de lembranças, algumas boas, outras nem tanto, percebi que muitas pessoas especiais cruzaram meu caminho e de certa forma elas me ajudaram a atingir mais aquele objetivo. Entretanto, me concentrei um pouco mais e concluí que existiram pessoas que não apenas cruzaram o meu caminho, mas que me acompanharam por toda aquela longa jornada. Hoje, ao fim de mais uma etapa de aprendizado em minha vida, dentre todas as conclusões que foram apresentadas nesta tese de doutorado, são nestas poucas linhas que estão minhas maiores certezas. Foi à força destas pessoas há quem dedico minha tese que me mantiveram firme na busca deste objetivo. É por isso que a dedicatória deste trabalho se mantém, depois de quatro longos anos, inalterada. Dedico a minha tese com especial carinho a várias pessoas imprescindíveis em minha vida: meus avós paternos Ademar & Neide; a minha avó materna Dione; a meus pais Nilo e Márcia Falcão; meus irmãos André, Raquel, Luciano, Mariana, Ítalo e Victor; a meus tios Márcio & Yaeko, Marcílio, Marcos, Marcelo e Nívea; a meus primos, em especial, David e Ciro Benevides; a todos os meus amigos do coração que sempre acreditaram em meu potencial me dando força e confiança para vencer esta etapa.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de dedicar um parágrafo especial a meus tios Márcio e Yaeko, por terem me recebido com todo o carinho, abrindo as portas de sua casa e me deixando compartilhar de ótimos momentos junto de uma família admirável. Como profissionais, serão sempre o meu melhor exemplo de competência e dedicação. Como pessoas estarão sempre guardados no meu coração.

Ao meu orientador Márcio Muniz, por todo o conhecimento compartilhado, pelo exemplo profissional ao qual muito admiro e a toda dedicação despendida durante a elaboração deste trabalho.

Gostaria de deixar um agradecimento especial aos profissionais de FURNAS que tiveram participação decisiva neste trabalho; o Eng. Renato Cabral, aos técnicos Saulo, Edimilson, Carlinhos e Baiano que com sua competência acrescentaram pontos positivos a esta tese; e a toda turma do laboratório de solos e de rochas que contribuíram de forma decisiva neste trabalho. Um agradecimento especial ao Doutor Marlos que se mostrou grande amigo e que muito admiro.

Quero expressar minha grande gratidão ao senhor Osiris e a dona Ana, com total extensão aos seus filhos e meus amigos Alexandre Cristino, Fernando e Leonardo, por terem aberto as portas do seu lar com tanto carinho. A admiração que tenho por vocês e amizade que cultivamos durante todos estes anos irão certamente me acompanhar por toda a vida. Um abraço especial aos pais dos meus amigos Marcus Aires, Juninho e Eduardo, Sr. Alexandre e dona Isabel por terem me acolhido tão bem em minhas idas a Goiânia.

Finalmente, compartilho o sucesso deste trabalho com todos os meus amigos que estiveram comigo e me acompanharam por toda esta caminhada: Alexandre & Kenia, Lee Chong & Patrícia, José Renato & Maria, Carlos Eduardo & Cíntia, Geremias & Bia, Charles Aguiar & Claudinha, Felipe Russo, Alexandre Gil, André, Otávio e Ary Frank.

O futebolzinho dos domingos a tarde foi mais do que uma terapia, quase tão essencial quanto o conhecimento acadêmico absorvido durante o curso. Foram momentos de conquistar grandes amigos. Um abraço especial ao Normando, Adriano Frutuoso, Luis Gustavo, Fred, Ítalo Bruno, Héctor e Cid.

Amizades conquistadas e pessoas que muito admiro: Gustavo Oliveira (valeu Vei), Gustavo Barbosa & Andréia, Jonathan Nunes e José Neres. Espero que nossos caminhos se cruzem novamente ao longo desta nova caminhada caros amigos.

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DE CONCRETOS ASFÁLTICOS PARA APLICAÇÃO EM BARRAGENS

RESUMO

Na Europa, a utilização de materiais asfálticos como elemento impermeabilizante do maciço é prática corrente desde 1930, tendo ao longo do tempo comprovado ser uma opção tecnicamente eficaz e economicamente competitiva quando comparada com as soluções tradicionais. A mistura que tem sido utilizada é um concreto betuminoso aplicado externamente, na face de montante, ou como núcleo interno de barragens podendo ser esta técnica aplicada em barragens de terra ou de enrocamento. O Brasil possui uma variedade enorme de condições de fundação, clima e tipos de solos, possibilitando assim a análise de diferentes opções de projeto que venham ser econômica e tecnicamente viáveis. Entretanto, não existem relatos de obras, projetos, ou até mesmo trabalhos técnicos nacionais relacionados à utilização de misturas betuminosas como único elemento de vedação de barragens. Neste contexto, no ano de 2002, Furnas Centrais Hidrelétricas em parceria com a Universidade de Brasília, iniciaram um projeto de pesquisa visando o estudo da viabilidade de aplicação de misturas betuminosas com utilização de agregados minerais do Centro-Oeste. Desde então, o presente tema tem sido foco de estudo no âmbito do curso de pós-graduação em geotecnia culminando com a defesa de duas dissertações de mestrado (Falcão, 2003 e Jacintho, 2005) e se estendendo até a publicação da presente tese. Foram realizados ensaios laboratoriais de permeabilidade, módulo de resiliência, resistência à tração, desgaste cântabro e triaxiais de grande escala em misturas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) e de concreto poroso de asfalto (CPA) dosado para vários teores de ligante. Foram realizadas análises numéricas de fluxo, estabilidade de taludes e tensão-deformação simulando a aplicação de misturas asfálticas em núcleo ou face betuminosa de uma barragem hipotética. Os parâmetros utilizados nas análises numéricas foram os obtidos nos ensaios laboratoriais e alguns valores encontrados na literatura. De uma forma geral, o comportamento mecânico e hidráulico das misturas estudadas apresentou-se coerente com os valores encontrados na literatura internacional, sendo estas misturas consideradas potencialmente aplicáveis em estruturas hidráulicas.

HYDRAULIC AND MECHANICAL ANALYSIS OF ASPHALT CONCRETE MIXTURES FOR EMBANKMENT AND ROCKFILL DAMS

ABSTRACT

The use of concrete asphalt as the impervious element in rockfill and embankment dams has been widely adopted in Europe since 1930 and its good technical performance has been verified when compared to traditional solutions. The mixture used, either in embankment or rockfill dams, is the asphalt concrete applied as a liner on the upstream face of the dam, or as an internal core. Brazil has a large variety of foundations, climatic and soil conditions, what makes possible different possibilities of project analysis which may be technical and economical attractive. However, there is no further information related to the construction, projects, or even technical national papers about the use of concrete asphalt as the only impervious element of dams. Facing this context, Furnas Centrais Hidrelétricas and the University of Brasilia in 2002 started a research looking forward to study the application availability of asphalt mixtures using local mineral aggregates. Since then, two master thesis concerning about this subject were elaborated on the pos-graduation program in geotechnic of the University of Brasilia (Falcão, 2003 and Jachinto, 2005). A laboratorial experimental program was stabilized. Permeability, triaxial large scale tests, resilient modulus and tensile strength tests were carried out into concrete asphalt specimens varying the bitumen percentage and mineral aggregate. Flux, Slope Stability and Stress-Strain numerical analyses were also performed to simulate the application of asphalt concrete on the face or the core of a hypothetical dam. It could be concluded from the results that the mechanical and hydraulic behaviors of the studied mixture were coherent with the international literature values and that the mixture has a good potential of applicability in hydraulic structures.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - JUSTIFICATIVA	4
1.3 - OBJETIVOS	5
1.4 - METODOLOGIA	5
1.5 - ESCOPO DA TESE	7
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 - INTRODUÇÃO	9
2.2 - BREVE HISTÓRICO	9
2.3 - BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO	10
2.3.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	13
2.3.2 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS.....	14
2.3.2.1 - SISTEMA CONSTRUTIVO COM PAVIMENTADORA HORIZONTAL	15
2.3.2.2 - SISTEMA CONSTRUTIVO COM PAVIMENTADORA VERTICAL	18
2.3.2.3 - TRATAMENTO DAS JUNTAS	20
2.3.3 - CARACTERÍSTICA DAS MISTURAS ASFÁLTICO PARA FACE	21
2.3.4 - EXEMPLOS DE BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO BETUMINOSO	21
2.3.4.1 - BARRAGEM ROADFORD.....	22
2.3.4.2 - BARRAGEM ALENTO.....	23
2.4 - BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (BARRAGENS ACC)	24
2.4.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	24
2.4.2 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS.....	25
2.4.2.1 - MÉTODO DO CONCRETO ASFÁLTICO CICLÓPICO	26
2.4.2.2 - MÉTODO RUSSO.....	27
2.4.2.3 - MÉTODO MECÂNICO	27
2.4.3 - CARACTERÍSTICAS DE MISTURAS BETUMINOSAS PARA NÚCLEOS	30
2.4.4 - DETALHAMENTO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DA BARRAGEM STORGLOMVAANT (MAIS ALTO NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO).	31

2.5 - USINA DE ASFALTO	36
2.6 - CONTROLE DE QUALIDADE	36
2.6.1 - CONTROLE DE QUALIDADE DE BARRAGENS COM FACE BETUMINOSA ..	36
2.6.2 - CONTROLE DE QUALIDADE DE BARRAGENS ACC.....	37
2.7 - COMPETITIVIDADE – FACE BETUMINOSA VERSUS NÚCLEO BETUMINOSO VERSUS OUTRAS ALTERNATIVAS.	38
2.8 - OUTRAS APLICAÇÕES DO CONCRETO ASFÁLTICO.....	41
2.8.1 - <i>LINER</i> BETUMINOSO DO CANAL LECH	42
2.8.2 - DEPÓSITO DE LIXO VALLE DELLA MOTTA – SUÍÇA.....	43
2.8.3 - RESERVATÓRIO DE BOMBEAMENTO GOLDISTHAL	44
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS	45
3.1 - INTRODUÇÃO	45
3.2 - MATERIAIS UTILIZADOS	46
3.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	48
3.4 - CONFECCÃO DO LIGANTE MODIFICADO COM BORRACHA (CAP BORRACHA)	49
3.4.1 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE DIGESTÃO	51
3.5 - DOSAGEM DA MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO DENSO TIPO CBUQ....	52
3.5.1 - COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE CBUQ PARA OS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS.....	54
3.5.1.1 - PROCEDIMENTOS PARA COMPACTAÇÃO E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA COM DIMENSÕES NÃO CONVENCIONAIS PARA OS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS.....	56
3.6 - DOSAGEM DA MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO POROSO TIPO CPA....	59
3.7 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CBUQ DENSO E CPA.....	61
3.7.1 - ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)	63
3.7.2 - ENSAIOS DE DESGASTE CÂNTABRO SECO E ÚMIDO.....	64
3.7.3 - ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL ..	66
3.7.3.1 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ E FADIGA POR MEIO DE ENSAIOS DE RT REALIZADOS EM DIFERENTES VELOCIDADES	67
3.7.4 - ENSAIOS TRIAXIAIS.....	72
3.8 - ENSAIO DE PERMEABILIDADE	74
3.8.1 - EQUIPAMENTO UTILIZADO	74
3.8.2 - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE.....	76
3.8.3 - EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	77
3.8.3.1 - MOLDAGEM DO CORPO DE PROVA NA CAMPÂNULA.....	78

3.8.3.2 - PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	80
CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM DOS MATERIAIS.....	81
4.1 - APRESENTAÇÃO	81
4.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS UTILIZADOS	81
4.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CAP 50/70 E CAP BORRACHA.....	82
4.4 - DOSAGEM MARSHALL DAS MISTURAS DE CBUQ	85
4.4.1 - ENSAIOS CÂNTABRO SECO E ÚMIDO NAS MISTURAS DE CBUQ.....	89
4.4.2 - ENSAIOS DE CÂNTABRO E RT SECO E ÚMIDO EM MISTURAS DE CPA.	91
4.4.2.1 - ENSAIO CÂNTABRO PARA MISTURAS CPA	96
CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS.....	98
5.1 - APRESENTAÇÃO	98
5.2 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CBUQ	98
5.2.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS EM MISTURAS DE CBUQ	98
5.2.1.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS NA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO GRANITO	98
5.2.1.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO CALCÁRIO	102
5.2.2 - ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	111
5.2.3 - ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NAS MISTURAS DE CBUQ.....	113
5.2.4 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA O AGREGADO CALCÁRIO.	116
5.2.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RT A DIFERENTES VELOCIDADES	118
5.3 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CPA.....	120
5.3.1 - ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR) EM MISTURAS DE CPA.....	120
5.4 - ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	122
CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	126
6.1 - APRESENTAÇÃO	126
6.2 – SIMULAÇÕES DE FLUXO E ESTABILIDADE DE TALUDES.....	126
6.2.1 – SIMULAÇÃO DE FLUXO DE UMA BARRAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO	127
6.2.2 – SIMULAÇÃO DE FLUXO DE UMA BARRAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO	135
6.2.3 - SIMULAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UMA BARAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	139

6.2.4 - ANÁLISE DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO EM BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO.	142
6.2.4.1 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	144
6.2.4.2 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS	148
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES	154
7.1 – APRESENTAÇÃO	154
7.2 – PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS.....	154
7.3 - PRINCIPAIS CONCLUSÕES OBTIDAS DE ACORDO COM AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	159
7.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	161
7.5 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	162
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 - Esquema típico de uma barragem com face betuminosa (ICOLD, 1999).....	11
Figura 2.2 - Tipos de sistemas de revestimento impermeáveis: (a) revestimento de camada dupla; (b) revestimento de camada simples (Icold, 1999).	11
Figura 2.3 - Esquema construtivo da face de concreto asfáltico utilizando pavimentadora horizontal (Walo, 1997a).....	15
Figura 2.4 - Sistema locomotor da pavimentadora horizontal (Walo, 1997b).....	16
Figura 2.5 - Pavimentadora horizontal operando em taludes extensos (Walo, 1997b).....	16
Figura 2.6 - Abastecimento de materiais do topo ou parte inferior do talude (Walo, 1997b). 17	
Figura 2.7 - Aplicação de diferentes tipos de camadas (Walo, 1997b).....	17
Figura 2.8 - Acabadora horizontal para pavimentação da face (Walo, 1997a).....	18
Figura 2.9 - Ponte acabadora operando na parte superior do talude de montante (Walo, 1994).	18
Figura 2.10 - Esquema construtivo da face betuminosa utilizando pavimentadora vertical (Walo, 1997a).....	19
Figura 2.11 – <i>Dumper</i> abastecendo a pavimentadora ao longo do talude (Walo, 1994).	19
Figura 2.12 - Abastecimento da pavimentadora da parte inferior do talude (Walo, 1997a)... 19	
Figura 2.13 - Tratamento da junta perimetral (Walo, 1997a).	20
Figura 2.14 – Barragem Roadford, Devon, Inglaterra (Walo, 1997a).	22
Figura 2.15 - Estrutura típica das camadas da face de montante da barragem Roadford (Walo, 1997a).....	22
Figura 2.16 – Barragem Alento, Salento, Itália (Walo, 1997a).	23
Figura 2.17 - Estrutura típica utilizada na face de montante da barragem Alento (Walo, 1997a).....	23
Figura 2.18 - Esquema da barragem Storvant (45 m) na Noruega (Modificado - Höeg, 1993).	24

Figura 2.19 – Desenho esquemático da máquina pavimentadora (modificado - Höeg ,1993).	28
Figura 2.20 - Desnível máximo (40 cm) de operação entre camadas (Kolo, 2003).....	29
Figura 2.21 – Máquina pavimentadora em execução (Kolo, 2003).	29
Figura 2.22 - Compactação do núcleo e transições (Höeg, 1993).....	30
Figura 2.23 - Permeabilidade versus Volume de vazios (Modificado – Höeg,1993).	31
Figura 2.24 – Barragem Storglomvant com 125 metros de altura (Kolo, 2003).....	32
Figura 2.25 - Limpeza da base de concreto com jateamento de ar comprimido (Kolo, 2003).	33
Figura 2.26 - Paver pronta para iniciar a execução de uma nova camada (Kolo, 2003).....	33
Figura 2.27 - Aplicação do concreto betuminoso com formas metálicas (Kolo, 2003).....	34
Figura 2.28 - Colocação das camadas de transição ao lado das formas metálicas (Kolo, 2003).	34
Figura 2.29 - Compactação do núcleo junto a estrutura de concreto (Kolo, 2003).	35
Figura 2.30 - Processo construtivo da Barragem Storglomvant em andamento (Kolo, 2003).	35
Figura 2.31 - Configuração das camadas do canal Lech, Alemanha (Walo, 1997a).	42
Figura 2.32 - Construção do canal Lech, Alemanha (Walo, 1997a).....	42
Figura 2.33 - Composição das camadas do depósito de lixo Valle della Motta (Walo, 1997a).	43
Figura 2.34 - Depósito de lixo Valle della Motta, Suíça (Walo, 1997a).....	44
Figura 2.35 - Reservatório de bombeamento Goldisthal, Alemanha (Walo, 2001).....	44
Figura 3.1. Curva granulométrica da borracha de pneu (Roseno, 2005).	47
Figura 3.2. Equipamento utilizado para a confecção do asfalto modificado por borracha.	51
Figura 3.3 – Viscosímetro Brookfield (a) e célula para o controle de temperatura (b).....	52
Figura 3.4 - Adaptações no equipamento de compactação Marshall.	55
Figura 3.5 - Cilindros metálicos e respectivos conjuntos de fixação.	56
Figura 3.6 - Procedimento de ajuste da trava metálica.	59
Figura 3.7 - Corpos de prova extraídos após a compactação.	59
Figura 3.8. Composição Granulométrica Adotada.	60
Figura 3.9. Corpos de prova de CPA	61

Figura 3.10. Prensa pneumática para execução de ensaios de MR.	63
Figura 3.11. Banho Maria para o condicionamento úmido.....	65
Figura 3.12. Prensa de Ensaio Universal.....	67
Figura 3.13 - Variação da tensão de compressão vertical equivalente vs. a deformação vertical.....	69
Figura 3.14 - Procedimento de colocação da membrana impermeável.....	73
Figura 3.15 - Prensa triaxial montada e pronta para o início do ensaio.	73
Figura 3.16 - Desenho esquemático do permeâmetro utilizado.	75
Figura 3.17 - Permeâmetro (laboratório de concreto – Furnas).	76
Figura 3.18 - Aplicação da pintura de ligação de neutrol na lateral do CP.....	78
Figura 3.19 - Corpos de prova dentro da campânula aguardando a colocação de material selante.....	79
Figura 3.20 - Adição da mistura selante aos corpos de prova dentro das campânulas.	79
Figura 3.21 - Adição da camada de cascalho sobre os corpos de prova.	80
Figura 3.22 - Fechamento das campânulas.	80
Figura 4.1 - Influência da temperatura na viscosidade do CAP 50/70.....	84
Figura 4.2 - Influência do tempo de digestão na viscosidade do CAP borracha.....	84
Figura 4.3 - Ensaio de Ponto de Amolecimento do CAP borracha.	84
Figura 4.4 - Ensaio de recuperação elástica do CAP borracha.....	85
Figura 4.5 - Média dos valores de Vv versus teor de ligante.	86
Figura 4.6 – Estabilidade Marshall versus teor de ligante.	87
Figura 4.7 – Fluência Marshall versus teor de ligante.	88
Figura 4.8 - Desgaste Cântaro para as condições secas e úmidas para o CBUQ.	91
Figura 4.9 - Parâmetros Volumétricos da Mistura de CPA com Agregado Micaxisto.....	92
Figura 4.10 - Parâmetros Volumétricos da Mistura de CPA com Agregado Granítico.....	92
Figura 4.11 - Resistência a Tração Seca e Úmida da Mistura com Agregado Micaxisto.	93
Figura 4.12 - Resistência a Tração Seca e Úmida da Mistura com Agregado Granítico.....	93
Figura 4.13 - Percentual de Desgaste por Saturação.....	94

Figura 4.14 - Desgaste Cântabro Seco para as duas misturas ensaiadas.....	96
Figura 4.15 - Desgaste Cântabro Úmido para as duas misturas ensaiadas.	97
Figura 5.1 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 4,5% de ligante).....	99
Figura 5.2 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 5,0% de ligante).....	99
Figura 5.3 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 5,5% de ligante).....	99
Figura 5.4 - Comportamento tensão versus deformação dos ensaios realizados.	100
Figura 5.5 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. (σ_3 = 245 kPa).	101
Figura 5.6 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. (σ_3 = 490 kPa).	101
Figura 5.7 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. (σ_3 = 980 kPa).	102
Figura 5.8 - Envoltórias de Mohr-Coulumb para o CBUQ Granito.....	102
Figura 5.9 - Curva tensão versus deformação (calcário 5,0% de ligante).....	103
Figura 5.10 - Curva tensão versus deformação (calcário 5,5% de ligante).....	103
Figura 5.11 - Curva tensão versus deformação (calcário 6,0% de ligante).....	103
Figura 5.12 - Curva tensão versus deformação CBUQ calcário.	104
Figura 5.13 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante da CBUQ calcário. (σ_3 = 245 kPa).	104
Figura 5.14 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante da CBUQ calcário. (σ_3 = 490 kPa).	104
Figura 5.15 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ calcário. (σ_3 = 981 kPa).....	105
Figura 5.16 - Envoltórias de Mohr-Coulumb para o CBUQ Calcário.	105
Figura 5.17 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante(σ_3 = 245 kPa).....	106
Figura 5.18 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante(σ_3 = 490 kPa).....	106

Figura 5.19 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante ($\sigma_3 = 981$ kPa).....	106
Figura 5.20 - Comparação entre as envoltórias de ruptura para os diferentes agregados.	107
Figura 5.21. Módulo de Resiliência (MR) das misturas de CBUQ ensaiadas.	112
Figura 5.22 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (5,0% de ligante).....	114
Figura 5.23 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (5,5% de ligante).....	114
Figura 5.24 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (6,0% de ligante).....	115
Figura 5.25 – Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (5,0% de ligante).	115
Figura 5.26 - Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (5,5% de ligante).	116
Figura 5.27 - Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (6,0% de ligante).	116
Figura 5.28 - Curva “Força vs. Deslocamento” para o CBUQ com calcário e 5,5% de ligante.	117
Figura 5.29 - Módulo de Resiliência (MR) das misturas de CPA ensaiadas.	121
Figura 5.30 - Permeabilidade vs. teor de ligante.	123
Figura 5.31 - Permeabilidade - resultados obtidos versus modificado - Höeg ,1993.	124
Figura 6.1 – Malha de elementos finitos e condições de contorno para barragem enrocamento com núcleo em solo.....	129
Figura 6.2 – Vazão (Q) e Perda de carga para a barragem de solo com B = 100m.	129
Figura 6.3 - Condições de contorno da simulação do núcleo de solo sem o enrocamento. ...	130
Figura 6.4 - Vazão (Q) e perda de carga para a simulação do núcleo de solo sem enrocamento.	130
Figura 6.5 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 100m.	131
Figura 6.6 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 90m.	132
Figura 6.7 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 80m.	132
Figura 6.8 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 70m.	132
Figura 6.9 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 60m.	132

Figura 6.10 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para $B = 50m$	133
Figura 6.11 – Largura (B) do núcleo vs. coeficientes angulares (Q vs. k).	134
Figura 6.12 – Vazão (Q) e linha de fluxo para a barragem de concreto asfáltico.....	136
Figura 6.13 - Situação crítica na base do núcleo.....	137
Figura 6.14 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de solo ($B = 100m$) para final de construção.	140
Figura 6.15 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de solo ($B = 100m$) para fase de operação.	140
Figura 6.16 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de CBUQ ($e = 1,00m$) para fase de final de construção.	141
Figura 6.17 - Tensões verticais para a fase de construção ($E_f = 100$ MPa, $E_e = 100$ MPa, $r = 1,0$).	144
Figura 6.18 - Deslocamentos totais na fase de construção da face ($E_f = 100$ MPa, $E_e = 100$ MPa, $r = 1,0$).	145
Figura 6.19 - Deformada da fase de carregamento hidrostático e força normal à face de concreto asfáltico.....	145
Figura 6.20 - Variação das tensões de tração e compressão na face de concreto asfáltico ($E_f = 100$ MPa, $E_e = 100$ MPa, $r = 1,0$).	146
Figura 6.21 - Influência do peso próprio da face na tensão gerada.....	147
Figura 6.22 - Influência do valor do fator “ r ” nas tensões geradas na face.	148
Figura 6.23 - Relação entre a rigidez relativa e a tensão de tração máxima gerada na face de concreto asfáltico.....	150
Figura 6.24 - Distribuição de tensões normais ao longo para face para o modelo Hardening Soil.	152
Figura 6.25 – Variação do $E50$ ao longo do comprimento da face.....	153

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 1.1 - Distribuição dos tipos de empreendimentos em operação para a geração de energia nos anos de 2003 e 2007 (Aneel, 2007).	2
Tabela 2.1 - Barragens com face de concreto betuminoso.....	14
Tabela 2.2 - Barragens com núcleo de concreto betuminoso (Barragens ACC).....	25
Tabela 2.3 - Comparação Face Betuminosa versus Núcleo Betuminoso.....	40
Tabela 3.1. Materiais utilizados na pesquisa.....	48
Tabela 3.2. Ensaio de caracterização dos agregados minerais (micaxisto, granito e calcário).	49
Tabela 3.3. Ensaio de caracterização dos ligantes utilizados (CAP 50/70 e CAP Borracha). 49	
Tabela 3.4. Condições adotadas durante o processo de mistura da borracha com o ligante....	50
Tabela 3.5. Composição Granulométrica de Füller para $D_{max} = 19\text{mm}$ e $n = 0,41$	53
Tabela 3.6. Especificações Exigidas para a Camada Porosa de Atrito (DNER-ES 386/1999).	61
Tabela 3.7 – Ensaio mecânico realizado em CBUQ.	62
Tabela 3.8. Ensaio mecânico realizado nas misturas de CPA.	62
Tabela 3.9 – Quantidade de corpos de prova de CBUQ e CPA para os ensaios de MR.....	64
Tabela 3.10 – Quantidade de corpos de prova de CBUQ e CPA para os ensaios de Cântabro.	66
Tabela 3.11. Número de Corpos de Prova para os ensaios de permeabilidade nas misturas de CBUQ.....	77
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.	82
Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes utilizados.....	83
Tabela 4.3 - Teor de Ligante x Volume de Vazios Médio.....	86
Tabela 4.4 - Média dos parâmetros volumétricos das misturas de CBUQ.	89

Tabela 5.1 - Resumo dos módulos elásticos calculados a partir dos resultados dos ensaios triaxiais.	108
Tabela 5.2 - Comparação dos resultados dos ensaios triaxiais com os valores da literatura internacional ($\sigma_3 = 981$ kPa).	110
Tabela 5.3 - Ensaio de Módulo de Resiliência (MR) realizados em CBUQ.	111
Tabela 5.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de R_t para diferentes velocidades.	113
Tabela 5.5 - Valores de Resistência à Tração (RT) para CBUQ com calcário e 5,5% de ligante.	117
Tabela 5.6 – Resultados obtidos pelo programa FADIGA.	118
Tabela 5.7 - Ensaio de Módulo de Resiliência (MR) realizados nas misturas de CPA.	121
Tabela 5.8 - Índice de vazios dos CP ensaiados.	122
Tabela 6.1 – Coeficientes de permeabilidade utilizados na análise de fluxo.	127
Tabela 6.2 – Vazão (Q em $m^3/s/m$) para combinações de largura (B em m) de base do núcleo e coeficiente de permeabilidade (k em m/s).	131
Tabela 6.3 - Validação das formulações geradas por meio das análises das simulações numéricas.	135
Tabela 6.4 - Resumo dos resultados das simulações de núcleo de concreto asfáltico para diferentes espessuras de núcleo.	138
Tabela 6.5 – Relação Base do Solo e Base CBUQ para mesma vazão.	139
Tabela 6.6 – Parâmetros de resistência para as análises de estabilidade de taludes.	139
Tabela 6.7 – Resumo da análise paramétrica da rigidez relativa e tensão máxima de tração.	149

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

- Aneel - Agencia Nacional de Energia Elétrica
- ASTM - American Society for Testing and Materials
- a e b. - Parâmetros de Rigidez
- B - Largura da base do núcleo
- Barragens ACC- “*Asphalt Concret Cores*” barragens com núcleo de concreto asfáltico
- Barragem CCR- Barragem de Concreto Compactado a Rolo
- Liners* - Revestimentos
- BENA - Barragens de Enrocamento com Núcleo Argiloso
- BEFC - Barragens de Enrocamento com Face de Concreto
- BR - Camada de ligação
- c - Coesão
- CAP - Cimento asfáltico de petróleo
- CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens
- CBUQ - Concreto betuminoso usinado a quente
- CESP - Companhia Energética de São Paulo
- CEFTRU – Centro de formação em recursos humanos em transportes
- CGH - Central geradora hidrelétrica
- CP - Corpo-de-prova
- D_{max} - Tamanho nominal máximo dos grãos
- D - Diâmetro do corpo de prova (D=10 cm),
- DNER-ME - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio
- DNER-ES - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço
- DR - Camada de Drenagem
- e - Camada de aterro
- E - Módulo de Elasticidade
- E_f - Módulo de elasticidade de face
- E.A - Rigidez a Tração/Compressão
- E_e - Módulo de elasticidade do enrocamento
- $E.I$ - Rigidez a flexão
- EOL - Central Geradora Eolielétrica
- FHWA- Administração Federal de Rodovias Americana
- filler* - Finos
- G_{cap} - Densidade do CAP

- H - CP (em torno de 6,3 cm)
- h - Altura de queda do soquete de compactação
- h - Altura da coluna de água correspondente a pressão (cm)
- I - Momento de Inércia
- I - Camada Impermeável de Concreto Betuminoso Denso
- Icold - Comitê Internacional de Grandes Barragens
- k - Coeficiente de permeabilidade (cm/s)
- K - Coeficiente de Empuxo
- K e n - Parâmetros da Lei de Fadiga
- L - Largura do friso de aplicação da carga (L=1,3 cm)
- LER - Laboratório de Engenharia Rodoviária
- MR - Módulo de Resiliência em compressão diametral a 25⁰C
- NBR - Norma Brasileira
- n - Índice geralmente sugerido com o valor de 0,41 para aplicação em estruturas hidráulicas
- Nf - Número de fadiga
- Pac% - Percentagem de asfalto em peso na mistura
- PEN - Penetração do ligante
- P_i - Porcentagem em peso menor que o tamanho equivalente dos grãos de dimensão d_i .
- PCH - Pequena Central Hidrelétrica
- r - Coeficiente de atrito do elemento de interface
- RT - Resistência à Tração em compressão diametral
- S_{max} - Rigidez máxima
- SOL - Central Geradora Solar Fotovoltaica
- tf - Tempo para ruptura
- UHE - Usina Hidrelétrica de Energia
- UTE - Usina Termoelétrica de Energia
- UTN - Usina Termonuclear
- W_{R0} - Energia de Ligação por unidade de volume da mistura
- δv - Respectivo deslocamento vertical
- ϵv - Deformação vertical
- η - Viscosidade dissipativa da mistura
- $|E^*|$ - Módulo dinâmico
- ϕ - Ângulo de fase
- ω - Frequência angular
- (ϵR) - Deformação na ruptura

- ϕ - Ângulo de atrito
- $\sigma^h(M)$ - Tensões horizontais efetivas no enrocamento a montante
- $\sigma^h(J)$ - Tensões horizontais efetivas no enrocamento a jusante
- ν - Coeficiente de Poisson
- γ - Peso específico

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O aumento populacional e a grande concentração demográfica nas cidades sem planejamento adequado têm gerado grandes problemas relacionados ao uso da água. Crises no abastecimento de energia, redes de água, esgoto e drenagens ineficientes, ou até mesmo ausentes, não são incomuns em várias localidades dos estados do Brasil.

Segundo dados do Comitê Internacional de Grandes Barragens (Icoid), existiam 25.410 barragens construídas no mundo e registradas até o ano de 1998. Entretanto, a crescente demanda de água, seja para o abastecimento doméstico, irrigação ou geração elétrica, requer novos investimentos para a construção de novos barramentos.

Os empreendimentos hidroelétricos brasileiros são as maiores fontes geradoras de energia no país. Atualmente existe um total de 1.656 empreendimentos em operação, gerando aproximadamente 100 GW de potência. Deste total, até o ano de 2007, cerca de 75,0 GW são gerados por 158 Usinas Hidrelétricas (UHE) e 285 pequenas centrais hidrelétricas (PCH), segundo dados da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel) os quais estão apresentados na Tabela 1.1.

A Tabela 1.1 mostra, ainda, a evolução das diversas modalidades de geração de energia entre os anos de 2003 e 2007, pode-se observar um aumento da ordem de 16% na potência total fiscalizada no país neste período. Destaca-se, neste período, o aumento significativo da potência gerada pelos novos parques eólicos onde apenas seis novos empreendimentos fizeram aumentar cerca de 1000% na energia gerada por esta modalidade. Entretanto, em termos absolutos, as UHE e PCH continuam sendo as maiores responsáveis pelo aumento de geração de energia do país.

Tabela 1.1 - Distribuição dos tipos de empreendimentos em operação para a geração de energia nos anos de 2003 e 2007 (Aneel, 2007).

Empreendimentos em Operação				
Tipo	Quantidade de Empreendimentos em 2003	Potência Fiscalizada em 2003 (kW)	Quantidade de Empreendimentos em 2007	Potência Fiscalizada em 2007 (kW)
CGH	152	83.152	212	111.340
EOL	9	22.025	15	236.850
PCH	236	1.080.791	285	1.727.813
SOL	1	20	1	20
UHE	139	66.340.252	158	74.920.411
UTE	751	15.678.992	983	20.949.547
UTN	2	2.007.000	2	2.007.000
Total	1290	85.212.232	1656	99.952.981

CGH (Central Geradora Hidrelétrica); EOL (Central Geradora Eolielétrica); PCH (Pequena Central Hidrelétrica); SOL (Central Geradora Solar Fotovoltaica); UHE (Usina Hidrelétrica); UTE (Usina Termoelétrica); UTN (Usina Termonuclear).

Durante as últimas décadas, estagnaram-se os investimentos para a construção de novos empreendimentos hidrelétricos, mas a retomada do crescimento do setor elétrico refletido pela construção de grandes obras nesta área se tornou inevitável, apontando para o desenvolvimento de projetos e construção de novas barragens.

Existem atualmente 69 PCH, 1 CHG e 17 UHE em construção as quais fornecerão cerca de 5 GW de potência quando em plena operação. Existem, ainda, 493 novos empreendimentos outorgados entre os anos de 1998 e 2007 que deverão incorporar a rede nacional de energia aproximadamente mais 21 GW de potência.

Em face desta realidade, o Governo Federal por meio do programa de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) investiu entre 1998 e 2006 aproximadamente 953 milhões de reais em pesquisas relacionadas à diversos temas relacionados ao desenvolvimento no setor energético brasileiro (Aneel, 2007).

Neste contexto, em junho de 2003, Furnas Centrais Elétricas (Furnas) em parceria com a Universidade de Brasília (UnB) iniciou um projeto com o objetivo de estudar a aplicação de misturas betuminosas na construção de elementos de impermeabilização de barragens.

Durante a primeira etapa do projeto foram estudadas, por meio de ensaios laboratoriais, misturas asfálticas densas do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) para a aplicação desta mistura em núcleos de barramentos. Os materiais usados para compor esta mistura foram: o cimento asfáltico de petróleo CAP 20 (atualmente enquadrado como CAP 50/70), fornecido pela Petrobrás, e agregado mineral micaxisto costumeiramente aplicado em obras de pavimentação da região Centro-Oeste.

Os resultados desta primeira etapa estão publicados em Falcão (2003), sendo este o primeiro trabalho em nível de mestrado no âmbito nacional a estudar a aplicação de CBUQ em barragens. Dentro do mesmo projeto, Jacintho (2005) estudou a viabilidade da utilização de solo emulsão para o melhoramento das propriedades mecânicas e hidráulicas de diferentes tipos de solos para aplicação em núcleos de barragens.

Os bons resultados apresentados durante a primeira fase do projeto comprovaram o potencial de aplicabilidade destas misturas como elemento de vedação de barragens. Entretanto, a experiência brasileira na aplicação de materiais asfálticos principalmente na pavimentação, demonstra que o desenvolvimento de misturas betuminosas requer um estudo detalhado.

Desta forma, os estudos referentes ao assunto se estenderam culminando, dentre outras, com a presente publicação. Os resultados apresentados ao longo do projeto serviram como referência para a iniciativa de FURNAS Centrais Hidroelétricas que propôs a construção do primeiro empreendimento utilizando esta tecnologia no Brasil.

Está extra oficialmente confirmado que o consórcio construtor da Barragem de Foz do Chapecó deve optar pela solução de núcleo de concreto asfáltico. O consórcio é formado pela Companhia Paulista de Força e Luz, Furnas e a Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), afetando diretamente 15 mil pessoas de 13 municípios do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina.

1.2 - JUSTIFICATIVA

A escolha da seção típica de um barramento depende, dentre outros fatores, do tipo de fundação, do tipo de vale e da disponibilidade de materiais adequados e em quantidades suficientes para a execução da obra. O Brasil é um país de dimensões continentais possuindo uma variedade enorme de condições de fundação, clima e tipos de solos. A realidade de campo é, portanto, bastante variada, possibilitando assim a análise de diferentes opções de projeto que venham a ser econômica e tecnicamente viáveis.

Restrições quanto à disponibilidade de materiais adequados para compactação de núcleos, seja do ponto de vista quantitativo ou qualitativo, torna necessário o desenvolvimento de técnicas alternativas para a impermeabilização do barramento, sendo a opção pelo uso de misturas asfálticas em núcleos ou faces, uma alternativa eficaz, e em muitos casos, economicamente atrativa como reportado por Saxegaard (2002).

Além disto, mesmo quando se têm materiais naturais disponíveis para a impermeabilização de um barramento, preocupações de ordem ambiental alimentam ainda mais a busca de alternativas de impermeabilização dos barramentos, diminuindo desta forma a degradação do meio ambiente.

Apesar de a tecnologia de construção de barragens com misturas betuminosas como único elemento de vedação estar bem estabelecida na Europa, foi somente com o início da presente pesquisa em 2003 que foram realizados os primeiros estudos a respeito do potencial de aplicação desta técnica no Brasil.

Diante da necessidade de mais estudos que venham a permitir uma maior segurança na determinação do comportamento destas misturas em campo foi realizada uma campanha mais extensa de ensaios, usando diferentes tipos de agregados e ligantes, além de serem estendidos os estudos laboratoriais tentando simular situações de aplicação em faces de concretos betuminosos. Além disto, simulações numéricas, baseadas nos parâmetros obtidos durante a fase laboratorial, foram processadas de forma a tentar simular como estas misturas se comportariam mediante as solicitações de campo, contribuindo, de tal forma, para o desenvolvimento desta tecnologia no país.

1.3 - OBJETIVOS

O presente trabalho teve como objetivo dar continuidade aos estudos relativos à aplicação de misturas betuminosas como único elemento de vedação em barragens de terra e enrocamento, usando materiais de diversas regiões do Brasil.

De forma a ampliar os conhecimentos sobre as metodologias desenvolvidas para o uso de misturas betuminosas em núcleos e faces de barragens, o presente trabalho teve como foco principal as atividades a seguir descritas:

- Desenvolver misturas betuminosas com o uso de diferentes agregados de rocha e ligantes asfálticos convencionais e modificados, para a aplicação em barragens com face de concreto betuminoso.
- Avaliar as propriedades mecânicas e hidráulicas destas misturas para a condição de funcionamento da obra considerando as características ambientais do Brasil.
- Estudar o desempenho destas misturas em situações de campo por meio de simulações numéricas utilizando como parâmetros os mesmos obtidos durante a fase de ensaios laboratoriais.
- Contribuir para a difusão do potencial de aplicação desta tecnologia no país.

1.4 - METODOLOGIA

Para cumprir com os objetivos desta tese, o desenvolvimento metodológico do presente trabalho foi baseado nas informações obtidas nos materiais bibliográficos consultados, principalmente dados obtidos junto a grandes construtoras, especializadas no assunto, as quais enviaram livros, artigos e folhetos sobre a aplicação de misturas betuminosas em estruturas hidráulicas, além de esclarecer diversos questionamentos levantados durante a pesquisa junto ao corpo técnico das mesmas.

O aprendizado adquirido durante a primeira fase do projeto, além de outras pesquisas desenvolvidas dentro do programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB (Oliveira, 2003, Dantas Neto, 2004, e Roseno, 2005) serviram de balizadores para o melhor desenvolvimento dos procedimentos laboratoriais complementares que foram realizados.

Foram estudados dois diferentes tipos de misturas, quanto à composição granulométrica, no presente trabalho; uma mistura densa do tipo CBUQ e um concreto poroso de asfalto (CPA). Foram utilizados três diferentes tipos de agregados minerais (calcário, micaxisto e granito) sendo utilizado o ligante asfáltico o CAP 50/70.

Assim como na primeira fase da pesquisa, a dosagem das misturas de CBUQ estudadas foi baseada na metodologia Marshall sendo adotadas algumas modificações no processo de compactação dos corpos-de-prova que foram utilizados para os ensaios triaxiais. Estes corpos-de-prova cilíndricos tinham dimensões de 10 x 20 cm e foram moldados segundo a metodologia descrita por Weibiao & Höeg (2002).

Os estudos relacionados a misturas porosas desenvolvidas neste trabalho, principalmente em aspectos relacionados à composição granulométrica das misturas, foram baseados em trabalhos já publicados por outros pesquisadores no âmbito do programa de geotecnia da Universidade de Brasília, como por exemplo: Botelho e Santos Filho (2002), Oliveira (2003) e Roseno (2005).

Os ensaios laboratoriais desenvolvidos na presente pesquisa foram executados em três diferentes laboratórios de acordo com a disponibilidade de execução dos diferentes tipos de ensaios realizados.

Os ensaios laboratoriais convencionais para a caracterização dos materiais asfálticos e granulares utilizados para compor as misturas de CBUQ e CPA, de modo a determinar algumas de suas propriedades físicas, foram em parte realizados no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) do CEFTRU/UnB e parte nos laboratórios do Departamento de Controle Tecnológico (DCT) de Furnas localizado no município de Aparecida de Goiânia, Goiás.

Os ensaios triaxiais e de permeabilidade nas misturas de CBUQ foram executados no Departamento de Controle Tecnológico (DCT) de Furnas, sendo o restante dos ensaios mecânicos realizados nas misturas, com exceção do ensaio de Módulo de Resiliência (MR), feitos no LER do CEFTRU/UnB.

Os ensaios mecânicos de Módulo de Resiliência (MR) foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará, localizado no Campus do Pici na cidade de Fortaleza, Ceará.

De forma a melhor compreender o comportamento das misturas ensaiadas em possíveis aplicações de campo, foram realizadas análises numéricas de fluxo e estabilidade de taludes em uma barragem hipotética de enrocamento utilizando como ferramenta numérica o software Slope-W e Seep-W do pacote GEOSTUDIO 2004.

Finalmente, foi realizado um estudo do comportamento tensão-deformação de uma barragem de enrocamento com face de concreto asfáltico utilizando o programa de elementos finitos PLAXIS 2D.

1.5 - ESCOPO DA TESE

Esta tese foi dividida em sete capítulos, organizados de forma lógica e seqüencial, de forma a tornar de fácil entendimento a pesquisa desenvolvida. Os assuntos abordados em cada um dos capítulos estão brevemente descritos abaixo:

O Capítulo 1 contém uma breve contextualização e justificativa do trabalho no cenário atual de desenvolvimento hidro-energético brasileiro. Este capítulo relata ainda os objetivos, metodologia empregada no desenvolvimento do trabalho e expõe o conteúdo abordado em cada um dos capítulos que compõem este trabalho.

O Capítulo 2 destaca as principais informações obtidas sobre o assunto. Pode-se encontrar neste capítulo um histórico sobre a aplicação de misturas betuminosas em barragens, informações relacionadas à geometria de obras já executadas, composição de misturas usualmente aplicadas, aspectos construtivos, controle de qualidade, comparação de custos e outras aplicações destas misturas em estruturas hidráulicas.

O Capítulo 3 apresenta os materiais e metodologias utilizadas para o desenvolvimento da tese. Os métodos para caracterização dos materiais utilizados são descritos, bem como os procedimentos de execução de cada ensaio mecânico e hidráulico desenvolvido durante a pesquisa.

No Capítulo 4 estão expostos e analisados os ensaios de caracterização dos agregados e ligantes asfálticos utilizados. São, ainda, discutidos os resultados referentes à dosagem e ensaios de caracterização das misturas de CBUQ e CPA.

No Capítulo 5 são apresentados os ensaios mecânicos e hidráulicos realizados nas das misturas de CBUQ e CPA.

O Capítulo 6 apresenta os resultados das análises numéricas realizadas utilizando como estudo de caso uma barragem hipotética.

No Capítulo 7 estão expostas as conclusões do presente trabalho, bem como as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo complementa e atualiza as informações mais relevantes sobre a aplicação de misturas asfálticas em barragens apresentado por Falcão (2003). Foram, ainda, realizadas algumas modificações nas tabelas e melhoradas algumas figuras apresentadas.

Inicialmente é apresentado um breve relato sobre o histórico da aplicação de misturas betuminosas como elemento de vedação de barragens de terra e enrocamento (Item 2.2). As informações sobre características geométricas, processos construtivos, misturas usualmente adotadas e exemplos reais de aplicação estão apresentadas em dois grandes tópicos: Barragens com Face Betuminosa (Item 2.3) e Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico (Item 2.4).

O capítulo apresenta informações sobre a usina de asfalto (Item 2.5) e o controle de qualidade (Item 2.6), expõe comparações entre as opções convencionais e as opções em face e núcleo betuminoso (Item 2.7), além de apresentar exemplos de outras aplicações do concreto betuminoso como barreira impermeável para utilização em estruturas hidráulicas (Item 2.8).

2.2 - BREVE HISTÓRICO

A Alemanha é uma das pioneiras na utilização de misturas asfálticas como elemento impermeabilizante de barragens onde, desde a década de 1930, se construíram as primeiras barragens com face de montante de concreto asfáltico. A eficiência da aplicação destas lajes serviu de incentivo para o projeto e construção de diversas outras barragens deste tipo na Alemanha e no mundo. Na década de 1950, foram construídas as primeiras barragens com núcleo de concreto asfáltico, porém, apenas como uma medida adicional de segurança. Em 1962, foi construída a barragem Dhunn Outer na Alemanha, sendo esta a primeira barragem com o núcleo central de concreto asfáltico como único elemento impermeabilizante. Diversas outras barragens deste tipo foram construídas por um período de 15 anos sendo a maioria delas na Alemanha. No entanto, até 1970, a maior parte das barragens de terra e enrocamento que tinham sido construídas usando misturas betuminosas era com face de concreto asfáltico, embora, segundo Visser et al. (1970), já houvesse neste período uma tendência de uma maior opção pela adoção de núcleo asfáltico em regiões com risco de terremotos ou quando grandes recalques eram esperados.

Um país que também se destaca na construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico, conhecidas no meio técnico como barragens ACC (*Asphalt Concrete Core*) é a Noruega, onde foram construídas basicamente apenas barragens de enrocamento com o núcleo argiloso central até 1970. Entretanto, estes materiais se tornaram cada vez mais escassos nos sítios noruegueses, sendo então a opção de uma barragem ACC adotada pela primeira vez em 1978. Desde então, até 1993, cinco das seis grandes barragens construídas na Noruega foram deste tipo (Höeg, 1993). A maior delas é a barragem Storglomvatn com um núcleo de 125 m de altura, sendo este o mais alto núcleo de concreto asfáltico construído no mundo, pois embora a maior barragem ACC seja a Fiestertal na Austrália com altura máxima de 150 m, seu núcleo tem apenas 98 m de altura.

O bom comportamento dos barramentos com concretos betuminosos levou outros países, fora da Europa, a desenvolverem esta tecnologia. A primeira barragem que utilizou material asfáltico como único elemento impermeável construída na China, data de 1970. Até o ano de 2002, existiam referenciadas 13 barragens deste tipo já construídas na China (Saxegaard, 2002).

2.3 - BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO

Durante muito tempo a opção por trabalhar com a face betuminosa como elemento de vedação foi a mais amplamente utilizada, sendo ainda hoje uma alternativa bastante atrativa com desempenho comprovado ao longo de mais de 50 anos (Strabag, 1996).

A Figura 2.1 mostra um esquema típico de uma barragem com face de concreto betuminoso e seus elementos. O revestimento de concreto asfáltico é por sua vez um sistema composto por camadas, cada uma com uma função específica. Existem dois sistemas básicos de revestimento que têm sido adotado na maioria das barragens: o revestimento de camada dupla (tipo A) e o revestimento de camada simples (tipo B), ambos representados na Figura 2.2.

O revestimento de camada dupla também é conhecido como revestimento sanduíche, pois existe uma camada de asfalto drenante (DR) entre duas camadas impermeáveis (I) de asfalto. A barragem Genkel, construída na Alemanha em 1952, é o primeiro exemplo de um revestimento sanduíche, enquanto que a barragem Montgomery nos Estados Unidos, construída em 1957, consta como o primeiro exemplo de revestimento de camada simples (Icold, 1999).

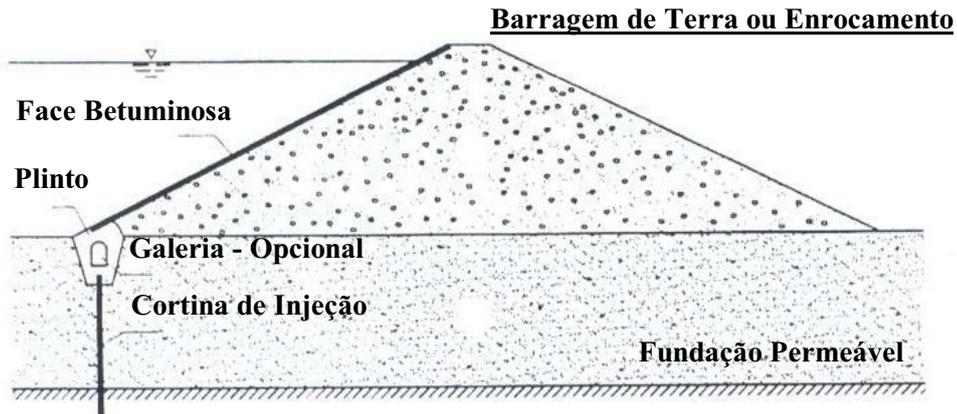


Figura 2.1 - Esquema típico de uma barragem com face betuminosa (ICOLD, 1999).

Seguem algumas informações sobre os sistemas de revestimento apresentados na Figura 2.2 para um melhor entendimento das funções de cada um dos elementos que constituem uma face betuminosa. Estas informações foram retiradas do boletim 114 do Icold (Barragens de aterro com revestimento asfáltico), traduzido pelo CBDB, o qual apresenta o estado da arte sobre o assunto e analisa criticamente práticas e tendências no projeto e construção de barragens com face betuminosa (ICOLD, 1999).

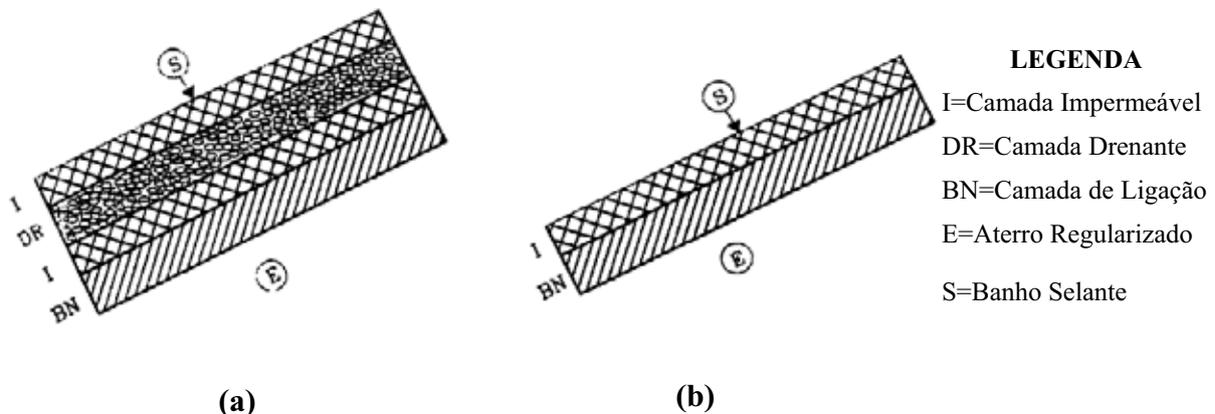


Figura 2.2 - Tipos de sistemas de revestimento impermeáveis: (a) revestimento de camada dupla; (b) revestimento de camada simples (Icold, 1999).

A face da barragem de aterro (E) é formada por materiais selecionados ou processados, regularizados e nivelados até obter uma superfície uniforme, com a retirada dos blocos maiores (fora de padrão). É recomendado que o diâmetro máximo dos agregados nesta camada seja preferencialmente 56 mm, e que a camada tenha no mínimo 30 cm de espessura no pé e 20 cm no topo do talude (Strabag, 1996). Após a regularização, esta face (ou subleito) deve ser imprimada, para funcionar como uma camada de ligação evitando erosão antes da aplicação da camada de ligação (BN). Podem ser usados para imprimir e estabilizar a face regularizada do aterro, misturas de asfalto diluído ou asfalto de alta penetração. Entretanto, a

mistura mais usualmente utilizada é uma emulsão asfáltica catiônica geralmente aplicada na taxa de 2 a 5 kg/m². Sugere-se, ainda, a aplicação de uma emulsão composta com 60% de ligante asfáltico a uma taxa de 3 kg/m² (Strabag, 1996).

Uma camada de ligação (BN) de concreto asfáltico permeável é colocada e compactada, para servir como uma camada de ligação, nivelamento e de fundação do revestimento. Além disto, esta camada deve servir como uma camada de transição, em termos de deformabilidade e permeabilidade entre a camada impermeável e o aterro. Para tal, sugere-se que esta mistura apresente um índice de vazios entre 10 e 15% e tamanho máximo do agregado de 16 mm (Strabag, 1990). Sugere-se, ainda, uma quantidade de 4 a 5% de ligante asfáltico para compor esta mistura e espessura mínima de 7 cm para esta camada.

A próxima camada para ambos os tipos de revestimentos (tipo A e tipo B) é a camada impermeável (I), sendo esta, uma camada de concreto asfáltico denso. No caso do revestimento de camada simples (tipo B), esta camada é o principal elemento responsável pela impermeabilização do barramento.

A camada impermeável (I) é composta de uma mistura bem graduada de agregados minerais com adição de finos (*filer*). A distribuição granulométrica da mistura pode ser encontrada nas recomendações para trabalhos com asfalto em estruturas hidráulicas, publicadas por Höeg (1993) que sugere que a composição da curva granulométrica para aplicação em estruturas hidráulicas, deve ser caracterizada pela curva de densidade máxima de Fuller, proposta por Fuller e Tompson em 1907 e apresentada a seguir:

$$P_i = \left(\frac{d_i}{D_{\max}} \right)^n \times 100\% \quad (2.1)$$

Onde:

P_i : Porcentagem em peso menor que o tamanho equivalente dos grãos de dimensão d_i .

D_{\max} : Tamanho nominal máximo dos grãos.

n : Geralmente sugerido com o valor de 0,41 para aplicação em estruturas hidráulicas (Höeg, 1993).

Vale ressaltar que a Equação 2.1 é também adotada para a composição granulométrica de misturas de CBUQ que utilizam as especificações *Superpave* (*Superior Performance Pavements*) implementadas pela Administração Federal de Rodovias Americana (FHWA),

para aplicação em rodovias. Entretanto, o valor do índice $n=0,50$ inicialmente proposto por Fuller, foi posteriormente alterado na década de 60 pela FHWA para o valor de 0,45.

O tamanho nominal máximo dos agregados mais comumente adotado é de 11,2 mm e os teores típicos de ligante asfáltico aplicados nesta camada estão entre 6 e 8%, em peso da mistura (Strabag, 1996; Icold, 1999).

No revestimento do tipo A, sobrepõe-se então a camada de drenagem (DR). Esta camada é constituída por uma mistura de agregados minerais com baixa quantidade de finos e com curva granulométrica aberta. O tamanho mínimo dos agregados que compõem esta mistura deve estar entre 5 e 8 mm, sendo geralmente necessário 2 a 5% de ligante asfáltico em peso para compor esta mistura que deve apresentar uma porosidade entre 10 e 30% (Icold, 1999). A mesma referência limita o coeficiente de permeabilidade desta camada a um valor maior que 10^{-4} m/s. Sugere-se atingir uma porosidade de no mínimo 18% para a camada drenante (Strabag, 1996).

Sobre a camada de drenagem é colocada e compactada uma segunda camada de concreto asfáltico impermeável (I), que geralmente tem a mesma composição e espessura da primeira camada (I).

A superfície acabada é, geralmente, selada com uma emulsão asfáltica aplicada a frio ou mástique asfáltico aplicado a quente, para proteção contra intemperismo e envelhecimento. O mástique utilizado no banho selante (S) é geralmente composto por uma mistura com cerca de 30% de asfalto e 70% de *filler*, existindo a possibilidade da utilização de fibras para uma maior estabilização no caso de taludes mais íngremes (Strabag, 1996).

2.3.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Algumas barragens construídas na década de 1930 foram projetadas com taludes bastante íngremes, existindo registro de um caso onde a inclinação do talude era de 1,0V:0,67H (Visser et al., 1970), porém a execução nestas inclinações requeria técnicas especiais de aplicação da face de concreto asfáltico. Desde a década de 1950 as inclinações máximas do talude de montante de uma barragem com face em concreto asfáltico eram de 1,0V:1,50H, considerada a inclinação máxima deste tipo de face para garantir a estabilidade do concreto asfáltico. Lorh & Feiner (1970) e Sawada et al. (1973) afirmam que para a condição de carregamento estático, a inclinação mais indicada tanto técnica como economicamente seria

de 1,0V:1,70H. As inclinações geralmente utilizadas independente do ano de conclusão ou da altura do barramento têm variado entre 1,0V:1,5H e 1V:2,0H (Icold, 1999). A Tabela 2.1 mostra alguns exemplos de configurações de seções típicas de barragens com face de concreto asfáltico.

Tabela 2.1 - Barragens com face de concreto betuminoso.

Nome do Barramento	País onde está construída	Ano de Construção	Talude de Montante	Altura do Barramento (m)	Referência Bibliográfica
Iron Moutain	USA	1397	1V:2,0H	48	Icold (1999)
Bou Havina	Algéria	1398	1V:0,8H	55	Icold (1999)
Genklel	Alemanha	1950	1V:2,25H	43	Strabag (1994)
Croix	Suíça	1956	1V:1,50H	15	Icold (1999)
Wahnbacht	Alemanha	1956	1V:1,60H	48	Srtabag (1994)
Ohra	Alemanha	1966	1V:2,0H	59	Icold (1999)
La Preza	Venezuela	1967	1V:1,70H	60	Icold (1999)
Guarajaz	Espanha	1972	1V:1,75H	48	Icold (1999)
Futaba	Japão	1977	1V:1,85H	59,8	Icold (1999)
Oskenica	Alemanha	1978	1V:1,50H	46	Icold (1999)
Markersbach	Alemanha	1981	1V:1,75H	55	Walo (1997)
Meraus Zirimiliz	Itália	1987	1V:1,20H	53	Icold (1999)
Huesna	Espanha	1989	1V:1,60H	70	Strabag (1994)
Yashio	Japão	1992	1V:1,20H	90,5	Strabag (1994)
Alento	Itália	1993	1V:1,20H	43	Walo (1997)
El Agrem	Algéria	1994	1V:1,70H	63	Icold (1999)
Chiauci	Itália	1997	1V:1,60H	78	Icold (1999)
Goldisthal	Alemanha	1999	1V:1,60H	67	Walo (1997)
Midlands	Mauritius	2002	1V:1,60H	30	Walo (1997)

2.3.2 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Existem basicamente dois sistemas construtivos utilizados para a pavimentação de faces betuminosas. Um dos sistemas, conhecido como sistema de pavimentação horizontal, utiliza um equipamento especial conhecido como ponte acabadora (*Bridge Finisher*) que faz o lançamento das camadas ao longo do talude deslocando-se no sentido longitudinal do barramento. Uma segunda opção, conhecida como sistema de pavimentação vertical, utiliza uma pavimentadora similar à utilizada na pavimentação de rodovias, pavimentando o talude por faixas no sentido ascendente, sendo a máquina guinchada da parte superior do talude para que possa vencer a inclinação do mesmo.

A escolha entre os métodos construtivos a ser aplicado vai depender principalmente do tamanho da obra e das condições geométricas do projeto. O Item 2.3.2.1 e o Item 2.3.2.2 apresentam de forma mais detalhada os dois processos construtivos empregados.

2.3.2.1 - SISTEMA CONSTRUTIVO COM PAVIMENTADORA HORIZONTAL

O esquema construtivo que utiliza a ponte acabadora é uma opção geralmente adotada para grandes projetos onde a geometria do talude é relativamente constante. Este equipamento também tem sido muito utilizado para construção de outros tipos de contenções hidráulicas, sendo bastante indicado para execução de taludes de canais, reservatórios e grandes bacias de armazenamento de água.

O processo construtivo utilizando a ponte acabadora está esquematizado na Figura 2.3. O equipamento se desloca continuamente sobre a face do talude no sentido longitudinal do barramento geralmente correndo sobre esteiras (Figura 2.4) e necessitando de pequenas faixas de rodagem (máximo 4 m) na parte superior do talude para operação. A ponte acabadora tem braço suficiente para pavimentar taludes de 4 a 25 m de extensão em uma passada. Após o lançamento do CBUQ, a compactação inicial é proporcionada pela própria acabadora, seguindo-se então com compactação utilizando rolos lisos guinchados da parte superior do talude.

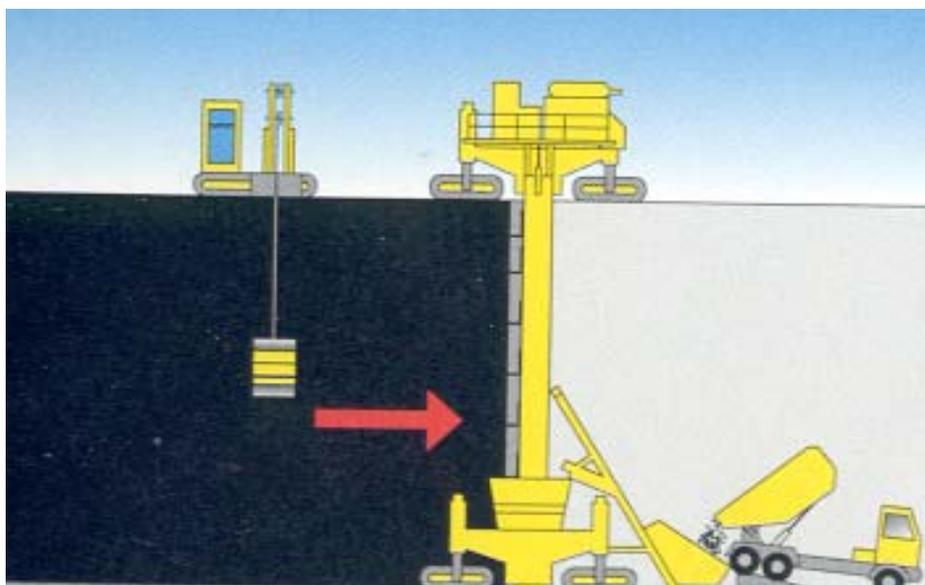


Figura 2.3 - Esquema construtivo da face de concreto asfáltico utilizando pavimentadora horizontal (Walo, 1997a).



Figura 2.4 - Sistema locomotor da pavimentadora horizontal (Walo, 1997b).

Quanto ao processo construtivo propriamente dito, devido à limitação do braço da pavimentadora, a aplicação das camadas pode ser executada em estágios como mostrado na Figura 2.5, quando a extensão dos taludes for superior ao alcance máximo do braço da pavimentadora que é de 25 m.

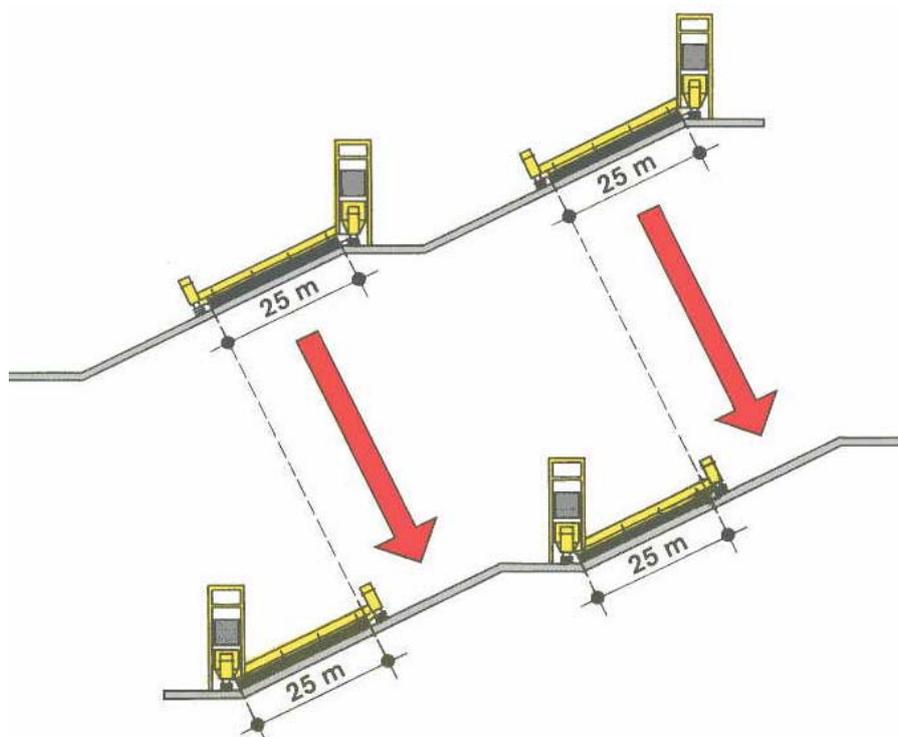


Figura 2.5 - Pavimentadora horizontal operando em taludes extensos (Walo, 1997b).

O sistema utilizado por este tipo de pavimentadora permite a execução em qualquer inclinação de taludes. Entretanto, este equipamento tem sido aplicado geralmente na pavimentação de taludes com inclinações variando entre 1V:1,6H e 1V:2,5H, sendo registrada aplicações em taludes de até 1V:1,25H (Strabag, 1990). O equipamento pode ser abastecido tanto do alto quanto da parte inferior do talude (Figura 2.6), além de aplicar diferentes tipos de camadas no talude como mostrado na Figura 2.7.

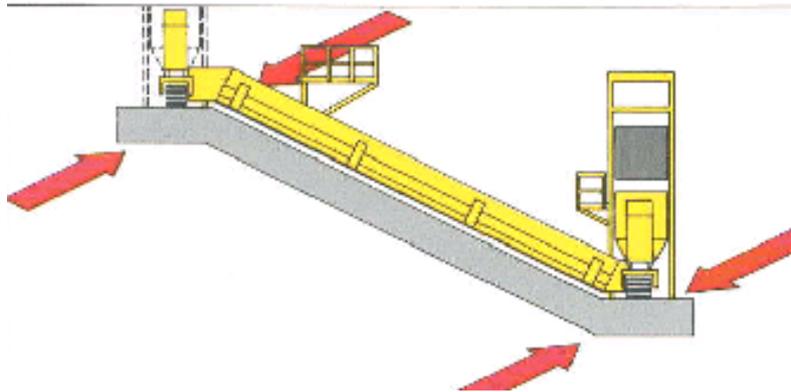


Figura 2.6 - Abastecimento de materiais do topo ou parte inferior do talude (Walo, 1997b).

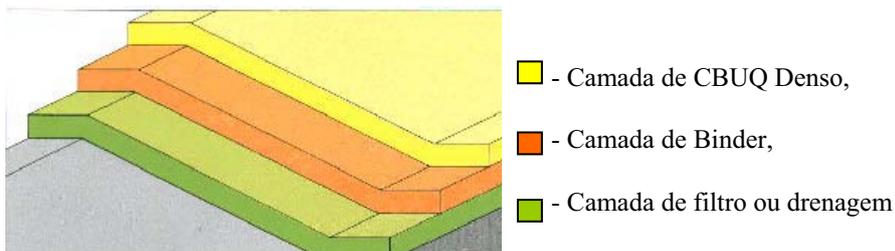


Figura 2.7 - Aplicação de diferentes tipos de camadas (Walo, 1997b).

Este tipo de maquinaria permite uma combinação de uma alta capacidade de pavimentação (150 ton/h) com garantia de precisão de velocidade, o que conseqüentemente proporciona pequenos períodos de execução. Além disto, fica assegurado um contínuo abastecimento dos materiais resultando em uma menor perda de temperatura do concreto betuminoso durante sua aplicação. A Figura 2.8 e a Figura 2.9 mostram um dos equipamentos utilizados para pavimentação da face da barragem.



Figura 2.8 - Acabadora horizontal para pavimentação da face (Walo, 1997a).



Figura 2.9 - Ponte acabadora operando na parte superior do talude de montante (Walo, 1994).

2.3.2.2 - SISTEMA CONSTRUTIVO COM PAVIMENTADORA VERTICAL

O método de pavimentação vertical tem a versatilidade de melhor se adaptar a projetos onde a geometria dos taludes não se mantém constante, sendo também bastante indicado para outros tipos de aplicações como taludes de barramentos com perfil geométrico variado, reservatórios e aterros sanitários.

O método que utiliza a pavimentadora vertical está esquematizado na Figura 2.10. A pavimentação das camadas é executada por faixas de largura entre 2,0 e 6,0 m por passada. O equipamento é guinchado da parte superior do talude para que possa vencer a inclinação do mesmo, podendo trabalhar em taludes de até 1V:1,5H e com até 200 m de extensão (Walo, 2000). Para grandes projetos, com taludes de grande extensão, o equipamento pode ser reabastecido com o auxílio de um caminhão basculante (*Dumper*) apresentado na Figura 2.11.

No caso de taludes com pequena extensão, a pavimentadora pode ser abastecida da parte inferior do talude, como indicado na Figura 2.12.

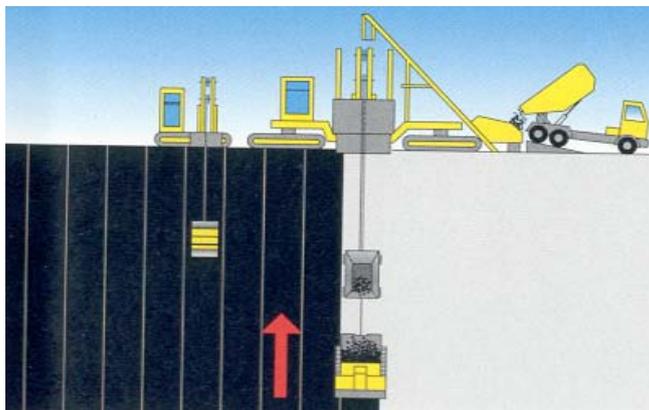


Figura 2.10 - Esquema construtivo da face betuminosa utilizando pavimentadora vertical (Walo, 1997a).



Figura 2.11 – *Dumper* abastecendo a pavimentadora ao longo do talude (Walo, 1994).

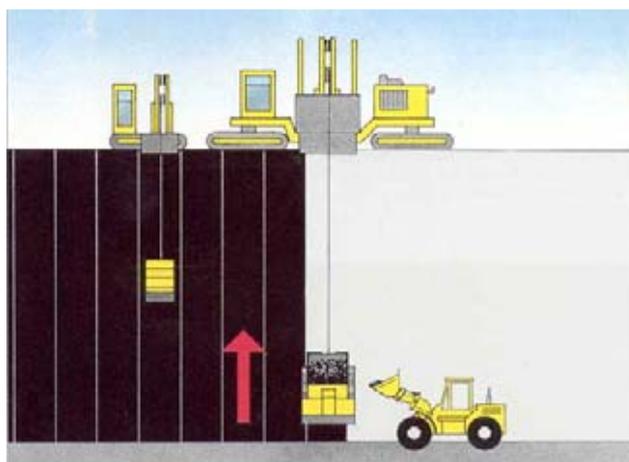


Figura 2.12 - Abastecimento da pavimentadora da parte inferior do talude (Walo, 1997a).

2.3.2.3 - TRATAMENTO DAS JUNTAS

Uma atenção especial deve ser dada ao tratamento da junta perimetral (formadas no contato entre o talude e o pé da barragem) e verticais (no caso do processo de pavimentação vertical por faixas, descrito no item 2.3.2.2). Este é um aspecto de extrema relevância tanto no processo construtivo como no funcionamento do barramento, sendo o problema relacionado à má execução das juntas um dos maiores responsáveis por riscos de percolação pela camada impermeável durante a fase de operação (Icold, 1999).

As extremidades das juntas devem ser chanfradas e o perfil da camada, onde haverá o contato com a nova camada, deve ser cortado com um ângulo de aproximadamente 45° (operação executada pela própria acabadora). As camadas são, então, unidas por solda de topo através do preaquecimento da camada anterior que se estende de 20 a 30 cm da junta. A camada fresca de concreto betuminoso é então lançada e posteriormente compactada.

Ao final de cada dia de serviço é feito o fechamento diário das juntas conhecido como juntas de fim de dia (*The Day End Joints*) (Walo, 1997a). É importante que o processo seja iniciado com o preaquecimento das juntas com infravermelho antes da aplicação da camada selante. As camadas selantes podem ser um mástique aplicado a quente, onde a máquina aplicadora é guinchada em linha reta de baixo para cima do talude (no caso de juntas verticais), ou uma mistura de mástique a frio geralmente aplicado manualmente (Walo, 1997a). Após a aplicação do selante segue-se, então, com uma re-compactação secundária para garantir maior otimização e durabilidade na pavimentação. A Figura 2.13 apresenta o processo de tratamento da junta perimetral.



Figura 2.13 - Tratamento da junta perimetral (Walo, 1997a).

2.3.3 - CARACTERÍSTICA DAS MISTURAS ASFÁLTICO PARA FACE

As misturas utilizadas devem ter estabilidade suficiente para resistir à fluência superficial sobre o talude, ter boa trabalhabilidade e ser de fácil compactação. Os tipos de CAP (cimento asfáltico de petróleo) normalmente utilizados, classificados quanto à penetração, são o CAP 40/50, 60/70 ou 80/100 e para facilitar a compactação nos taludes é preferível utilizar um CAP mais mole.

A camada impermeável da face de concreto betuminoso além de estável deve ter baixíssima permeabilidade. Um valor de $k = 10^{-7}$ cm/s é o valor máximo de permeabilidade aceito na literatura (Visser et al., 1970; Höeg, 1993).

Embora testes de laboratório tenham mostrado que uma camada de 3 cm de concreto asfáltico denso é totalmente impermeável mesmo quando submetida a grandes pressões, como por exemplo 2,9 MPa (Lohr & Feiner, 1970), o dimensionamento da laje tem sido feito de forma empírica variando de 6 a 18 cm, dependendo da altura da barragem.

Para obter uma previsão correta da resposta mecânica do revestimento, é importante levar em consideração que a mistura de concreto asfáltico é um material visco-elástico cujas propriedades dependem fortemente da temperatura e da velocidade de deformação. O comportamento plástico amplifica-se com o aumento da temperatura e com o decréscimo da taxa de deformação. Os parâmetros mecânicos da mistura de concreto asfáltico são função da combinação temperatura-taxa de deformação e da composição da mistura (tipo e conteúdo de asfalto, tipo de agregado, grau de compactação).

2.3.4 - EXEMPLOS DE BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO BETUMINOSO

Seguem abaixo dois exemplos de barramentos com face de concreto betuminoso construídos pela firma Walo Bertschinger AG. O primeiro exemplo mostra detalhes sobre a barragem Roadford, concluída em 1989 em Devon no Reino Unido, sendo esta um exemplo típico de uma barragem de enrocamento com face de concreto betuminoso do tipo simples. O segundo exemplo expõe características sobre a barragem Alento, concluída em 1993 em Salerno, Itália. Trata-se também de uma barragem de enrocamento com face de concreto betuminoso, porém com face do tipo sanduíche. Vale ressaltar que em ambos os exemplos apresentados, o método construtivo adotado foi o com a pavimentadora vertical (descritos no Item 2.3.2.2).

2.3.4.1 - BARRAGEM ROADFORD

O reservatório Roadford é o maior reservatório de água para abastecimento da Inglaterra e garante o abastecimento das regiões norte e sudoeste de Devon e também da região de Plymouth, sendo pelo menos quatro vezes maior que o seu precedente. O início da construção do barramento se deu em 1987, sendo concluído em 1989.

Roadford é uma típica barragem de enrocamento com face de concreto betuminoso tendo o material do aterro retirado de escavações situadas a 500 m do eixo do barramento. As características geométricas e gerais do barramento estão apresentadas na Figura 2.14 e a estrutura típica utilizada na face de montante está representada na Figura 2.15.



CARACTERÍSTICAS GERAIS

- Ano de Construção: 1998
- Capacidade: 37 milhões de m³
- Altura do Barramento: 45m
- Taludes: 1V:2.5H
- Área do Talude Revestido: 25.000 m²

Figura 2.14 – Barragem Roadford, Devon, Inglaterra (Walo, 1997a).

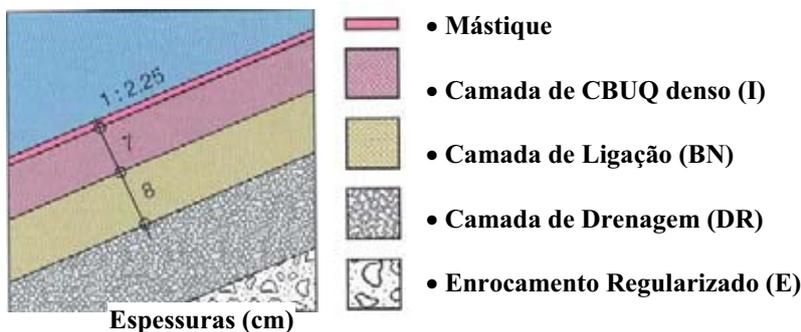


Figura 2.15 - Estrutura típica das camadas da face de montante da barragem Roadford (Walo, 1997a).

2.3.4.2 - BARRAGEM ALENTO

A barragem Alento serve como reservatório de água potável e irrigação da região de Cilento, ao sul da Itália. Trata-se de uma região turística, principalmente no verão, devido às escavações arqueológicas do *Palestum* e *Velia* e sua bela costa. A construção da Barragem Alento proporcionou a transformação de uma grande área seca em uma região fértil devido à irrigação, tendo sua construção terminada em 1993 (Walo, 1997a).

Esta barragem apresenta um esquema clássico de uma barragem com face de concreto betuminoso do tipo sanduíche, sendo esta conectada a uma galeria de inspeção, devido ao risco de abalos sísmicos. As características geométricas e gerais do barramento são apresentadas na Figura 2.16 e a estrutura típica utilizada na face de montante é representada na Figura 2.17.



CARACTERÍSTICAS GERAIS

- Ano de Construção: 1993
- Capacidade: 34 milhões de m³
- Altura do Barramento: 43m
- Taludes: 1V:2.0H
- Área do Talude Revestido: 37.000 m²

Figura 2.16 – Barragem Alento, Salento, Itália (Walo, 1997a).

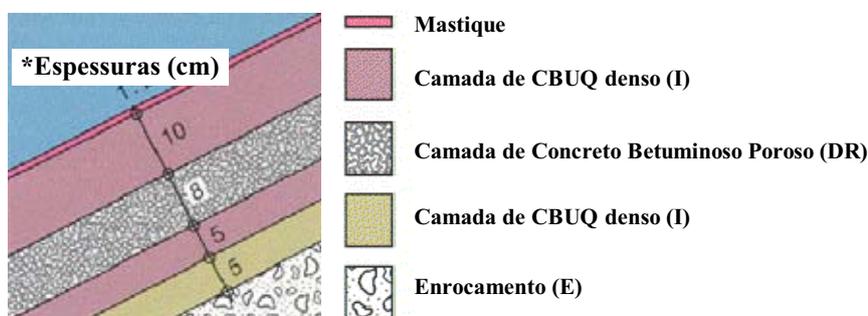


Figura 2.17 - Estrutura típica utilizada na face de montante da barragem Alento (Walo, 1997a).

2.4 - BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (BARRAGENS ACC)

Os núcleos asfálticos são corpos visco-elásticos que submetidos à aplicação de cargas são definitivamente influenciados pela temperatura e tempo (Visser et al., 1970). Segundo Höeg (1993), o concreto asfáltico é praticamente impermeável, resistente à erosão e envelhecimento, de boa trabalhabilidade e compactação, oferecendo poucas juntas na construção do núcleo. Segundo Saxegaard (2002), mais de 80 barragens com o núcleo de concreto asfáltico já foram construídas até 2002, não tendo sido registrado nenhum problema relacionado ao núcleo. A Figura 2.18 mostra o esquema típico de uma barragem ACC com núcleo inclinado a montante, podendo o núcleo não ter inclinação.

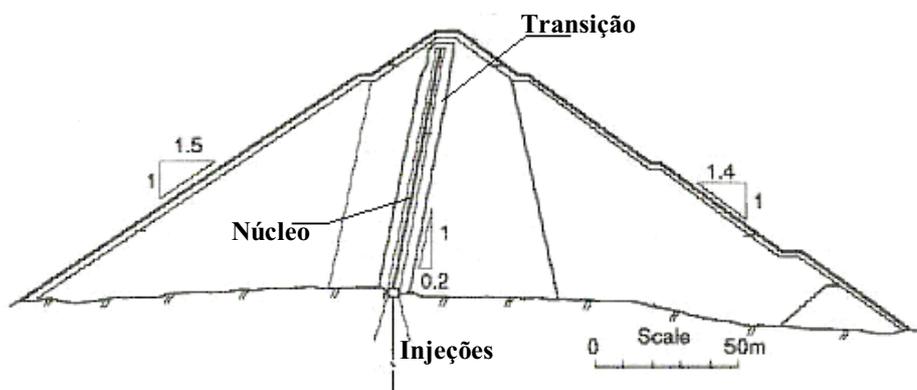


Figura 2.18 - Esquema da barragem Storvant (45 m) na Noruega (Modificado - Höeg, 1993).

2.4.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Atualmente, existe um consenso de que a melhor maneira de prever as deformações e deslocamentos em novos projetos de barragens com núcleo betuminoso é por meio de comparações entre valores obtidos com instrumentação de campo em barragens já construídas combinadas a análises numéricas (Saxegaard, 2002). A especificação da espessura do núcleo das barragens ACC foi ao longo de muito tempo feita empiricamente, sugerindo núcleos com espessuras de 50 a 80 cm para barragens de médio porte e 100 cm para barragens de grande porte (Visser et al., 1970). O núcleo é aplicado simultaneamente às camadas de transição que têm geralmente 1,5 m de largura e diâmetro máximo de 60 mm.

As camadas adjacentes ao núcleo devem respeitar o critério de filtro seguinte e o material de transição deve compreender rocha britada com as características expressas na Equação (2.3) (Icold, 1992).

$$D_{100} \text{ núcleo} \geq D_{10} \text{ trans} \text{ e } D_{100} \text{ trans} \geq 0,25 \times D_{10} \text{ maciço} \quad (2.2)$$

$$D_{50} \geq 10 \text{ mm e } D_{15} \leq 10 \text{ mm} \quad (2.3)$$

A Tabela 2.2 mostra algumas características de algumas seções típicas de barragens com núcleo de concreto betuminoso.

Tabela 2.2 - Barragens com núcleo de concreto betuminoso (Barragens ACC).

Nome do Barramento	País onde está construída	Período de Construção	Espessura do Núcleo Topo/Base (m)	Altura do Barramento (m)	Referência Bibliográfica
Henne Dam	Alemanha	1954	1,0	58	Feiner et al. (1976)
Bigge Dam	Alemanha	1961	1	52	Strabag (1990)
Dhunn	Alemanha	1962	0,5 / 0,7	13	Steffen (1976)
Mauthaus	Alemanha	1969	0,4	16	Steffen (1976)
Legardadi	Etiópia	1969	1,0	26	Feiner et al. (1976)
Ponza Honda	Equador	1969	0,6	28	Strabag (1990)
Wiehi	Alemanha	1971	0,4 / 0,6	54	Steffen (1976)
High Island	China	1973	1,4 / 1,0	95	Strabag (1990)
Vestredalstjern	Noruega	1978	0,5	32	Hoeg (1993)
Finstertal	Austria	1978	0,5 / 0,7	100	Strabag (1990)
Strovant	Noruega	1981	0,5 / 0,8	90	Hoeg (1993)
Megget Dam	Escocia	1981	0,9	56	Penman & Charles (1985)
Pla de Soulcern	França	1981	0,6	29	Strabag (1990)
Kleine Kinzig	Alemanha	1981	0,5 / 0,7	70	Strabag (1990)
Shichigashuku	Japão	1985	0,5	37	Strabag (1990)
Hintermuhr	Austria	1989	0,5 / 0,7	40	Strabag (1990)
Muscat Flood	Oman	1992	0,4	26	Strabag (2002)
Storglomvant	Noruega	1993	0,5 / 0,9	125	Hoeg (1993)
Ceres Dam	Africa do Sul	1997	0,5	60	Jones et. al (1999)
Goldisthal	Alemanha	1998	0,4	26	Strabag (2002)

2.4.2 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Vários processos de aplicação têm sido usados para construir núcleos asfálticos ao longo dos anos. Os principais métodos, a seguir comentados, são comentados por Visser et al. (1970), Strabag (1990), Höeg (1993) e Saxegaard (2002).

Nesta seção será enfatizado o método mecânico (descrito no Item 2.4.2.3), que utiliza um maquinário especialmente desenvolvido onde aplica-se simultaneamente o núcleo de concreto betuminoso e as camadas de transição (Máquina Pavimentadora ou *Paver*). Este método é o que oferece maior controle de qualidade dos serviços, maior rapidez no processo construtivo e conseqüentemente melhor custo benefício.

2.4.2.1 - MÉTODO DO CONCRETO ASFÁLTICO CICLÓPICO

Um método que foi aplicado com sucesso na construção de barragens em países como a Noruega é conhecido como *Stone-Bitumem Method*, que aqui foi traduzido como Método do Concreto Asfáltico Ciclópico. Höeg (1993) descreve este método, que se assemelha ao processo de execução por penetração direta tipo macadame betuminoso.

O núcleo é composto por agregados uniformemente britados e *filer*, que então são impregnados até a saturação com asfalto quente. O núcleo é construído em camadas horizontais subseqüentes de 20 a 30 cm de espessura como auxílio de formas metálicas, nas quais as pedras limpas e secas são despejadas de forma a preencher todo o comprimento da camada antes do bombeamento do asfalto quente do tanque aquecedor.

Para evitar o acúmulo de água ou ar durante o bombeamento do ligante, recomenda-se que o bombeamento prossiga em uma única direção, com a mangueira de aplicação se movendo de forma lenta, garantindo, assim, a saturação dos vazios.

Outra preocupação importante é que as camadas de filtro adjacentes ao núcleo sejam granulometricamente graduadas e compactadas de forma a não permitir o carreamento do asfalto devido às pressões hidráulicas a que o núcleo estará submetido. Segundo Saxegaard (2000), a grande quantidade de betume (30 a 40%) utilizada neste método, aliado à dificuldade de controlar o índice de vazios e a permeabilidade da mistura tornaram este método menos atrativo.

Um outro método alternativo para a produção do concreto asfáltico ciclópico como núcleo central de barragens é descrito por Visser et al. (1970). Neste processo, o concreto asfáltico ciclópico é produzido através de penetração inversa.

Assim como na metodologia descrita por Höeg (1993), o núcleo é construído como o auxílio de formas metálicas com aproximadamente 1 m de largura, 3 m de comprimento e de 0,40 a 0,75 m de altura. Inicialmente são colocadas pedras britadas nos lados internos ao longo de toda a forma, é então aplicado um mástique asfáltico composto por agregados de tamanho máximo de 8 mm e imediatamente lançadas manualmente pedras pré-impregnadas de grande diâmetro (10 a 40 cm) no topo da massa quente, as quais afundam na massa fluida devido ao peso próprio.

As formas metálicas são então removidas e mais pedras de grande diâmetro são colocadas sobre o núcleo. Utiliza-se um vibrador com pressão de contato de 350 kPa e diâmetro de contato de 150 cm para vibrar as pedras dentro da mistura, formando assim um núcleo estável e impermeável.

É previsível que a aplicação do método por penetração inversa também ofereça dificuldades para o controle do índice de vazios e permeabilidade da mistura, sendo este considerado menos confiável do que o método por penetração direta e não aplicado em países como a Noruega (Höeg, 1993).

2.4.2.2 - MÉTODO RUSSO

Outro processo que também utiliza formas metálicas foi aplicado na Rússia para construção de três grandes barragens (até 140 m de altura). Todas elas estavam sobre uma fundação espessa de solo de aluvião compressível, onde grandes recalques diferenciais eram esperados (Höeg, 1993). Neste processo, uma mistura de CBUQ rica em asfalto (10 a 14%) é aplicada em formas de aço com 1 m de altura no topo da camada anterior. As fôrmas são retiradas assim que haja o resfriamento da mistura betuminosa para cerca de 45° C e as camadas de transição são então colocadas e compactadas em ambos os lados do núcleo.

Este método tem sido aplicado principalmente em locais de clima onde predominam baixíssimas temperaturas e uma grande ductibilidade da mistura é requerida. Um ponto positivo deste método é que ele não requer compactação e nenhum tipo de maquinário especial para aplicação do núcleo. Entretanto, este método se torna menos atrativo pelo aumento considerável de custo devido ao grande percentual de ligante asfáltico utilizado.

2.4.2.3 - MÉTODO MECÂNICO

Em 1960, foi desenvolvido o primeiro equipamento para a colocação e compactação do núcleo de concreto asfáltico (Máquina Pavimentadora ou *Paver*). Este maquinário aplica uma mistura densa de CBUQ com quantidades que geralmente variam entre 6 e 7% de ligante asfáltico, em peso da mistura. As camadas de transição são aplicadas simultaneamente ao núcleo, não havendo então a necessidade da utilização das formas metálicas.

A primeira barragem executada utilizando a máquina pavimentadora foi a *Dhunn Outer* na Alemanha, em 1962, e logo este método se tornou o método construtivo mais atrativo no

mercado. A partir da década de 1970, praticamente todos os núcleos de concreto betuminoso passaram a ser executados dessa maneira. A evolução no processo construtivo de Barragens ACC impulsionou a utilização desta tecnologia em barramentos cada vez mais altos, sendo primordial um rigoroso controle de execução e de qualidade. Para tanto, cuidados especiais durante todas as etapas do processo e uma equipe experiente se fazem necessários.

Seguem algumas informações importantes, obtidas junto à Kolo Veideke (construtora Norueguesa com vasta experiência sobre o assunto), sobre os equipamentos e os processos de obras a serem executadas com a máquina pavimentadora.

Um desenho esquemático da máquina pavimentadora é apresentado na Figura 2.19. Este maquinário permite a colocação das transições simultaneamente ao núcleo asfáltico, fornecendo, assim, suporte imediato ao mesmo. A máquina é equipada com nível a laser, o que permite manter as camadas alinhadas e horizontais; possui aquecedores infravermelhos que são utilizados para secar e aquecer a camada inferior quando necessário; sistema de limpeza a vácuo da camada inferior; e um sistema de operação que permite o correto posicionamento sobre o alinhamento central do eixo da barragem.

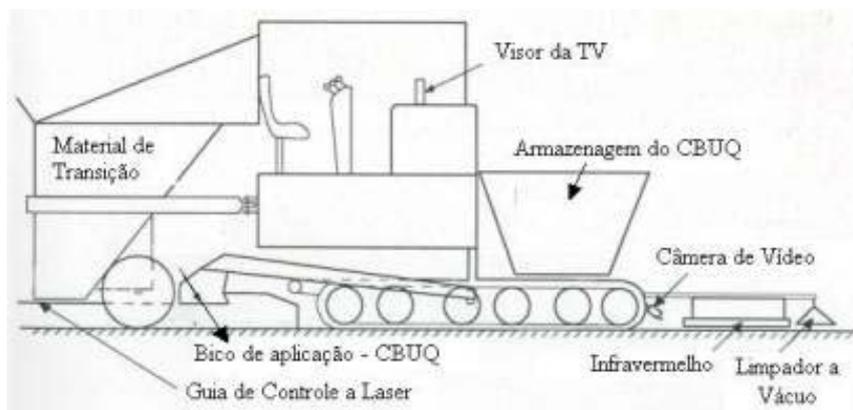


Figura 2.19 – Desenho esquemático da máquina pavimentadora (modificado - Höeg ,1993).

A máquina pavimentadora aplica o núcleo e camadas de transição ao longo de todo o eixo da barragem, sendo a máquina adaptável às espessuras do núcleo e das camadas de transição de acordo com o projeto. A execução do núcleo central de concreto betuminoso é realizada simultaneamente ao resto do barramento, camada a camada, podendo a máquina operar abaixo ou acima do nível das camadas adjacentes como mostrado na Figura 2.20.



Figura 2.20 - Desnível máximo (40 cm) de operação entre camadas (Kolo, 2003).

A velocidade de aplicação varia entre 80 e 110 m/h por camada. Saxegaard (2002) comenta que especificações existentes, geralmente baseadas em orientações empíricas, recomendam a aplicação de apenas duas camadas de 20 cm por dia, para permitir o resfriamento e estabilização da camada inferior e possibilitar a compactação adequada das camadas subseqüentes. Estudos realizados por Saxegaard (2002) mostram que, caso seja necessário aumentar a produtividade, pode-se executar até quatro camadas de 20 cm por dia, ou seja, dobrar a produtividade de construção do barramento. A Figura 2.21, mostra a máquina pavimentadora em execução.



Figura 2.21 – Máquina pavimentadora em execução (Kolo, 2003).

A compactação do núcleo e das transições é uma etapa essencial para que o núcleo de concreto betuminoso apresente um bom desempenho. Geralmente, são utilizados três rolos vibratórios, dois para a compactação das transições (1500 – 2500 kg) e um para a

compactação do núcleo betuminoso (700 – 1000 kg). A medida que o Paver aplica simultaneamente as camadas de transição e do núcleo, seguem, logo atrás, os rolos compactando as transições e trabalhando paralelamente para que haja um suporte imediato do núcleo, que é compactado por outro rolo que trabalha um pouco atrás dos rolos para a compactação das transições como mostra a Figura 2.22.



Figura 2.22 - Compactação do núcleo e transições (Höeg, 1993).

2.4.3 - CARACTERÍSTICAS DE MISTURAS BETUMINOSAS PARA NÚCLEOS

Existem dois tipos de misturas para construção de núcleos asfáltico. Uma mistura similar ao concreto ciclópico freqüentemente chamada de *Stone Asphalt* onde há a adição de agregados de rocha de grandes dimensões vibrados em uma mistura rica em betume (30 a 40%). O segundo tipo, mais comumente utilizado, é o concreto asfáltico convencional, similar ao utilizado nas faces betuminosas, o qual é espalhado e compactado *in situ* por um equipamento próprio (máquina pavimentadora ou paver).

O concreto ciclópico tem agregados com diâmetro máximo variando entre 10 e 40 cm. Estes agregados são imersos dentro de uma argamassa asfáltica fina (asfalto e areia) ou uma argamassa asfáltica grossa (asfalto, areia e agregados com diâmetros máximos de até 8 mm).

Os núcleos construídos com concreto ciclópico têm geralmente uma largura entre 1,00 e 1,25 m e podem ser verticais ou com inclinação de 1V:0,4H. A grande percentagem de ligante usado na mistura e o desenvolvimento de novas tecnologias de aplicação fizeram com que esta opção se tornasse cada vez menos atrativa e hoje praticamente não é utilizada.

Para a aplicação em núcleos de barramentos, usualmente tem-se empregado o concreto betuminoso convencional (CBUQ). Os agregados na mistura devem ter diâmetro máximo de 18 mm e a composição da curva granulométrica da mistura deve satisfazer a curva de Fuller para misturas densas, com a adição de finos (Filler). Segundo Höeg (1993), os teores de betume variam entre 5,0 e 6,5% existindo, entretanto, registros de misturas bem mais ricas em betume como observado na barragem de Stillup na Austrália, onde se utilizou 9% de ligante.

Durante a dosagem da mistura de concreto betuminoso, geralmente utilizando o procedimento Marshall, é importante que os corpos-de-prova apresentem menos que 3% de vazios. Höeg (1993) estudou a relação entre a permeabilidade da mistura e o valor do índice de vazios e, como pode ser observado na Figura 2.23, qualquer variação de volume de vazios a partir de 3% pode gerar um aumento ou decréscimo significativo no valor da permeabilidade.

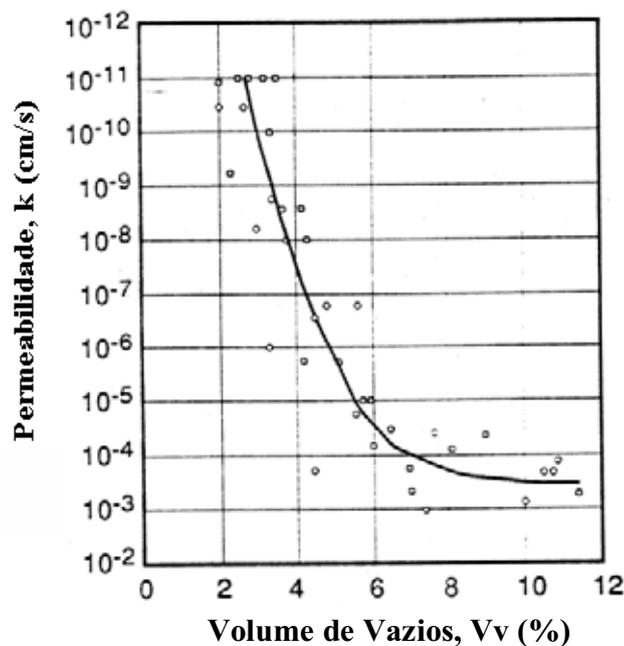


Figura 2.23 - Permeabilidade versus Volume de vazios (Modificado – Höeg,1993).

2.4.4 - DETALHAMENTO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DA BARRAGEM STORGLOMVANT (MAIS ALTO NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO).

A Barragem Storglomvant foi construída no período de 1993 a 1997, próxima à latitude do círculo ártico no norte da Noruega. O período efetivo de construção se limitava ao intervalo entre 1º de julho e 1º de novembro, pois o local de trabalho se tornava inacessível durante o restante do ano devido às fortes nevascas.

O método mecânico foi o processo construtivo adotado e uma usina gravimétrica de asfalto, com capacidade de produção de 50-60 ton/h de concreto betuminoso, foi implantada no canteiro de modo a abastecer de forma contínua a máquina pavimentadora. Uma foto da barragem Storglovant já concluída é apresentada na Figura 2.24. Esta barragem possui o maior núcleo asfáltico já construído (125 m) e tem um volume total de aterro de 5,3 milhões de m³, sendo esta uma típica barragem de enrocamento com núcleo betuminoso.



Figura 2.24 – Barragem Storglovant com 125 metros de altura (Kolo, 2003).

A fundação sobre a qual a barragem foi executada era composta por uma camada superficial com espessura máxima de 20 m de solo aluvionar, assente sobre rocha. A camada de solo aluvionar foi retirada, posteriormente, foi executado o tratamento da fundação através de injeções e a base de concreto para o núcleo asfáltico. Para uma boa conexão com as estruturas de concreto fez-se necessário a limpeza do mesmo antes da aplicação do mástique asfáltico (Höeg, 1993). A Figura 2.25 mostra a limpeza com jato de ar comprimido, antes da lavagem com solução de ácido clorídrico, água e secagem da superfície realizadas durante a execução da barragem.



Figura 2.25 - Limpeza da base de concreto com jateamento de ar comprimido (Kolo, 2003).

A base de concreto deve ser projetada de modo a diminuir ao máximo a colocação manual do concreto betuminoso, uma vez que este método consome muito tempo e é oneroso financeiramente. Entretanto, este tipo de procedimento é usualmente necessário para estabelecer uma base horizontal para a máquina pavimentadora, ou em locais onde a mesma não tenha acesso, como por exemplo, próximo às ombreiras. A Figura 2.26 mostra a execução do núcleo utilizando a máquina pavimentadora a uma distância de 10 m da ombreira do barramento, estando a máquina nesta posição pronta para a execução de uma nova camada.



Figura 2.26 - Paver pronta para iniciar a execução de uma nova camada (Kolo, 2003).

A Figura 2.27 mostra a colocação manual do concreto betuminoso utilizando formas metálicas. Na seqüência, a Figura 2.28 e a Figura 2.29 mostram, respectivamente, a colocação

das camadas de transição e a compactação do núcleo betuminoso junto à estrutura de concreto após a aplicação do mástique asfáltico.



Figura 2.27 - Aplicação do concreto betuminoso com formas metálicas (Kolo, 2003).



Figura 2.28 - Colocação das camadas de transição ao lado das formas metálicas (Kolo, 2003).



Figura 2.29 - Compactação do núcleo junto a estrutura de concreto (Kolo, 2003).

A Figura 2.30 mostra o processo de construção em andamento, ressaltando que a barragem Storgomvant possui uma crista com extensão de aproximadamente 800 m e as aplicações das camadas de concreto betuminoso se deram em espessuras de 20 cm, sendo o tempo de aplicação por cada camada de aproximadamente 6 a 10 h.



Figura 2.30 - Processo construtivo da Barragem Storglomvant em andamento (Kolo, 2003).

2.5 - USINA DE ASFALTO

A planta de concreto asfáltico é geralmente do tipo gravimétrica com controle automático de produção, normalmente feita por batelada para que se tenha um maior controle das tolerâncias especificadas. A planta deve ter preferencialmente balanças automáticas e controle impresso de quantidades e temperaturas por cada batelada, devendo esta possuir pelo menos três (preferencialmente quatro) silos aquecedores para a armazenagem dos agregados, sendo um destes silos, para a mistura pronta com a capacidade de pelo menos 30 min de produção da acabadora. A capacidade de produção da planta deve ser de no mínimo 50 a 60 ton/h, para que se tenha uma produção contínua na construção da barragem.

2.6 - CONTROLE DE QUALIDADE

A execução de obras de importância como a construção de barragens, requer um controle de qualidade rigoroso, para que se assegurem em campo as especificações previstas em projeto. Ensaios laboratoriais são de grande importância para o controle de qualidade de barragens que utilizam o concreto asfáltico como elemento de vedação. Independente de se tratar de misturas para aplicação em núcleos ou faces betuminosas, o programa de ensaios laboratoriais segue basicamente três etapas:

- Antes da construção, executando testes para determinação das misturas que serão aplicadas;
- Durante a construção, por meio da inspeção e controle do material produzido, e;
- Após a construção, monitorando e controlando a permeabilidade do núcleo ou da membrana aplicada.

2.6.1 - CONTROLE DE QUALIDADE DE BARRAGENS COM FACE BETUMINOSA

As informações, descritas a seguir, sobre o controle de qualidade de barragens com face betuminosa, foram retiradas do boletim nº 114 (Icold, 1999), bem como de informações obtidas junto à Walo Bertschinger AG (Construtora Suíça, com grande experiência na utilização de concreto betuminoso para aplicações hidráulicas).

Antes da construção da barragem, o processo de dosagem da mistura é feito através de testes individuais tanto nos agregados como na mistura. Vale ressaltar que cada projeto é desenvolvido para diferentes condições de campo. Portanto, a composição da mistura, bem como a caracterização dos materiais, deve ser executada para cada projeto em mente. Sugere-

se para esta etapa os ensaios de: estabilidade, cisalhamento, anel e bola, granulometria e extração de betume (Walo, 1997a).

Durante a execução, aconselha-se a construção de um laboratório no campo de modo a verificar se as características de cada remessa de material estão de acordo com as especificações de projeto. As principais preocupações no campo estão relacionadas à qualidade dos materiais componentes da mistura, o processamento destes materiais na produção do CBUQ e o transporte, além da colocação e compactação desta mistura na face da barragem (Icold, 1999).

Após a construção da membrana, testes de permeabilidade podem ser executados utilizando métodos destrutivos através da extração de corpos-de-prova e ensaio em laboratório, ou por métodos não destrutivos utilizando correlações entre os valores de volume de vazios calculados a partir dos resultados de um densímetro nuclear com os coeficientes de permeabilidade. Recomenda-se, ainda, que estes ensaios sejam realizados em intervalos regulares, observando sempre com um cuidado especial as juntas.

2.6.2 - CONTROLE DE QUALIDADE DE BARRAGENS ACC

Tratando-se de barragens com núcleo betuminoso, algumas variáveis devem ser muito bem controladas por meio de ensaios laboratoriais e de campo. Seguem algumas recomendações fornecidas pela Kolo – Veidekke (Construtora Norueguesa com experiência na construção de barragens ACC) para os mais atuais procedimentos adotados pela empresa em seus projetos.

Durante a execução da obra, o asfalto deve ser certificado pelo fornecedor sendo imprescindível que cada remessa tenha pelo menos as seguintes propriedades documentadas e posteriormente fiscalizadas pelos responsáveis da obra: penetração; ponto de amolecimento; viscosidade; ductilidade e densidade.

Os agregados armazenados devem ter semanalmente suas granulometrias testadas. A adesividade entre o agregado e o betume deve ser fiscalizada sempre que houver mudança do fornecedor ou tipo de agregado, devendo ser reportado caso haja alteração no valor do ensaio de abrasão Los Angeles.

O concreto betuminoso usinado deve ser analisado quanto à quantidade de ligante asfáltico e distribuição granulométrica por extração ou método similar. Um valor usualmente recomendado é de quatro verificações ao dia em condições normais de produção. A

trabalhabilidade e o volume de vazios devem ser checados uma vez por dia com relação aos valores determinados em laboratório pelo procedimento Marshall para a compactação prescrita.

As temperaturas devem ser controladas e fiscalizadas regularmente pelo operador da usina nos silos de armazenagem, no ligante asfáltico e na mistura final. O supervisor de obra deve se certificar que as temperaturas da mistura durante o transporte para o carregamento da máquina estão adequadas assim como a temperatura depois de lançada no núcleo. Qualquer mistura que não atenda às especificações deve ser descartada.

Após a construção do núcleo betuminoso, uma das etapas mais importantes no controle de qualidade é a inspeção dos corpos-de-prova extraídos do núcleo da barragem, sendo este o principal indicativo de qualidade do serviço executado. Geralmente, são feitas inspeções no núcleo a cada execução de 25 a 30 camadas, com um período de parada de até 5 dias para o resfriamento do núcleo e a extração dos corpos-de-prova. São extraídos corpos-de-prova de 100 x 450 mm depois reduzidos para a dimensão de 50x 60 mm e testados quanto ao volume de vazios. As especificações geralmente adotadas exigem que:

- O volume de vazios seja menor que 3%.
- A média do volume de vazios de todos os espécimes seja menor que 2,5%.
- Apenas um corpo-de-prova tenha mais que 3% de vazios não excedendo 4%.

Os locais de onde foram extraídos os corpos-de-prova devem ser limpos, preenchidos com concreto asfáltico e apropriadamente compactados em camadas de 50 cm de espessura.

Finalmente, caso o calendário da obra exija, o cliente poderá aprovar que uma nova extração de corpos-de-prova seja feita em um intervalo de mais que 30 camadas, caso todos indicativos mostrem que o controle de qualidade está de acordo com o especificado.

2.7 - COMPETITIVIDADE – FACE BETUMINOSA VERSUS NÚCLEO BETUMINOSO VERSUS OUTRAS ALTERNATIVAS.

As diversas alternativas de projeto geram questionamentos do ponto de vista técnico e econômico sobre as possíveis vantagens e desvantagens de cada uma delas, para que se possa fazer a escolha de uma opção que venha a atender de forma eficiente o compromisso técnico e econômico de forma segura e eficiente.

No Brasil, as barragens são em sua maioria de terra ou de seção mista, sendo as barragens de enrocamento com núcleo argiloso (BENA) ou com face de concreto (BEFC) muito adotada nos últimos anos. As barragens com núcleo asfáltico e com face betuminosa apresentam algumas vantagens sobre os tipos de barragens usualmente construídas no Brasil, segundo a literatura internacional, como por exemplo:

- Problemas climáticos podem atrasar e dificultar a execução de núcleos argilosos. Já o núcleo betuminoso pode ser construído mais rapidamente, com a utilização de menos material e tem seu comportamento completamente independente das condições de umidade, como citado por Saxegaard (2002).

- A flexibilidade do revestimento betuminoso oferece muitas vantagens sobre as estruturas rígidas de concreto como as faces utilizadas nas BEFC. O núcleo de concreto asfáltico se ajusta às deformações dos aterros e aos recalques diferenciais da fundação. A barragem de Eberiate, localizada na Áustria e com 28 m de altura, é um bom exemplo desta capacidade de absorção de recalques diferenciais, sofrendo recalques na fundação da ordem de 2,5 m sem registro de trincas ou aumento de permeabilidade (Saxegaard, 2003).

Entretanto, as opções por barragens com núcleo e face de concreto betuminoso apresentam, assim como as demais opções, pontos positivos e negativos que devem ser levados em consideração para cada caso a ser analisado.

O capítulo 4 do boletim 114 do Icold (1999), o qual trata de critérios de projeto, apresenta vários aspectos de competitividade da opção de face betuminosa versus demais opções. Aspectos técnicos e econômicos sobre a boa competitividade entre barragens com núcleo de concreto asfáltico e outras opções de projeto podem ser encontrados em outros trabalhos como, por exemplo, Höeg (1993), Saxegaard (2000), Saxegarrd (2003) e outros.

Um ponto de concordância nos trabalhos supracitados é que ambas as opções, barragens de aterro com face ou núcleo betuminoso, são competitivos economicamente quando comparado com soluções mais convencionais tais como, barragens com núcleo em solo ou com revestimento em concreto armado. De uma forma geral, tanto revestimentos quanto núcleos de concreto asfáltico oferecem uma importante vantagem sobre estruturas rígidas de concreto armado, como as utilizadas nas BEFC, por serem capazes de se adaptar a deflexões razoáveis do maciço devido à consolidação da fundação, sob a influência do peso próprio da barragem e da carga de água do reservatório.

A Tabela 2.3 foi montada a partir de informações retiradas de Visser et al. (1970) e apresenta alguns aspectos comparativos entre barragens com face betuminosa e barragens com núcleo de concreto asfáltico.

Tabela 2.3 - Comparação Face Betuminosa versus Núcleo Betuminoso.

BARRAGEM COM FACE BETUMINOSA	BARRAGEM ACC
A face impermeável é suportada por todo o aterro	O núcleo estará apoiado em apenas um dos espaldares, resistindo a pressão de água
A estabilidade contra escorregamentos aumenta	A estabilidade contra escorregamentos diminui
No caso de barragens de terra, subpressões podem ser geradas quando o nível do reservatório baixar	O núcleo pode ser carregado e suficientemente drenado para evitar subpressões
Maior facilidade de acesso a áreas danificadas	Maior dificuldade de acesso a áreas danificadas
Várias camadas de diferentes misturas	Somente um tipo de mistura é usada
Utiliza equipamentos complicados	Utiliza equipamentos mais simples
Exposição a possíveis acidentes externos	Maior proteção contra acidentes externos
Flexível bastante para suportar recalques normais sem trincamento	Devido à grande flexibilidade, pode ser utilizada mesmo quando grandes recalques são esperados

Seguem algumas comparações entre o custo de algumas opções analisadas em projetos bastante recentes retiradas de Saxegaard (2000).

Para a barragem de Urar, concluída em 1997 na Noruega, foi feita uma comparação de custo entre dois possíveis tipos de barragens, sendo estas, uma barragem de concreto compactada a rolo (Barragem CCR) ou uma barragem com núcleo de concreto asfáltico. Considerando apenas os custos relacionados a despesas contratuais e gastos com vertedouro adicional, a opção por uma barragem ACC foi aproximadamente 10% mais barata que a outra opção analisada.

A barragem Greater Ceres com núcleo de concreto asfáltico concluída em 1998 na África do Sul, teve em sua fase de projeto três alternativas comparadas: uma barragem CCR, uma com face de concreto e uma barragem ACC. A escolha por construir uma barragem ACC deu-se basicamente por dois motivos: o custo desta opção foi novamente menor e região onde esta seria construída tem uma grande atividade sísmica e fundação com baixa capacidade de suporte.

A opção por uma barragem ACC teve também menor custo, quando comparada com uma opção de uma barragem com núcleo central de solo, no caso da barragem de Mao Pin Xi, construída na China.

Comparações entre as opções de uma barragem ACC, núcleo central argiloso e face de concreto foram feitas para o projeto de uma barragem de 105 m de altura chamada barragem Marguga, atualmente em construção na Suazilândia (país no sudeste da África). As opções de

núcleo argiloso e núcleo asfáltico tiveram custos similares. Entretanto, quando comparadas com a opção de face de concreto foram extremamente mais baratas. A opção escolhida foi a de uma barragem com núcleo central argiloso.

Finalmente, Saxegaard (2000) afirma que concorrências realizadas na Islândia em 1999 mostravam que a alternativa de barragens ACC é bastante competitiva, em relação a custo, quando comparada com as alternativas de barragens com face de concreto.

2.8 - OUTRAS APLICAÇÕES DO CONCRETO ASFÁLTICO

A aplicação do concreto betuminoso em estruturas hidráulicas não tem se limitado à sua utilização como elemento impermeável de barragens, principalmente se tratando de faces de concreto asfáltico. Dentre as outras diversas aplicações, destaca-se entre as mais relevantes encontradas na literatura internacional: a aplicação do concreto betuminoso como revestimento de grandes reservatórios de bombeamento, armazenagem de água e regularização; a sua aplicação como revestimento de canais de transposição; plantas industriais; bem como camada impermeável em aterros sanitários.

Como descrito no Item 2.3.2, a escolha do método construtivo a ser aplicado tem como fator determinante principal a geometria dos taludes de cada uma das obras em questão, sendo possível, portanto, a aplicação de ambos os métodos nos diferentes tipos de obras supracitadas.

As características mais importantes de uma mistura de concreto betuminoso a ser aplicada em qualquer tipo estrutura hidráulica são listadas a seguir (Walo, 1997a):

- Impermeabilidade, mesmo quando submetida a grandes pressões hidráulicas;
- Estabilidade em taludes de até 1V:1.5H;
- Boa absorção de recalques de toda natureza;
- Resistência contra o efeito da temperatura e cargas mecânicas;
- Resistência contra agentes químicos.

Para melhor ilustrar os outros tipos de aplicação dos *liners* asfálticos, selecionaram-se alguns exemplos retirados da literatura (Walo, 1997a), sendo detalhadas as principais características geométricas de cada obra e os métodos construtivos utilizados nos próximos itens.

2.8.1 - LINER BETUMINOSO DO CANAL LECH

O canal Lech possui 18 km de extensão e foi construído na Alemanha no período de 1990 a 1992 utilizando o método que usa a pavimentadora horizontal descrito no Item 2.3.2.1. O canal tem uma capacidade de 520.000 m³, taludes com 6 m de altura e inclinação de 1V:1.8H. A superfície recoberta pela face betuminosa foi de 80.200 m² ao longo dos taludes e de 95.000 m² ao longo da base do canal. A Figura 2.31 ilustra a composição das camadas construídas no projeto do canal e a Figura 2.32 mostra execução do canal Lech utilizando uma pavimentadora horizontal.

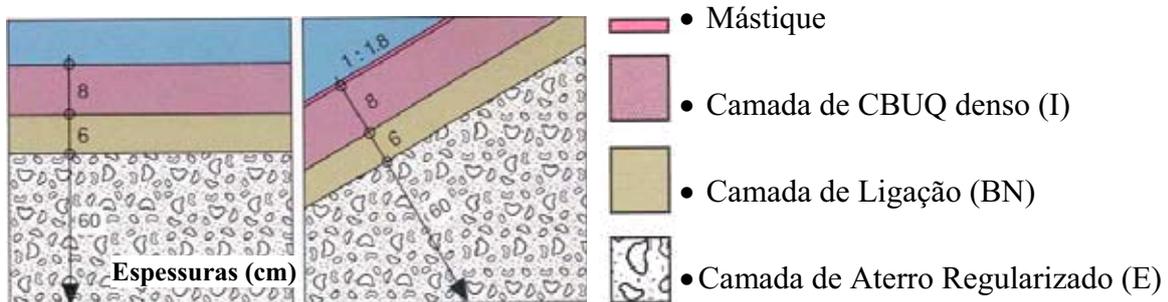


Figura 2.31 - Configuração das camadas do canal Lech, Alemanha (Walo, 1997a).



Figura 2.32 - Construção do canal Lech, Alemanha (Walo, 1997a).

2.8.2 - DEPÓSITO DE LIXO VALLE DELLA MOTTA – SUÍÇA

O depósito de lixo Valle della Motta localiza-se em *Mendrisiotto*, região sul da Suíça, sendo construído em três etapas nos períodos de 1989/90, 1991/93 e 1996/97, tendo entrado em operação em 1990. O aterro foi concebido para receber apenas lixo doméstico em sua primeira etapa e apenas os resíduos e cinzas, depois da construção de uma planta incineradora.

O depósito de lixo tem uma capacidade total de 750.000 m³, taludes com extensão variando entre 33 e 60 m e inclinações de 1V:1,5H e 1V:1,6H. A área total revestida nos taludes foi de 24.000 m², 33.000 m² e 25.000 m² na primeira, segunda e terceira etapas de construção, respectivamente, representando um total de 82.000 m² de área revestida.

O método construtivo utilizado foi o método de pavimentação vertical (descrito no Item 2.3.2.2). A Figura 2.33 ilustra a composição das camadas utilizadas neste projeto e a Figura 2.34 mostra uma foto do depósito de lixo Valle della Motta e o detalhamento dos taludes pavimentados.

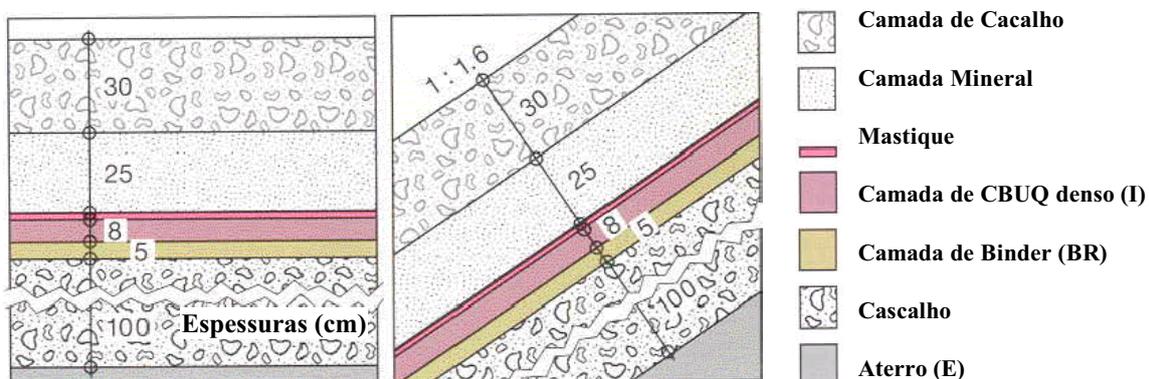


Figura 2.33 - Composição das camadas do depósito de lixo Valle della Motta (Walo, 1997a).



Figura 2.34 - Depósito de lixo Valle della Motta, Suíça (Walo, 1997a).

2.8.3 - RESERVATÓRIO DE BOMBEAMENTO GOLDISTHAL

O reservatório de Bombeamento Goldisthal está situado nas encostas da região montanhosa de *Thuringer* na Alemanha. O reservatório, que utilizou o método de construção vertical, teve suas obras iniciadas em 1997 e terá uma capacidade de produção de 1060 MW por meio de quatro turbinas que tinha previsão de operação até o final do ano de 2001 (Walo, 2001).

O reservatório Goldisthal, apresentado na Figura 2.35, tem capacidade de armazenamento de 12 milhões de m³ de água, área revestida com concreto betuminoso de 390.000 m² na base e 195.000 m² nos taludes, os quais tiveram inclinações de 1V:1,6H e uma altura de 30 m.



Figura 2.35 - Reservatório de bombeamento Goldisthal, Alemanha (Walo, 2001).

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Um dos objetivos desta pesquisa foi estudar o potencial de aplicação de misturas betuminosas de CBUQ em barragens de terra e enrocamento utilizando como agregados materiais tipicamente usados em misturas betuminosas para aplicações rodoviárias e considerando as condições climáticas tropicais. Neste capítulo, estão descritos os materiais e métodos utilizados para compor e ensaiar as misturas estudadas.

Inicialmente, foi realizada uma complementação da revisão bibliográfica sobre a utilização de misturas asfálticas em barragens apresentada por Falcão (2003). Esta revisão teve como objetivo apresentar as tecnologias construtivas empregadas com sucesso em outros países que utilizaram a opção de núcleo ou face betuminosa como elemento de vedação de barragens, além de auxiliar na definição ensaios e materiais a serem utilizados. A revisão bibliográfica teve como principais fontes de pesquisa: os boletins do Icold, livros especializados e informações obtidas junto a grandes construtoras e consultoras internacionais nos centros de excelência no assunto, como Noruega e Alemanha.

A partir dos conhecimentos absorvidos durante a revisão bibliográfica, definiram-se os materiais que iriam compor as misturas a serem estudadas e foram realizados os ensaios de caracterização dos agregados e ligantes. Seguiu-se, então, para a dosagem das misturas, determinação das misturas a serem ensaiadas e, finalmente, realização dos ensaios mecânicos e hidráulicos.

Os parâmetros obtidos durante a fase de ensaios laboratoriais foram utilizados, ainda, em análises numéricas de forma a buscar um melhor entendimento do comportamento destas misturas em aplicações de campo.

Além do uso de outros tipos de agregados e complementação de ensaios nas misturas de concreto asfáltico denso tipo CBUQ estudadas por Falcão (2003), o presente trabalho analisou, ainda, o comportamento mecânico de misturas de graduação aberta tipo CPA (sendo as mesmas idealizadas para a aplicação como camada drenante constituinte de uma face de concreto betuminoso tipo sanduíche) utilizando como ligante asfáltico um CAP modificado com borracha moída de pneus.

3.2 - MATERIAIS UTILIZADOS

Três tipos de agregados minerais e apenas um tipo de ligante betuminoso foram utilizados para compor as misturas betuminosas de graduação densa tipo CBUQ estudadas nesta pesquisa. Para as misturas de graduação descontínua tipo CPA foi utilizado um de ligante modificado por borracha moída de pneus, sendo utilizados os mesmos agregados pétreos da mistura de CBUQ.

Um destes agregados foi proveniente da britagem do enrocamento da barragem de Serra da Mesa, localizada no noroeste do estado de Goiás entre os municípios de Niquelândia e Uruaçu. A escolha deste material possibilitou o estudo da viabilidade técnica de uma mistura composta com agregado extraído do próprio local de obra, o que pode vir a proporcionar uma redução nos custos adicionais com transporte e conseqüentemente gerar uma diminuição do custo global da obra.

Os outros agregados utilizados foram extraídos de duas pedreiras da região Centro Oeste que fornecem material para obras de pavimentação da região. Uma destas é a Pedreira do Departamento de Estradas e Rodagem do Município de Goiânia - Companhia de Pavimentação (Dermu/Compav). O material proveniente da pedreira Dermu é uma brita de micaxisto, bastante utilizada na pavimentação de obras do estado de Goiás.

O terceiro agregado utilizado é uma brita de origem calcária sendo esta proveniente da pedreira Contagem, localizada na região do Distrito Federal. Neste caso, trata-se de um dos agregados mais comumente aplicados em obras de pavimentação do Distrito Federal e da região Centro-Oeste.

A escolha de ambos os agregados provenientes das pedreiras locais supracitadas, se justifica pela possibilidade de avaliar o potencial de aplicação de um agregado local, usualmente utilizado para aplicações rodoviárias, em estruturas de contenção hidráulica.

O ligante betuminoso utilizado foi o CAP 50/70, por ser o ligante mais utilizado em obras de pavimentação no Centro-Oeste e também indicado como adequado para o uso em misturas asfálticas para aplicações em estruturas de contenção hidráulica segundo a bibliografia pesquisada. O ligante foi obtido junto à distribuidora Disbral (Distribuidora de Asfalto Brasileira Ltda.), localizada no município de Aparecida no estado de Goiás, sendo o mesmo oriundo da refinaria Betim em Minas Gerais.

Com o intuito de avaliar a influência da utilização de asfaltos modificados na composição de misturas asfálticas para aplicação em barragens, além do ligante convencional (CAP 50/70), foi utilizado para compor a mistura de concreto asfáltico permeável tipo CPA o ligante (CAP 50/70) modificado por meio da adição de borracha granulada de pneu. Para tal, foi incorporada ao ligante a mesma borracha utilizada por Roseno (2005), sendo esta oriunda do processo de moagem a temperatura ambiente e fornecida pelo grupo Greca Asfaltos. A Figura 3.1 mostra a curva granulométrica da borracha incorporada no ligante asfáltico.

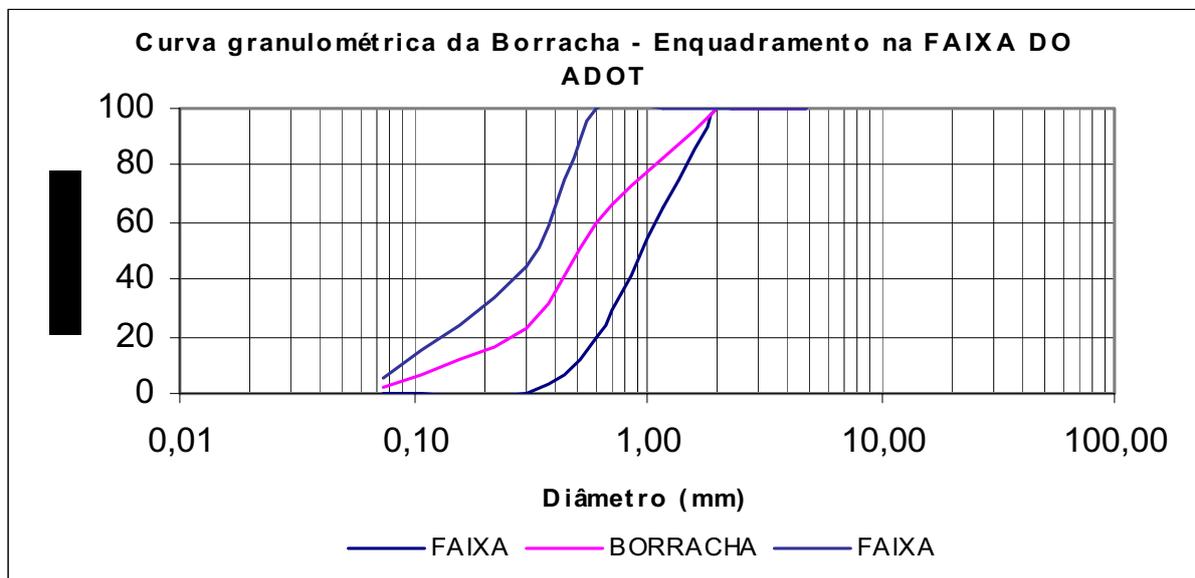


Figura 3.1. Curva granulométrica da borracha de pneu (Roseno, 2005).

De forma a facilitar o entendimento durante o decorrer deste trabalho, convencionou-se por se referir no texto aos agregados minerais e aos ligantes asfálticos utilizados como apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Materiais utilizados na pesquisa

Material	Tipo	Origem
Agregados	MICAXISTO - Composição obtida da mistura de: Brita 0 limpa; Brita 1; e Pó de brita	Pedreira do Departamento de Estradas e Rodagem do Município de Goiânia - Companhia de Pavimentação (Dermu/ (Compav)
	CALCÁRIO - Composição obtida da mistura de: Brita 0 limpa; Brita 1; e Pó de brita	Pedreira CONTAGEM, localizada no Distrito Federal
	GRANITO – Britagem de Enrocamento	Barragem de Serra da Mesa
CAP	CAP 50/70	Distribuidora Brasileira de Asfalto Ltda. (DISBRAL)
	CAP BORRACHA	Confeccionado em Laboratório por meio da mistura do CAP 50/70 com 20 % em peso de borracha moída de pneus

3.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Misturas asfálticas são constituídas por ligante asfáltico e agregado mineral e têm seu comportamento afetado tanto pelas propriedades individuais destes componentes quanto pela relação entre eles. Os agregados, independente da fonte, método de processamento ou mineralogia, devem ser resistentes, isto é, duros e duráveis (Benevides, 2000). É importante, portanto, caracterizar e estudar o desempenho destes materiais de forma a entender melhor o comportamento da mistura que se pretende fabricar.

A Tabela 3.2 apresenta os ensaios e normas utilizados para a caracterização dos agregados que compuseram as misturas. Na ausência de normas com restrições específicas que regem o uso de materiais em estruturas hidráulicas, os ensaios realizados para a caracterização dos agregados minerais, foram baseados na norma Brasileira (ABNT) e normas do DNIT. Deve-

se, portanto, observar que os limites de restrição preconizados por estas normas devem ser analisados de forma crítica, uma vez que a situação de carregamento e a exposição às intempéries para a aplicação em estruturas hidráulicas não estão previstas pelas mesmas.

Tabela 3.2. Ensaio de caracterização dos agregados minerais (micaxisto, granito e calcário).

Ensaio Realizado nos Agregados	Normas
Análise Granulométrica	NBR 07181/84
Adesividade	DNER ME 043/95
Absorção	NBR – 9937/87
Porosidade	NBR – 12766/92
Abrasão Los Angeles	NBR – 6465/84
Massa específica real dos grãos	NBR – 9937/97

Os ensaios para caracterização dos ligantes asfálticos utilizados (CAP 50/70 e CAP 50/70 modificado com borracha) estão apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Ensaio de caracterização dos ligantes utilizados (CAP 50/70 e CAP Borracha).

Ensaio Realizado nos Ligantes Asfálticos	Normas
Viscosidade Brookfield	ASTM-D2186/2001
Anel e Bola	DNER ME 078/94
Recuperação Elástica	DNER ME 382/99

3.4 - CONFECCÃO DO LIGANTE MODIFICADO COM BORRACHA (CAP BORRACHA)

A confecção do ligante asfáltico modificado com borracha consiste em misturar uma quantidade predeterminada de borracha de pneu ao ligante asfáltico a quente, durante certo período de tempo (tempo de digestão). Vários fatores, tais como, percentagem, tipo e granulometria de borracha granulada incorporada, tempo e temperatura de mistura, e tipo de ligante asfáltico convencional empregado, influenciam nas propriedades reológicas do asfalto

modificado como observado por Dantas Neto (2004). Dentre outras observações, Dantas Neto (2004) estudou o efeito do teor de borracha incorporada sobre as propriedades físicas de um CAP de baixa penetração e várias temperaturas de mistura, identificando o teor de 19% como sendo um divisor de comportamento, principalmente em relação à viscosidade do ligante.

Em Dantas Neto (2004), verifica-se, ainda, que para uma percentagem de borracha incorporada no ligante superior a 19% em peso e temperaturas de mistura acima de 190 °C, que após um tempo de mistura que varia entre 60 e 120 min, ocorre uma diminuição brusca da viscosidade rotacional do ligante devido a algum processo de desvulcanização e/ou despolimerização da borracha.

Com base nos indícios apresentados, decidiu-se por fazer a mistura de 20% em peso de borracha moída de pneus, executando a mistura a uma temperatura de 170 °C. As condições adotadas durante a mistura da borracha moída de pneu com o CAP 50/70 estão apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Condições adotadas durante o processo de mistura da borracha com o ligante.

Tempo de Mistura	75 min
Temperatura de Mistura	170 °C
% de Borracha	20 %
Frequência (rpm)	400 – 600

Para a confecção do asfalto modificado por borracha foi realizada uma modificação em uma furadeira industrial por meio da adaptação de uma haste helicoidal de forma a possibilitar a mistura da borracha moída e do ligante asfáltico.

O aquecimento da mistura foi realizado por meio de bico de fogo e a temperatura da mistura foi mantida controlando a fonte de calor e verificando as variações térmicas com o auxílio de um termômetro de mercúrio. A Figura 3.2 apresenta o aparato utilizado para executar a mistura de asfalto borracha.



Figura 3.2. Equipamento utilizado para a confecção do asfalto modificado por borracha.

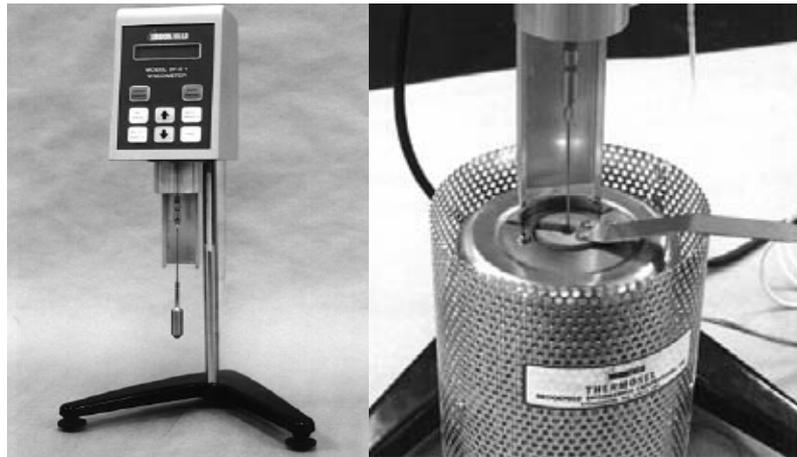
3.4.1 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE DIGESTÃO

Após a pesagem da borracha e aquecimento prévio do ligante (CAP 50/70) a borracha moída de pneu foi então acrescentada e o tempo de mistura foi marcado com um cronômetro. Amostras foram retiradas em intervalos controlados de tempo do recipiente principal para que se pudessem realizar os ensaios para a determinação do tempo de digestão ótimo.

O tempo de digestão da mistura foi determinado em função da curva de viscosidade x tempo de digestão com o auxílio de um viscosímetro rotacional “Brookfield”, além dos resultados dos ensaios de recuperação elástica e do ensaio Anel e Bola realizados para os tempos de mistura de 25, 50, 75, 100, 125 e 150 min.

Os ensaios de Anel e Bola foram também realizados no ligante CAP 50/70 e no CAP Borracha nos diferentes tempos de digestão, sendo este um ensaio bem interessante uma vez que mede a temperatura limiar onde o CAP começa a se comportar como um fluido viscoso.

Os ensaios de viscosidade foram realizados tanto para o CAP 50/70 quanto para o CAP modificado nos diferentes tempos de digestão. O equipamento utilizado para realização do ensaio está apresentado na Figura 3.3(a) sendo utilizada para o controle de temperatura das amostras ensaiadas uma célula termostática apresentada na Figura 3.3(b).



(a)

(b)

Figura 3.3 – Viscosímetro Brookfield (a) e célula para o controle de temperatura (b).

Os ensaios de recuperação elástica foram realizados utilizando o método do ductilômetro descrito na norma DNER 382/99. O procedimento de confecção das amostras utilizadas neste ensaio é o mesmo do ensaio de ductilidade descrito na norma NBR 183/98 sendo este um processo bastante simples e de amplo conhecimento no meio técnico. O ensaio consiste na aplicação de um alongamento de 20 cm de uma amostra padrão do ensaio de ductilidade a uma velocidade de aproximadamente 5 cm/min utilizando um ductilômetro.

Após este alongamento, o equipamento é desligado e após 5 min de repouso a amostra é então cortada ao meio utilizando um estilete. Espera-se, então, um período de 60 minutos para a execução da medida da recuperação da amostra. Foram moldadas três amostras de CAP Borracha para cada tempo de digestão estudado e três amostras do CAP 50/70 convencional de forma a se obter um valor médio de ensaio.

3.5 - DOSAGEM DA MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO DENSO TIPO CBUQ

Todos os agregados minerais (Granito, Micaxisto, Calcário) que foram utilizados no processo de dosagem da mistura de concreto asfáltico impermeável foram enquadrados nas restrições da curva de Füller para misturas densas e diâmetro máximo dos agregados de 19 mm. Vale ressaltar que o diâmetro máximo adotado na pesquisa (19 mm) é um pouco superior aos valores de 16 e 18 mm, recomendados em Strabag (1996) e Höeg (1993).

O agregado proveniente do enrocamento da barragem de Serra da Mesa (Granito) foi britado nas diversas peneiras de forma a fornecer material suficiente para confecção das misturas.

No caso dos agregados oriundos das pedreiras da região (Micaxisto e Calcário), de modo a enquadrar a curva granulométrica da mistura na curva de Füller, foi realizada uma composição de três frações granulométricas coletadas nestas pedreiras; Brita 1, Brita 0 (pedrisco) e pó de pedra.

A Tabela 3.5 mostra as percentagens retidas de material utilizadas para compor as três diferentes misturas, utilizando a formulação proposta por Füller, para misturas densas e diâmetro máximo dos agregados de 19 mm e valor de n de 0,41. Estas três misturas idealizadas e dosadas durante o desenvolvimento desta pesquisa, utilizaram o mesmo ligante asfáltico (CAP 50/70) e mesma composição granulométrica, variando-se apenas o tipo de agregado mineral utilizado. Este fato foi importante para que fosse possível a avaliação da influência do tipo de agregado no comportamento mecânico destas misturas.

Tabela 3.5. Composição Granulométrica de Füller para $D_{max} = 19\text{mm}$ e $n = 0,41$.

Peneiras	Percentagem Retida (%)
19,1 mm	0
9,52 mm	24,8
Nº 4	18,6
Nº 10	17,0
Nº 40	18,7
Nº 80	6,2
Nº 100	1,0
Nº 200	3,4
Filer	10,3

A dosagem das misturas foi realizada empregando a metodologia Marshall, seguindo as recomendações da norma rodoviária NBR 12891 - Dosagem de Misturas pelo Método Marshall (ABNT, 1993), no que diz respeito às condições de temperatura e energia de compactação das misturas, temperaturas de compactação dos ligantes e agregados e determinação da estabilidade e fluência.

Para a execução deste procedimento foi utilizado o equipamento padrão, convencionado pela norma supracitada, e aplicada uma energia de compactação de 75 golpes em cada face do corpo de prova (CP). Os teores de betume inicialmente adotados variaram a cada 0,5% na faixa entre 4,5 e 6,0% em peso da mistura, sendo estas faixas de valores adotadas de acordo com as experiências das pesquisas desenvolvidas anteriormente (Falcão, 2003). Tem sido reportado na literatura especializada (Höeg, (1993), por exemplo) que valores superiores a 7,0% de CAP tem sido utilizados como teores típicos para misturas com finalidade de aplicação em estruturas hidráulicas.

O critério adotado para escolher os teores potenciais de aplicação foi baseado na análise do volume de vazios (V_v) dos corpos de prova para cada teor de betume ensaiado. São considerados como teores potenciais para os ensaios mecânicos e hidráulicos, todos aqueles que forneceram corpos de prova com valores de V_v inferiores a 3%, pois tem sido documentado que o concreto asfáltico é impermeável quando compactado com este índice de vazios (Höeg, 1993; Saxegaard, 2000).

Os ensaios de estabilidade e fluência Marshall foram executados segundo os procedimentos prescritos pelo método de ensaio 078/94 (DNER, 1994), para todos os teores ensaiados de todas as misturas, no intuito de fazer um estudo preliminar do comportamento mecânico das duas misturas nos diversos teores.

3.5.1 - COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE CBUQ PARA OS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS

Foi utilizado um compactador manual Marshall convencional para a compactação dos corpos de prova durante a fase de dosagem das misturas. A temperatura durante todo o processo de compactação foi controlada com auxílio de termômetros de mercúrio, sendo utilizada uma energia de compactação de 75 golpes do soquete em ambos os lados do corpo de prova, como previsto na NBR 12891/93.

Havia, entretanto, a necessidade de moldar corpos de prova de dimensões não convencionais para a execução dos ensaios de permeabilidade e ensaios triaxiais. Para tal, Falcão (2003) realizou algumas adaptações no equipamento, de forma a torná-lo apto a trabalhar com as três diferentes dimensões de corpos de prova utilizados.

Foram adaptadas à base do equipamento duas hastes metálicas de diâmetro igual a 25 mm e com comprimento de 1,15 m. As hastes foram fixadas de modo que estivessem centralizadas no aparelho e pudessem servir como guias de fixação do soquete compactador. Foi feito um rosqueamento de 30 cm na parte superior das hastes a uma altura de 85 cm em relação à base e adaptada uma trava metálica. A trava tinha a função de fixar o soquete compactador, mantendo-o firme na posição vertical e centralizado em relação ao corpo de prova durante a aplicação dos golpes. A trava metálica podia ainda ter sua altura regulada, servindo assim para a moldagem dos corpos de prova nas três diferentes dimensões. As alterações no equipamento estão ilustradas na Figura 3.4.

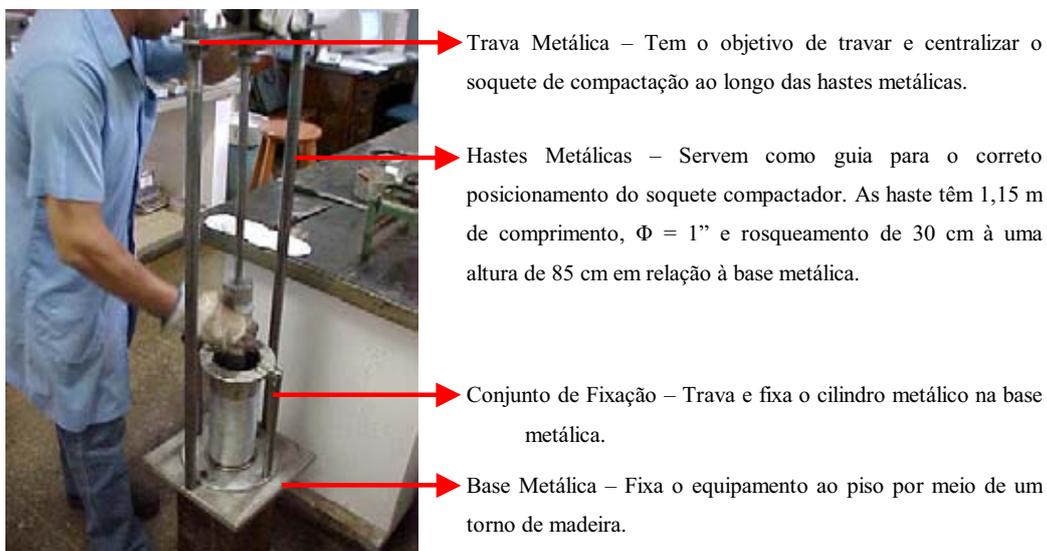


Figura 3.4 - Adaptações no equipamento de compactação Marshall.

Foram confeccionados, ainda, novos cilindros metálicos com o mesmo material, espessura e diâmetro dos cilindros convencionais, alternado apenas a altura dos corpos dos cilindros, que passaram a ter 10 e 20 cm. Foram confeccionados novos conjuntos de fixação para os corpos de prova com dimensões não convencionais, mantendo sempre a proporção com o molde de fixação inicial.

A Figura 3.5 mostra as três dimensões de cilindros metálicos utilizados, seus respectivos conjuntos de fixação e o soquete Marshall convencional.



Figura 3.5 - Cilindros metálicos e respectivos conjuntos de fixação.

3.5.1.1 - PROCEDIMENTOS PARA COMPACTAÇÃO E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA COM DIMENSÕES NÃO CONVENCIONAIS PARA OS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS

Com o intuito de reproduzir corpos de prova com o mesmo volume de vazios obtidos durante a dosagem Marshall convencional, entretanto, com dimensões diferentes para os teores que foram ensaiados, fez-se necessário o cálculo dos novos pesos e energia de compactação para cada um dos teores. O procedimento para encontrar os pesos totais dos corpos de prova cilíndricos de 10 x 10 cm e 10 x 20 cm está descrito em Falcão (2003) e transcrito a seguir.

A área da base (A_b) para todos os corpos de prova é a mesma, pois o diâmetro dos corpos de prova ensaiados é igual ($D=10$ cm). Analisando a fórmula da densidade (δ_{cp}) do corpo de prova, apresentada na Equação 3.1, nota-se que o cálculo da massa para os corpos de prova com alturas de 10 e 20 cm é dependente apenas da relação entre as alturas dos corpos de prova convencionais e as novas dimensões.

$$\delta_{CP} = \frac{M}{V} = \frac{M}{A_b \times h} \quad (3.1)$$

Os corpos de prova Marshall da mistura dosada pelo método convencional (Item 3.5), tinham uma massa total de 1200 g e apresentaram alturas finais de 6,0 cm, em média, para todos os teores, após a compactação (75 golpes em cada face).

As Equações 3.2 e 3.3 representam, respectivamente, as equações de densidade do corpo de prova Marshall convencional e do corpo de prova com altura igual a 10 cm. Comparando as duas equações, conclui-se que a massa total do corpo de prova com altura de 10,0 cm é

2.000 g. Repetindo-se o procedimento para os corpos de prova de 10 x 20 cm é fácil calcular-se a massa total destes corpos de prova que é 4000 g.

$$\gamma_{CP(h=6,0cm)} = \frac{M}{V} = \frac{M}{Ab \times h} = \frac{1200}{Ab \times 6,0} \quad (3.2)$$

$$\gamma_{CP(h=10,0cm)} = \frac{M}{V} = \frac{M}{Ab \times h} = \frac{M}{Ab \times 10,0} \quad (3.3)$$

O cálculo do número de golpes necessário para obter corpos de prova com a mesma densidade dos convencionais, mas com diferentes alturas, foi realizado mantendo para os corpos de prova com alturas de 10 e 20 cm a mesma energia de compactação utilizada para obter os espécimes de altura convencional. A Equação 3.4 expressa a formulação para o cálculo da energia de compactação.

$$E = \frac{Ms.h.N.n}{V} \quad (3.4)$$

Onde:

Ms= Massa do soquete de compactação;

h=- Altura de queda do soquete de compactação;

N= Número de golpes por camadas;

n = Número de camadas;

V = Volume.

Como se utilizou o mesmo soquete de compactação, tem-se a mesma massa do soquete (Ms) e altura de queda (h). Como o diâmetro dos corpos de prova não varia, tem-se a mesma área da base (Ab), independentemente do teor de betume ou altura dos corpos de prova. Para uma mesma energia de compactação e mesmo número de camadas, o cálculo do número de golpes para compactação dos corpos de prova com 10 e 20 cm de altura, novamente torna-se proporcional à relação entre estas alturas e a altura dos corpos de prova Marshall convencionais (6,0 cm).

Os corpos de prova com dimensões de 10 x 10 cm foram compactados utilizando o procedimento padrão descrito no (Item 3.5), ou seja, com aplicação de golpes em ambas as faces do corpo de prova. O número de golpes em cada face do corpo de prova foi então calculado como sendo 125 golpes.

O procedimento de compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizou uma metodologia diferente da convencional pela dificuldade de se compactar uma mistura de 4 kg aplicando golpes apenas na face superior e inferior do CP como rege a metodologia convencional. A metodologia utilizada foi descrita por Saxegaard (2002) e propõe a compactação dos corpos de prova em 4 camadas. Como realizado para os corpos de prova 10 x 10 cm, calculou-se o número de golpes para a compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm como sendo 125 golpes por camada.

Inicialmente os agregados foram pesados para compor duas amostras de 2000 g, sendo a preparação, aquecimento, temperaturas de homogeneização e de compactação, igual ao adotado no procedimento padrão.

Os agregados das duas amostras foram levados à estufa, depois de secas por um período de 2h e pesadas. As amostras foram homogeneizadas separadamente, conservando sempre os agregados da amostra que não estava sendo manipulada na estufa à temperatura controlada. Feita a homogeneização da amostra, a mistura foi dividida em duas partes iguais com o auxílio de um quarteador e imediatamente levada à estufa pré-aquecida à temperatura de compactação. O procedimento foi repetido para a outra amostra, gerando ao final do processo, quatro amostras de aproximadamente 1 kg cada. Não foi executada a composição de uma única mistura de 4 kg pela dificuldade de homogeneização de uma mistura com tal quantidade.

Uma vez separadas as quatro amostras de 1 kg, foi então preparado o molde de compactação e regulada a altura da trava metálica. Foi retirada a primeira amostra da estufa e conferida a temperatura antes da colocação do material dentro do cilindro metálico. Iniciou-se a aplicação dos golpes pré-determinados, enquanto, outra amostra de 1 kg tinha sua temperatura conferida e eventualmente ajustada. Após a compactação da primeira camada, sem retirar o soquete compactador do local, a trava metálica teve que ser regulada, segundo experiência adquirida, até a posição mostrada na Figura 3.6 e o material colocado sobre a camada anterior para se dar novamente início a compactação.



Figura 3.6 - Procedimento de ajuste da trava metálica.

A Figura 3.7 mostra os corpos de provas de 10 x 20 cm, 10 x 10 cm e 10 x 6,0 cm compactados e extraídos de seus respectivos moldes metálicos.



Figura 3.7 - Corpos de prova extraídos após a compactação.

3.6 - DOSAGEM DA MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO POROSO TIPO CPA

O processo de dosagem da mistura de concreto asfáltico poroso seguiu a especificação de serviço DNER-ES 386/1999 para o estabelecimento da composição granulométrica dos agregados e o procedimento regulamentado pela norma NBR 12891 para a moldagem de corpos-de-prova pelo método Marshall. Foram observadas ainda as restrições da especificação de serviço DNER-ES 386/1999 para a avaliação do comportamento das misturas.

Estudos relacionados a misturas porosas usando agregado calcário do DF já foram desenvolvidos por Botelho e Santos Filho (2002), Oliveira (2003) e Roseno (2005). Os referidos autores adotaram as faixas IV e V da DNER-ES 386/1999, sendo que a mistura na

Faixa V apresentou um desempenho mecânico bem superior à mistura na faixa IV, segundo Oliveira (2003) e Roseno (2005). Assim sendo, nesta pesquisa decidiu-se enquadrar todas as misturas na Faixa V, sendo necessário a devida britagem (agregado granito) e peneiramento dos agregados minerais micaxisto e calcário de forma a enquadrá-los na referida faixa. A Figura 3.8 apresenta a curva granulométrica utilizada para compor as misturas de CPA estudadas no presente trabalho.

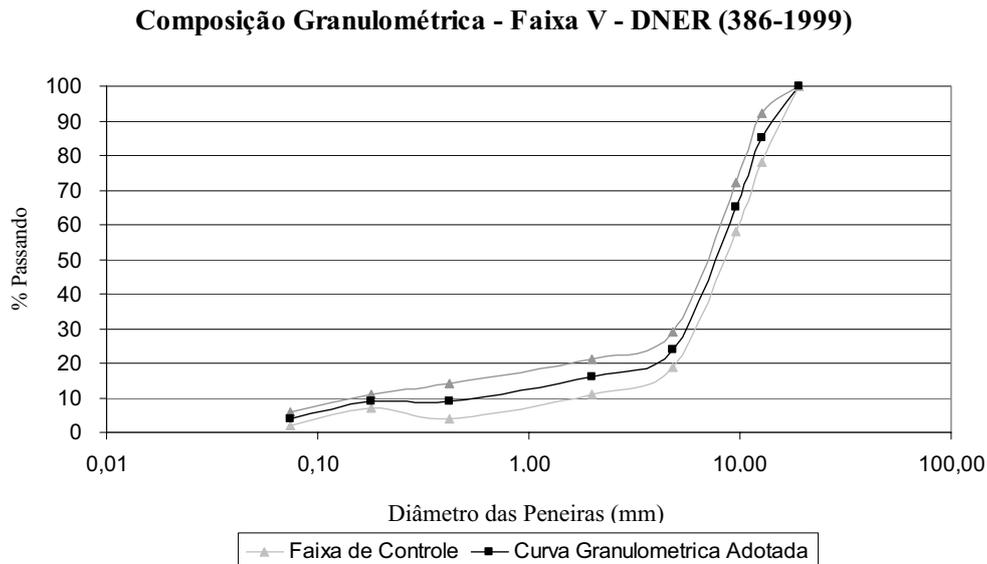


Figura 3.8. Composição Granulométrica Adotada.

Sabe-se, ainda, que misturas dosadas nesta faixa podem apresentar volume de vazios maiores que 18%, sendo estes valores compatíveis com os valores indicados para camadas drenantes aplicadas em faces de concreto betuminosos.

Foram utilizados os dois agregados minerais (Micaxisto, Granito) para compor misturas de concreto asfáltico poroso utilizando como ligante o CAP Borracha (confeccionado como descrito no Item 3.4) sendo confeccionada, ainda, uma mistura de CPA utilizando o agregado calcário e o CAP 50/70.

O processo de moldagem dos corpos de prova para misturas com asfalto convencional foi feito de acordo com a metodologia Marshall padrão sendo a energia de compactação de 50 golpes por face do CP, e a compactação realizada a 165 °C.

Os critérios usados para escolha do teor ótimo de ligante da mistura porosa estão descritos na norma DNER-ES 386/1999 e apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Especificações Exigidas para a Camada Porosa de Atrito (DNER-ES 386/1999).

Características	Valores Exigidos
Percentagem de Vazios	18 a 25 %
Desgaste Cântabro	Menor ou igual a 25 %
Resistência a Tração por Compressão Diametral	Maior ou igual a 0,550 MPa

É possível observar na Figura 3.9 o aspecto poroso de um grupo de corpos de prova de concreto asfáltico tipo CPA antes da realização de ensaios para caracterização das propriedades mecânicas da mistura.



Figura 3.9. Corpos de prova de CPA

3.7 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CBUQ DENSO E CPA

Com o intuito de melhor avaliar o comportamento mecânico das misturas estudadas, bem como obter os parâmetros de projeto a serem utilizados na fase de análise numérica, foram realizados ensaios de resistência à tração (RT) em diferentes velocidades de ensaio, ensaios de módulo de resiliência (MR), ensaios triaxiais e ensaios de desgaste cântabro, sendo este último para situações de pré-condicionamento seco e úmido.

De forma a delimitar claramente quais os ensaios mecânicos foram realizados durante a primeira fase da pesquisa, apresentadas em Falcão (2003) e referenciadas a seguir pela sigla (MSc), e as complementações realizadas durante a fase de doutoramento (Dr), está apresentado nas Tabela 3.7 e Tabela 3.8 um resumo dos ensaios realizados durante todo o desenvolvimento da pesquisa.

A Tabela 3.7 apresenta um resumo dos ensaios realizados nas diferentes misturas de CBUQ escolhidas para caracterização do comportamento mecânico.

Tabela 3.7 – Ensaio mecânicos realizados em CBUQ.

Ensaio Realizado	Agregados	Tipo de Mistura	Teores de CAP Ensaiaados	Nível	Número de CPs	Dimensões (cm)
Triaxial	Micaxisto	CBUQ	5,5; 6,0 e 6,5 %	MSc	9	10 x 20
	Granito	CBUQ	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	9	10 x 20
	Calcário	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0%	Dr	9	10 x 20
Módulo de Resiliência	Micaxisto	CBUQ	5,5; 6,0 e 6,5 %	Dr	18	Padrão
	Granito	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0%	Dr	18	Padrão
Cântabro Seco e Úmido	Micaxisto	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0 %	Dr	18	Padrão
	Granito	CBUQ	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Calcário	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0%	Dr	18	Padrão
RT Seco (3 Veloc)	Micaxisto	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0 %	Dr	27	Padrão
	Calcário	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0%	Dr	27	Padrão
RT Úmido (Veloc Pad)	Calcário	CBUQ	5,0; 5,5 e 6,0%	Dr	9	Padrão
Fluência Confinada	Micaxisto	CBUQ	5,5; 6,0 e 6,5 %	MSc	9	10 x 10

A Tabela 3.8 apresenta um resumo dos ensaios realizados nas diferentes misturas de CPA escolhidas para caracterização do comportamento mecânico.

Tabela 3.8. Ensaio mecânicos realizados nas misturas de CPA.

Ensaio Realizado	Agregados	Tipo de Mistura	Teores de CAP Ensaiaados	Nível	Número de CPs	Dimensões (cm)
Módulo de Resiliência	Mica	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Granito	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
Cântabro Seco e Úmido	Mica	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Granito	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Calcário	CPA S/Borracha	3,0; 3,5 e 4,0%	Dr	18	Padrão
RT Seco e Úmido	Mica	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Granito	CPA Borracha	4,5; 5,0 e 5,5%	Dr	18	Padrão
	Calcário	CPA S/Borracha	3,0; 3,5 e 4,0%	Dr	18	Padrão

3.7.1 - ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

O Módulo de Resiliência (MR) é um dos parâmetros elásticos mais utilizados em dimensionamento de pavimentos por métodos mecanísticos (Medina e Mota, 2005). Apesar da aplicação das misturas estudadas no presente trabalho estar restrita à estruturas hidráulicas, sendo, portanto, solicitadas a um tipo de carregamento semi-estático, o estudo do módulo resiliente das misturas se faz importante no entendimento do comportamento elástico das misturas e pela possibilidade de comparações dos valores com os módulos de misturas convencionalmente dosadas para aplicações rodoviárias. Além disto, variações sazonais do nível do lençol do Nível de Água (N.A) do reservatório solicitam ciclicamente o concreto asfáltico na barragem mesmo que em frequência de carregamento mais baixa.

Os ensaios de módulo resiliente foram realizados no equipamento do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará (UFC). Trata-se de um equipamento que permite o controle de aplicação de pulsos de carregamento sobre misturas asfálticas e sistema eletrônico de medição de deslocamentos. O equipamento está disposto dentro de uma câmara que permite o controle de temperatura durante todo o ensaio, sendo os corpos de prova colocados dentro da mesma até o devido equilíbrio de temperaturas.

O sistema pneumático de carregamento é dotado de um sistema de válvula de pressão que controla a aplicação da carga vertical por meio de um pistão cilíndrico de carga e dispositivo eletrônico para o controle do tempo de aplicação dos pulsos de carga. As medições de deslocamento são realizadas com o auxílio de LVDT que estão conectados a um sistema de aquisição de dados controlado por um programa de computador. A Figura 3.10 apresenta o equipamento utilizado para executar os ensaios de MR.



Figura 3.10. Prensa pneumática para execução de ensaios de MR.

O princípio do ensaio consiste em aplicar pulsos de carregamento comprimindo diametralmente o corpo de prova, utilizando o mesmo friso metálico padronizado no ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) e medindo-se os deslocamentos horizontais perpendiculares à aplicação da carga por meio de LVDT. A frequência de carregamento utilizada foi de 0,1 s para carga e 0,9 s para descarregamento. A temperatura dos ensaios foi de 25 °C controlada pela câmara climatizada. Durante todo o ensaio o sistema de aquisição registrou os deslocamentos horizontais, sendo os valores de deslocamento para 300, 400 e 500 ciclos utilizados para o cálculo do MR.

Os ensaios foram realizados em corpos de prova de CBUQ para misturas utilizando o agregado granítico e agregado micaxisto, sendo confeccionados seis corpos de prova para cada ensaio. Foram escolhidos três teores de betume para cada uma das amostras de CBUQ utilizadas baseados nos resultados obtidos durante a fase de dosagem. Foram realizados ainda ensaios de MR em duas misturas de CPA que utilizaram agregados micaxisto e granito com ligante modificado com borracha. A Tabela 3.9 apresenta um resumo dos ensaios de MR realizados nos diferentes teores de CAP para as misturas analisadas.

Tabela 3.9 – Quantidade de corpos de prova de CBUQ e CPA para os ensaios de MR.

Tipo de Mistura	Número de CPs por Teor de CAP (%)			
	4,5	5,0	5,5	6,0
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Micaxisto)	-	6	6	6
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Granito)	6	6	6	-
CPA (CAP Borracha + Agregado Micaxisto)	6	6	6	-
CPA (CAP Borracha + Agregado Granito)	6	6	6	-

3.7.2 - ENSAIOS DE DESGASTE CÂNTABRO SECO E ÚMIDO

Uma vez que as misturas betuminosas analisadas na presente pesquisa foram idealizadas para aplicação como elemento de vedação em barragens, e conseqüentemente estarão submersas durante quase toda a vida de projeto, foram realizados ensaios para a determinação do efeito degradante da água no comportamento mecânico das mesmas.

O ensaio Cântabro foi realizado segundo o procedimento prescrito pela norma DNER 383/1999 e permite avaliar o desgaste por abrasão sofrido por um corpo-de-prova “Marshall” de uma mistura betuminosa quando o mesmo é submetido a trezentas rotações no interior da máquina “Los Angeles”, sem a utilização das esferas de aço e girando a uma velocidade de 30 a 33 rpm. O desgaste Cântabro é definido pela razão entre a perda de peso entre o peso inicial e o peso final do corpo-de-prova depois de executadas as rotações e o peso inicial do corpo de prova. Para cada teor de ligante ensaiam-se três corpos-de-prova sendo valor de desgaste obtido pela média dos três valores.

A análise do efeito degradante da água no ensaio de desgaste Cântabro se deu pelo cálculo do percentual médio de perda dos valores de desgaste Cântabro para grupos de corpos de prova ensaiados nas condições secas e úmidas.

Desta forma, foram realizadas baterias de ensaios em dois grupos de três corpos de prova: um mantido à temperatura 25 °C por 2 h antes do ensaio (condicionamento seco) e o outro imerso, em água, a uma temperatura de 60 °C por 24 h, resfriado por 2 h para a temperatura de 25 °C e depois ensaiado (condicionamento úmido). O equipamento utilizado para realizar o condicionamento úmido é apresentado na Figura 3.11 sendo o mesmo um Banho Maria com controle de temperatura eletrônico.



Figura 3.11. Banho Maria para o condicionamento úmido.

Com base nos resultados foi então calculado o percentual médio de desgaste cântabro para o grupo de corpos de prova na condição seca e úmida e o percentual médio de perda entre o grupo na condição seca e úmida.

Foram ensaiados grupos de corpos de prova das misturas de CPA com o agregado granito e micaxisto com CAP modificado com borracha moída de pneu (CAP borracha) e para grupos de corpos de prova de CPA com agregado calcário utilizando como ligante CAP 50/70. Todos os ensaios foram realizados para 3 diferentes teores de ligante de acordo com a dosagem previamente executada. Foi realizado o mesmo ensaio para misturas de CBUQ utilizando o agregado calcário e ligante convencional (CAP 50/70).

A Tabela 3.10 apresenta um resumo dos ensaios de desgaste Cântabro realizados nos diferentes teores de CAP para as misturas analisadas.

Tabela 3.10 – Quantidade de corpos de prova de CBUQ e CPA para os ensaios de Cântabro.

Tipo de Mistura	Número de CPs por Teor de CAP (%)						
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Micaxisto)	-	-	-	-	6	6	6
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Granito)	-	-	-	6	6	6	-
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Calcário)	-	-	-	-	6	6	6
CPA (CAP Borracha + Agregado Micaxisto)	-	-	-	6	6	6	-
CPA (CAP Borracha + Agregado Granito)	-	-	-	6	6	6	-
CPA (CAP 50/70 + Agregado Calcário)	6	6	6	-	-	-	-

3.7.3 - ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As misturas asfálticas estudadas no presente trabalho foram idealizadas com a finalidade de aplicação em barragens. Uma das principais aplicações destas misturas é servir de elemento componente de uma face de concreto asfáltico, assim, se torna necessário um estudo a respeito de seu comportamento mecânico quanto à resistência a tração uma vez que as situações de campo vão impor às fibras da face betuminosa tensões de tração que devem ser compatíveis com a resistência da mesma.

O procedimento padrão de ensaio para determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) é baseado na norma DNER ME 138/94 que consiste na aplicação de carga por compressão diametral em amostras cilíndricas, induzindo um estado de compressão na

direção vertical e de tração na horizontal sendo um ensaio de ruptura, onde o corpo de prova é posicionado horizontalmente e a carga é aplicada progressivamente, com uma velocidade de $0,8 \pm 0,1$ mm/s.

A determinação da RT na velocidade padrão (48mm/min) para as misturas de CBUQ denso foi realizada para as misturas com os três diferentes agregados estudados (micaxisto, granito e calcário). Os ensaios de RT, na velocidade padrão, para as misturas de CPA com agregados micaxisto e granito e ligante modificado com borracha foram executados para as situações de condicionamento seco e úmido. Todos os ensaios foram realizados para três diferentes teores de ligante para cada amostra estudada.

O equipamento utilizado nos ensaios de RT foi uma prensa automática do laboratório de mecânica da Universidade de Brasília. Esta prensa é dotada de um sistema de aquisição de deslocamentos verticais automático podendo a taxa de aquisição ser modificada pelo operador. O sistema de aquisição permite, portanto, a obtenção da curva de comportamento força x deslocamento durante toda a realização do ensaio. A Figura 3.12 apresenta o equipamento utilizado para a execução dos ensaios de RT.



Figura 3.12. Prensa de Ensaio Universal.

3.7.3.1 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ E FADIGA POR MEIO DE ENSAIOS DE RT REALIZADOS EM DIFERENTES VELOCIDADES

Rodrigues (2000) propôs uma metodologia simplificada para obtenção de parâmetros de rigidez e de fadiga a partir de ensaios de tração em compressão diametral. Para tanto, devem-se usar pelo menos três corpos de prova e três velocidades de ensaio diferentes, totalizando um mínimo de nove corpos de prova para cada tipo de agregado e teor de ligante analisado. O

mesmo autor desenvolveu, ainda, um programa computacional (programa FADIGA) que permite o cálculo automático dos parâmetros de rigidez e fadiga de misturas asfálticas, uma vez fornecidos alguns parâmetros de dosagem e os arquivos com as curvas força versus deslocamento dos corpos-de-prova ensaiados à diferentes velocidades.

Seguem alguns comentários sobre a teoria que embasa esta metodologia.

Os parâmetros de rigidez obtidos no trecho inicial das curvas tensão desvio versus deformação axial em ensaios triaxiais se referem às deformações elásticas. As misturas de concreto asfáltico combinam o comportamento de seus componentes: o esqueleto sólido com comportamento elasto-plástico, e o ligante asfáltico com comportamento termo-viscoso. Portanto, as misturas asfálticas apresentam comportamento visco-elasto-plástico e dependente da temperatura. Cada variante de comportamento será mais ou menos relevante dependendo das condições de carregamento (modo, tempo e frequência de solicitação) e das condições ambientais.

Para carregamentos rápidos e de curta duração, pode-se considerar o comportamento elástico. Para carregamentos estáticos de longa duração podem surgir efeitos viscosos. Para carregamentos cíclicos pode haver acúmulo de deformações irreversíveis (plásticas e/ou viscosas) e eventualmente pode ocorrer o fenômeno de fadiga, a depender do nível de solicitação aplicada e do número de ciclos de carregamento.

De forma a obter os parâmetros de rigidez à compressão e módulo de resiliência, em cada ensaio são registrados o tempo (t) desde o início de aplicação da carga, a força aplicada (F) e o respectivo deslocamento vertical (δ_v).

A rigidez da mistura ($S(t)$) varia ao longo do ensaio como ilustrado na Figura 3.13 e é definida na Equação 3.5:

$$S(t) = \frac{\sigma_v^{eq}}{\varepsilon_v(t)} \quad (3.5)$$

em que ε_v é deformação vertical, a qual depende da velocidade do ensaio para uma dada força, e σ_v^{eq} é uma tensão vertical equivalente à de um ensaio de compressão uniaxial para que a deformação vertical seja simplesmente calculada como $\varepsilon_v = \delta_v/D$ (D é o diâmetro da amostra).

De acordo com Rodrigues (2000) esta tensão vertical equivalente é dada por:

$$\sigma_v^{eq} = \left[\frac{1}{2L} + \frac{(3+2\nu)}{\pi D} \right] \left(\frac{F}{H} \right) \quad (3.6)$$

onde L é a largura do friso de aplicação da carga ($L=1,3$ cm), D é o diâmetro do corpo de prova ($D=10$ cm), H é a altura do CP (em torno de 6,3 cm), F é a força num dado instante e ν é o coeficiente de Poisson do concreto asfáltico (geralmente adotado com valores entre 0,2 e 0,3).

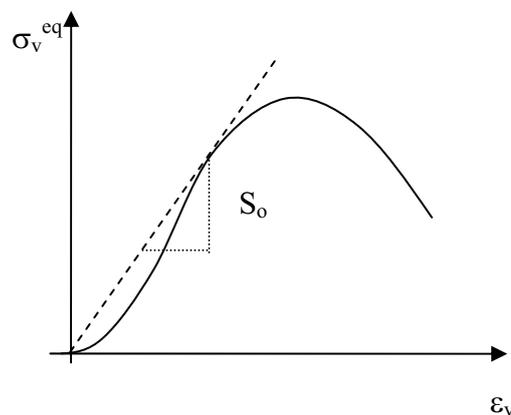


Figura 3.13 - Variação da tensão de compressão vertical equivalente vs. a deformação vertical.

De posse da curva tensão-deformação para uma dada velocidade nominal de ensaio ($v=d\delta/dt$), determina-se a rigidez máxima (S_o).

Para considerar a variação de rigidez com o nível de deformação, Rodrigues (2000) propõe um ajuste de acordo com a expressão apresentada na Equação 3.7.

$$S(t) = \frac{S_{max}}{\exp\left(a\epsilon + \frac{b}{v}\right)} \quad (3.7)$$

Com os resultados dos ensaios em três velocidades (v) diferentes (em mm/s), podem-se determinar os valores dos parâmetros S_{max} , a e b . Rodrigues (2000) afirma que há uma excelente correlação entre o valor de S_{max} e o valor de módulo de resiliência (MR), tendo determinado o seguinte ajuste empírico a partir de dados de ensaios em CBUQ com CAP puro:

$$MR = 413,79.S_{\max}^{0,5124} \quad (R^2 = 0,9905) \quad (3.8)$$

Para a utilização Equação 3.8, os valores de rigidez deve ser em kgf/cm².

Rodrigues (2000) propõe ainda uma metodologia para determinar os clássicos parâmetros de fadiga (K e n), usados na previsão fenomenológica do número de ciclos de carga em ensaios de tensão (σ) controlada que geram a inicialização de uma trinca de fadiga (Equação 3.9).

$$N_f = K \left(\frac{1}{\sigma} \right)^n \quad (3.9)$$

A teoria usada é baseada na existência de uma propriedade fundamental, característica de cada mistura, qual seja a energia de ligação inicial (W_{RO}). Esta energia é dissipada a cada ciclo de carga até a fadiga do material. Rodrigues (2000) mostra algumas expressões empíricas para este parâmetro, o qual é dependente do volume de ligante ($V_b\%$) e da penetração (PEN) do ligante.

Para um dado ensaio de resistência à tração, tem-se o valor de tensão na ruptura ($\sigma=RT$) e o tempo correspondente (t_f) para uma dada velocidade de ensaio (v). Rodrigues (2000) demonstra que estas variáveis se relacionam com a energia de ligação inicial de acordo com:

$$t_f = \eta W_{RO}^{n-1} \left(\frac{1}{\sigma} \right)^n \quad (3.10)$$

Onde η é a viscosidade dissipativa da mistura. Este parâmetro é obtido em ensaios de fluência estático e pode ser relacionado com os parâmetros de módulo dinâmico ($|E^*|$) e ângulo de fase (ϕ), retirados de ensaios uniaxiais cíclicos com carga senoidal (harmônicos) com frequência angular (ω) de acordo com a Equação (3.11).

$$\eta = \frac{|E^* \text{sen}\phi|}{\omega} \quad (3.11)$$

Rodrigues (2000) usa expressões empíricas o Asphalt Institute (Huang, 2004) para estimar o módulo dinâmico $|E^*|$ e uma correlação empírica própria para estimar o ângulo de fase (ϕ). A equação do Asphalt Institute relaciona $|E^*|$ com a percentagem de finos passando na peneira 200 (P_{200}), a frequência (f) do carregamento, o volume de vazios de ar ($V_v\%$), o teor de asfalto em peso na mistura ($P_{ac}\%$), a temperatura (t_p) e a penetração do ligante (PEN).

Assumindo que o tempo de ruptura em um ensaio de tração por compressão diametral varie com o nível de tensão aplicado de acordo com uma expressão apresentada na Equação (3.12).

$$t_f = A \left(\frac{1}{\sigma} \right)^B \quad (3.12)$$

Comparando as Equações 3.10 e 3.12, é possível achar os coeficientes destas expressões por ajuste aos valores de (t_f, RT) para três ensaios em velocidades diferentes são:

$$B = n$$

$$A = \eta W_{RO}^{n-1}$$

Portanto, determinado o expoente n e conhecendo a viscosidade (η) é possível achar a energia de ligação inicial (W_{RO}) e vice-versa.

Conhecendo-se a deformação de ruptura (ε_R) em tração no ensaio de compressão diametral, então o último parâmetro (K) é determinado por:

$$K = \varepsilon_R^n \quad (3.13)$$

As expressões analíticas descritas nesta seção, bem como as expressões empíricas para estimativa do módulo dinâmico $[E^*]$, do ângulo de fase (φ) e da energia de ligação (W_{RO}) foram codificadas no programa FADIGA, o qual foi utilizado nas análises dos resultados dos ensaios de RT nas diferentes velocidades.

Além dos ensaios de tração em compressão diametral para três velocidades de ensaio diferentes, o programa também requer alguns parâmetros relativos ao ligante e à mistura. Os dados necessários são: a penetração do ligante a 25° C (em 0,1 mm), o teor de asfalto em peso (%), o volume de vazios de ar (%), a temperatura do ensaio (°C) e o teor de finos na mistura.

Desta forma, seguindo o procedimento proposto por Rodrigues (2000), além da realização de ensaios de RT utilizando a velocidade convencional (48 mm/min), foram realizados ensaios em duas outras velocidades distintas (19 mm/min e 120 mm/min). Utilizou-se para estes ensaios as misturas de CBUQ com o agregado micaxisto e calcário, sendo todos os corpos de prova ensaiados a temperatura de 25 °C e sem condicionamento prévio. Os parâmetros do ligante e das misturas necessários para a utilização do programa FADIGA foram obtidos dos ensaios laboratoriais dos materiais utilizados.

3.7.4 - ENSAIOS TRIAXIAIS

Uma das possíveis aplicações das misturas densas de CBUQ estudadas no presente trabalho consiste em sua aplicação como elemento de vedação como núcleo central de barragens. Este tipo de aplicação de campo impõe à estrutura um estado triaxial de tensões, o que justifica a necessidade de maiores investigações sobre o comportamento mecânico das misturas dosadas no presente trabalho, no que diz respeito ao estado de carregamento triaxial. Deve-se considerar ainda que o nível de tensão imposta a uma camada asfáltica pelo peso de uma barragem é diferente, ao das solicitações de tráfego, impostos a pavimentos rodoviários.

Com o objetivo de avaliar o comportamento tensão-deformação e a resistência ao cisalhamento das misturas ensaiadas, foram realizados ensaios triaxiais confinados e feitas comparações com resultados obtidos na literatura (Strabag, 1990; Höeg, 1993; Weibiao & Höeg, 2002; Falcão 2003).

Foram realizados ensaios em misturas de CBUQ para dois tipos de agregado estudados (Granito, Calcário), sendo os mesmos realizados para três diferentes teores de betume para cada amostra. Estes valores foram comparados com os resultados dos ensaios triaxiais em mistura de CBUQ com agregado micaxisto apresentados por Falcão (2003).

Todos os ensaios foram de compressão confinada convencional sendo executados sob deformação controlada. A tensão confinante σ_3 foi mantida constante, enquanto a tensão axial σ_1 foi aumentada a uma taxa de 2%/h (0,067 mm/min). Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente (20 – 25°C) e três diferentes níveis de σ_3 foram utilizados 250, 500 e 1000 kPa. Os níveis de tensões confinantes aplicados durante os ensaios estão dentro da faixa de valores adotados por Weibiao & Höeg (2002) e Höeg (1993). Estes níveis de tensão são considerados compatíveis com os encontrados em grandes barragens de terra ou enrocamento (Höeg, 1993). A velocidade dos ensaios também foi baseada nos procedimentos adotados pelos autores mencionados nesta seção.

Weibiao & Höeg (2002) realizaram ensaios sem a utilização da membrana impermeabilizante de borracha. A opção por utilizar ou não a membrana é discutida e segundo as conclusões citadas nesta publicação, as diferenças dos resultados de ensaios realizados com e sem a membrana de borracha são insignificantes para tensões inferiores à de pico. Entretanto, Höeg (1993) afirma que pode ocorrer um significativo aumento na permeabilidade da mistura, a

partir de 80% de mobilização da tensão de ruptura, devido à abertura de fissuras no corpo de prova. Optou-se então por realizar ensaios com o uso da membrana impermeável de borracha.

O registro de drenagem interna do corpo de prova foi mantido fechado durante as fases de aplicação da tensão confinante e na fase de cisalhamento, como em um ensaio do tipo CU realizado em solos. A fase de cisalhamento começou logo após a estabilização das leituras de variação volumétrica da fase de confinamento.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Ensaio Especiais de Fornos e o procedimento de montagem e colocação da membrana é ilustrada na Figura 3.14.



Figura 3.14 - Procedimento de colocação da membrana impermeável.

O equipamento utilizado é apresentado na Figura 3.15. A magnitude da tensão axial, a deformação axial e a deformação volumétrica foram calculadas com base nas medições das forças axiais, deslocamentos e variação de volume. Foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 5000 kg para a medição da carga axial e um extensômetro com precisão de 0,01 mm para medição dos deslocamentos verticais, sendo os dados lidos e armazenados automaticamente no computador. A variação volumétrica foi medida em um variômetro, considerando a variação do volume de água na câmara triaxial.



Figura 3.15 - Prensa triaxial montada e pronta para o início do ensaio.

3.8 - ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Uma das propriedades mais importantes da mistura a ser aplicada como elemento vedante em estruturas hidráulicas é a permeabilidade, a qual se refere à facilidade de percolação, através de uma estrutura, de um fluido submetido a um gradiente hidráulico.

Para determinação das propriedades hidráulicas das misturas ensaiadas foram realizados ensaios de permeabilidade. Para as misturas densas de CBUQ, que deverão compor a camada impermeável da face do barramento, o valor de 10^{-9} m/s é considerado como o limite máximo para o coeficiente de permeabilidade de uma mistura para aplicação em barragens (Feiner et al, 1976; Visser et al., 1970).

Foram moldados corpos de prova de CBUQ denso com agregado granito e agregado calcário ambos utilizando como ligante CAP 50/70 em vários teores para cada mistura. Estes corpos de prova tinham dimensões de 10 x 10 cm sendo o procedimento de moldagem dos mesmos detalhado no decorrer do Item 3.5.

O procedimento de ensaio para a determinação dos coeficientes de permeabilidade dos corpos de prova ensaiados foi o mesmo utilizado por Falcão (2003) onde a percolação de água pelo corpo de prova ocorre por meio da aplicação de carga suficiente para forçar a percolação do líquido pela superfície exposta do corpo de prova ensaiado e está embasado na norma NBR 10786/89 (Concreto Endurecido – Determinação do coeficiente de permeabilidade – Método e Ensaio) e MCC – 07 (Determinação da permeabilidade do concreto – Método Bureau – Laboratório central de engenharia civil – Companhia energética de São Paulo – CESP), dentre outras. Esta metodologia foi desenvolvida para a determinação do coeficiente de permeabilidade do concreto endurecido. Entretanto, o material ensaiado durante a pesquisa, foi o CBUQ. Portanto, o procedimento adotado para os ensaios realizados, não seguiu de forma integral o procedimento padrão.

Mostram-se a seguir alguns detalhes sobre os equipamentos e materiais utilizados, procedimentos de preparação dos corpos de prova.

3.8.1 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

O equipamento e materiais utilizados para execução deste ensaio estão detalhadamente descritos no procedimento interno de Furnas. A Figura 3.16 mostra um desenho esquemático do permeâmetro utilizado.

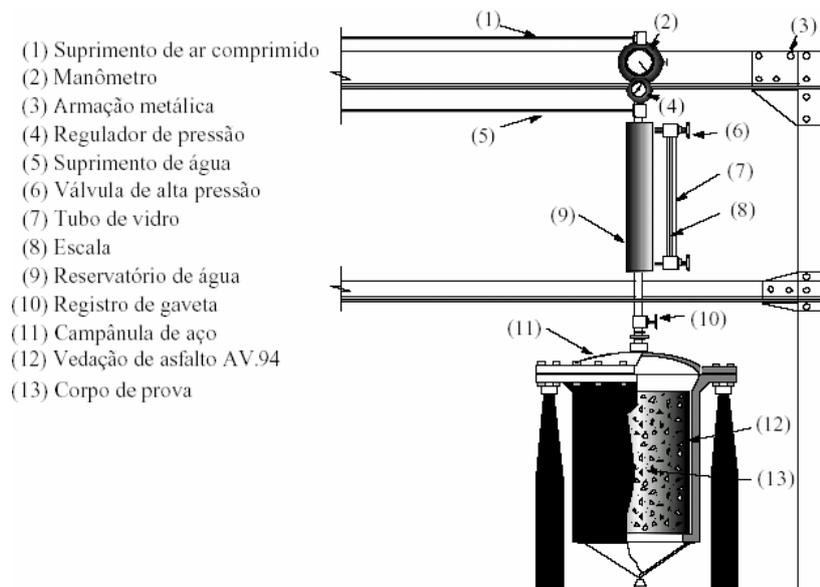


Figura 3.16 - Desenho esquemático do permeâmetro utilizado.

Destacam-se como pontos mais importantes relativos ao equipamento anteriormente descrito, os transmissores de pressão, o reservatório de água e as campânulas utilizadas.

Os transmissores de pressão devem ser compostos por tubulações que permitam a transmissão e regulação da pressão pelo sistema. A linha principal deve ser ligada a reguladores individuais, que permitam a transmissão de pressões de 0 a 350 kPa, sendo possível a aplicação de diferentes cargas nas diversas campânulas.

O reservatório de água deve ser capaz de alimentar o sistema durante o período noturno. Na lateral do reservatório é pregado um tubo de vidro com escala em papel milimetrado no fundo, com o princípio de vasos comunicantes. Desta forma é possível medir a leitura do desnível da água no reservatório devido à percolação do líquido pelo corpo de prova.

Finalmente, as campânulas devem ser projetadas de forma a suportar no mínimo 400 kPa de pressão, permitindo que o líquido que entra pelo topo da campânula percole pela superfície exposta do corpo de prova, passando por dentro do mesmo até a base. Um aspecto importante é que o diâmetro interno das campânulas deve ter uma folga de no mínimo 12,5 mm em relação ao diâmetro do corpo de prova para a colocação do composto de vedação. No fundo da campânula existe uma saliência para a fixação do corpo de prova para prevenir o vazamento do composto selante quando submetido a pressão. No contato entre a parte inferior da tampa da campânula, deve ser colocado um anel de borracha de 2 mm de espessura para a vedação entre a tampa e a campânula.

A fonte de pressão deve ser garantida por meio de uma garrafa de ar comprimido, oxigênio ou nitrogênio gasoso, que deve ser capaz de fornecer a pressão necessária para as especificações do ensaio. No caso do aparelho usado durante os ensaios desta pesquisa, o fornecimento de pressão foi garantido por um tubo de nitrogênio gasoso.

A Figura 3.17 mostra a foto do permeâmetro utilizado para realizar os ensaios de permeabilidade.



Figura 3.17 - Permeâmetro (laboratório de concreto – Furnas).

3.8.2 - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O cálculo do coeficiente de permeabilidade é feito utilizando a seguinte expressão:

$$k = \frac{Q \times L}{A_b \times h} \quad (3.5)$$

Onde:

k : Coeficiente de permeabilidade;

Q : Vazão de entrada;

L : Altura do corpo de prova;

A_b : Área da face do corpo de prova;

h : Altura da coluna de água correspondente à pressão.

Para o cálculo de Q , deve-se traçar um gráfico do tempo x volume percolado onde Q será o coeficiente angular da reta traçada a partir da estabilização do fluxo de percolação. Segundo o procedimento adotado, é usual adotar o valor angular correspondente à reta tangente no tempo de 400 h de ensaio.

O cálculo de h é feito utilizando a expressão abaixo:

$$h = \frac{p}{\gamma} \quad (3.6)$$

Onde:

p = Pressão aplicada no ensaio;

γ = Peso específico da água.

O coeficiente de permeabilidade calculado pela Equação (3.5) deve ser corrigido em função da idade, no caso de corpos de prova de concreto, e dimensão do corpo de prova quando este for diferente de 300 x 300 mm.

3.8.3 - EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Falcão (2003) realizou ensaios de permeabilidade em corpos de prova compostos pelo agregado micaxisto e o CAP 50/70 nos teores de 4,5, 5,0, 5,5, 6,0 e 6,5% de betume sendo moldados três corpos de prova para cada um dos teores acima mencionados. De forma a complementar os resultados obtidos foram executados ensaios de permeabilidade em corpos de prova compostos pelo agregado Granítico e pelo agregado Calcário utilizando o CAP 50/70 como ligante. A Tabela 3.11 apresenta um resumo dos ensaios de permeabilidade realizados nos diferentes teores de CAP para as misturas de CBUQ analisadas.

Tabela 3.11. Número de Corpos de Prova para os ensaios de permeabilidade nas misturas de CBUQ.

Tipo de Mistura	Número de CPs por Teor de CAP (%)				
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Calcário)	3	3	3	3	3
CBUQ (CAP 50/70 + Agregado Granito)	-	3	3	3	-

3.8.3.1 - MOLDAGEM DO CORPO DE PROVA NA CAMPÂNULA

Segundo o procedimento adotado, a amostra utilizada tem que ter formato cilíndrico e uma relação altura/diâmetro igual a 1, sendo ensaiados três corpos de prova para cada dosagem. Optou-se, então, por utilizar corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 x 10 cm para a execução destes ensaios.

Como ilustrado na Figura 3.18, uma pintura de ligação (solução de neutrol) é aplicada ao longo da lateral corpo de prova e sobre as paredes internas da campânula, tendo como finalidade permitir uma melhor aderência entre o contato do corpo de prova e campânula com o material selante.



Figura 3.18 - Aplicação da pintura de ligação de neutrol na lateral do CP.

Como proposto no procedimento original foi preparada uma mistura de gesso, a qual foi colocada no anel inferior da campânula, formando uma camada de aproximadamente 20 mm de espessura. Rapidamente os corpos de prova foram assentados sobre esta camada de modo a ficarem na posição vertical e o mais centralizado possível. Esta camada de gesso tem a função de fixar o corpo de prova na parte inferior da campânula de forma a poder colocar a mistura de vedação principal.

A Figura 3.19 mostra a preparação dos corpos de prova dentro das campânulas metálicas, já cobertos por uma folha de cartolina para evitar a impregnação da face superior do espécime.



Figura 3.19 - Corpos de prova dentro da campânula aguardando a colocação de material selante.

A mistura selante utilizada foi preparada como especificado no procedimento e composta por 85% de asfalto oxidado e 15% de breu. A mistura foi aquecida e colocada dentro das campânulas até atingirem o nível da altura do corpo de prova, como apresentado na Figura 3.20.



Figura 3.20 - Adição da mistura selante aos corpos de prova dentro das campânulas.

Após o resfriamento, o procedimento de preparação seguiu com retirada da folha de proteção (cartolina) e colocação de uma manta de algodão de aproximadamente 3 mm de espessura, segundo recomendações do procedimento padrão. Seguindo ainda recomendações do procedimento padrão, foram colocadas as camadas de cascalho como pode ser observado na Figura 3.21. As campânulas foram fechadas, como mostrado na Figura 3.22, e ensaiadas após um período de no mínimo 24 h.



Figura 3.21 - Adição da camada de cascalho sobre os corpos de prova.



Figura 3.22 - Fechamento das campânulas.

3.8.3.2 - PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

O procedimento padrão para a realização de ensaios de permeabilidade prevê aplicação de pressões de 210 kPa para corpos de prova de concreto convencional e 70 kPa para corpos de prova de concreto compactado a rolo (CCR).

Pressões entre 150 e 210 kPa foram sugeridas por especialistas da Strabag AG (Construtora Alemã com vasta experiência no assunto) como sendo adequadas para realização de ensaios em corpos de prova de CBUQ. Entretanto, Falcão (2003) verificou que pressões desta magnitude geravam percolação excessiva nos corpos de prova e conseqüentemente os intervalos de reabastecimento e tempo de coleta de leituras se tornaram muito pequenos tornando, assim, o procedimento do ensaio inviável.

Desta forma, a pressão adotada para execução dos ensaios nas misturas foi de 50 kPa. Este valor foi estipulado pelo laboratorista responsável baseado em sua experiência e foi utilizado como valor inicial para todos os ensaios realizados.

CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM DOS MATERIAIS

4.1 - APRESENTAÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados e análises dos ensaios de caracterização dos agregados e ligantes utilizados para compor as diferentes misturas confeccionadas durante o presente trabalho empregando as metodologias descritas no Capítulo 3.

Inicialmente, são apresentados os resultados e análises dos ensaios de caracterização dos agregados que constituíram as misturas betuminosas: o agregado mineral proveniente da britagem do enrocamento de Serra da Mesa (Granito), o material proveniente da pedreira de Dermu (Micaxisto), o material proveniente da pedreira Contagem (Calcário) e dos ligantes asfálticos utilizados (CAP 50/70 e CAP Borracha).

Segue-se com a exposição dos resultados dos procedimentos de dosagem com a avaliação dos ensaios de estabilidade e fluência Marshall.

Finalmente são analisados os principais resultados referentes aos ensaios de desgaste cântabro para as misturas de CBUQ e CPA nos diferentes teores de ligante e tipos de agregado mineral utilizados.

4.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS UTILIZADOS

A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos resultados dos principais ensaios realizados no agregado proveniente da britagem do enrocamento da barragem de Serra da Mesa (Granito), no agregado proveniente da pedreira Dermu/Compav de Goiânia (Micaxisto) e agregado proveniente da pedreira Contagem do DF (Calcário).

Os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles apresentaram-se dentro da faixa de tolerância estabelecida pela norma DNER ME 035/98 para os três agregados ensaiados. Ainda em relação ao ensaio de Abrasão, pode-se observar que o agregado calcário apresentou o menor desgaste dentre os agregados analisados. O agregado calcário apresenta ainda, maior absorção em relação aos demais. Esta característica é importante, pois, se por um lado a elevada absorção pode gerar um maior consumo de ligante, tornando a mistura mais cara, por outro lado ela pode propiciar certa penetração do ligante no agregado o que justificaria pelo menos em parte a melhor adesividade do agregado calcário.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

ENSAIO	MÉTODO	RESULTADOS		
		AGREGADO (CALCÁRIO)	AGREGADO (GRANITO)	AGREGADO (MICAXISTO) (FALCÃO, 2003)
Abrasão Los Angeles * (%)	NBR - 6465/84	13%	22 %	27%
Absorção (%)	NBR – 9937/87	1,83	0,6	0,9
Porosidade (%)	NBR – 12766/92	-	1,7	2,1
Massa específica real dos grãos (%)	NBR - 9937/87	2,69 g/cm ³	2,67 g/cm ³	2,78 g/cm ³
Adesividade	DNER - ME 078/94	Satisfatório	Insatisfatório	Insatisfatório

- Graduação “E” - Limite estabelecido pela NBR – 6465/84= 50%

4.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CAP 50/70 E CAP BORRACHA

Inicialmente foi executado o ensaio para determinação da densidade do ligante betuminoso (Densidade 20/4 °C de produtos betuminosos) na amostra de CAP 50/70 cedida pela Disbral. Esta amostra apresentou uma densidade de 1,009 g/cm³. Os resultados de densidade para o ligante ensaiado foram realizados segundo o procedimento 02.64.01 de Furnas, baseado na NBR 7148/92.

A amostra de ligante foi ainda submetida aos ensaios de ductilidade, efeito calor e ar, recuperação elástica, anel e bola e viscosidade Brookfield. A Tabela 4.2 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios realizados no CAP 50/70.

O ensaio de ductilidade foi realizado segundo a NBR 163/98 e apresentou um resultado maior que 100 cm. O ensaio de perda de massa foi realizado segundo a norma NBR 174/01 e apresentou um resultado de 0,6% para a perda de massa para o CAP 50/70 estando o resultado um pouco acima das restrições especificadas na norma do DNIT EM 095/06.

Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de caracterização dos ligantes utilizados.

ENSAIO	MÉTODO	RESTRICÕES DNIT-EM 095/06 CAP 50-70	RESULTADOS	
			CAP 50/70 (DISBRAL)	CAP BORRACHA
Ensaio de Ductilidade (cm)	DNER – 163/98	60	150	25
Perda de Massa (%)	NBR – 174/01	Max 0,5	0,6	-
Viscosidade Brookfield (cP) 150° 170° (Temperatura de confeção do CAP Borracha)	ASTM D2196/01	Mín 112 -	196 92	- 2708
Anel e Bola (°C)	NBR – 6560/85	Min 46	49,8	60,8
Recuperação Elástica (%)	DNER - ME 382/99	- (CAP Borracha) Mín 55,0	9,0 -	- 55,0

Nota-se ainda, que a incorporação de borracha no CAP 50/70 conferiu ao ligante um ganho considerável de recuperação elástica, sendo o seu valor, entretanto, considerando como o mínimo exigido quando se tratando de misturas de asfaltos modificados por polímeros.

O ensaio de ponto de amolecimento apresenta um ganho de aproximadamente 10 °C para a mistura de CAP borracha adotada. Este fator é de grande relevância uma vez que o aumento no ponto de amolecimento torna a mistura menos susceptível às deformações permanentes sob temperaturas mais elevadas.

A Figura 4.1 apresenta o comportamento da viscosidade do CAP 50/70 utilizado com o aumento da temperatura. A Figura 4.2 apresenta a influência do tempo de digestão na viscosidade da mistura de CAP borracha (CAP 50/70+20% de borracha moída de pneu).

A viscosidade do CAP borracha atinge um valor máximo para um tempo de digestão de 90 min e posteriormente decai. Este fato pode indicar algum processo de despolimerização ou desvulcanização da borracha como sugerido por Leite et. al (2000). O valor máximo de viscosidade (2815 cP) está dentro da faixa prescrita pela norma ASTM D6114/97 para asfaltos modificados por borracha, qual seja entre 1500 e 5000 cP (Dantas Neto, 2004).

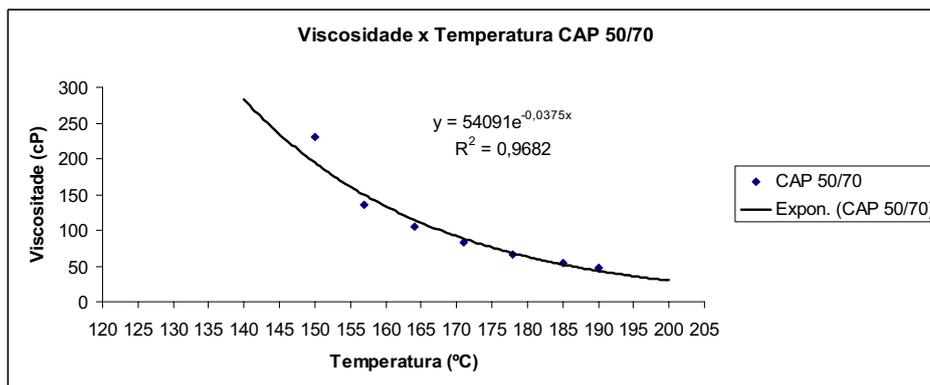


Figura 4.1 - Influência da temperatura na viscosidade do CAP 50/70.

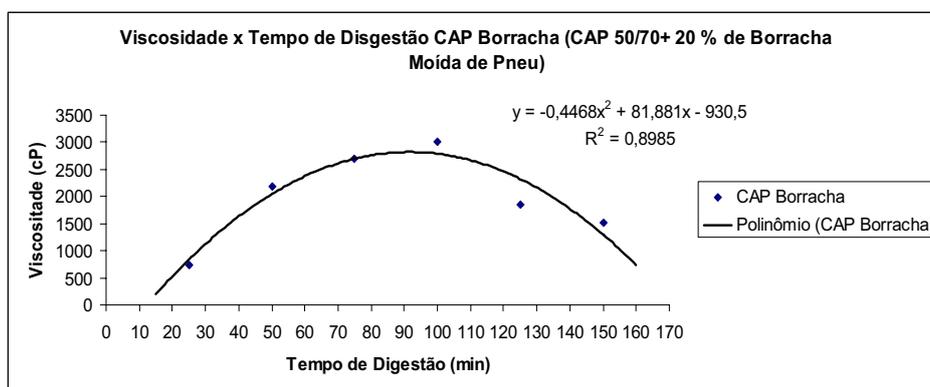


Figura 4.2 - Influência do tempo de digestão na viscosidade do CAP borracha.

A definição do tempo de digestão adotado para a confecção das amostras que foram submetidas aos ensaios mecânicos e hidráulicos foi baseada nos resultados de Ponto de Amolecimento e Recuperação Elástica apresentados na Figura 4.3 e Figura 4.4.

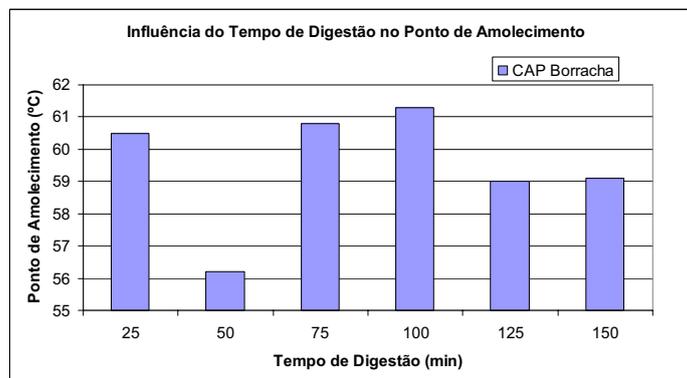


Figura 4.3 - Ensaios de Ponto de Amolecimento do CAP borracha.

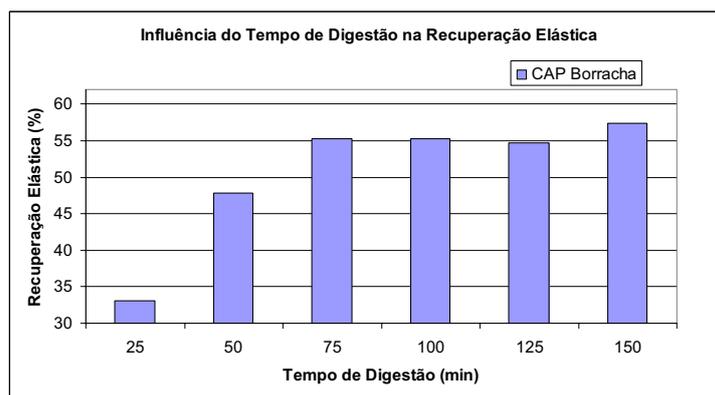


Figura 4.4 - Ensaio de recuperação elástica do CAP borracha.

Os resultados dos ensaios de ponto de amolecimento apontam para um melhor desempenho da mistura para os tempos de digestão entre 75 e 100 min. Provavelmente ocorreu algum tipo de problema de natureza não determinada com o ensaio para o tempo de digestão de 50 min. Assim como em resultados apresentados por Dantas Neto (2004), após atingir um pico, o ponto de amolecimento tende a decrescer, a exemplo do que aconteceu com a viscosidade.

Quanto aos resultados de recuperação elástica, observa-se um aumento dos valores até 75 min, não havendo grandes alterações neste valor com o aumento do tempo de digestão. Desta forma, uma vez que nem a recuperação elástica e nem o ponto de amolecimento apresentaram variações positivas significativas para tempos de digestão superiores, decidiu-se adotar o tempo de 75 min como o tempo padrão para a confecção das misturas de concreto asfáltico de graduação aberta.

4.4 - DOSAGEM MARSHALL DAS MISTURAS DE CBUQ

A Tabela 4.3 apresenta os valores médios de volume de vazios obtidos da dosagem Marshall realizada nas três misturas analisadas, tendo sido moldados três corpos de prova para cada teor.

Observa-se que o comportamento das misturas que utilizaram o agregado granito e o calcário, quanto à relação V_v e teor de ligante, apresentaram a mesma tendência que a mistura com agregado Micaxisto ensaiada por (Falcão, 2003), ou seja, o valor de volume de vazios tende a diminuir com o aumento do teor de ligante.

Tabela 4.3 - Teor de Ligante x Volume de Vazios Médio.

AGREGADO	TEOR DE LIGANTE (%)					
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
Vv Médio Micaxisto (Falcão, 2003)	-	-	3,0	2,0	1,7	1,3
Vv Médio Granito (Serra da Mesa)	4,9	3,2	2,1	1,4	1,3	1,3
Vv Médio Calcário (Contagem)	4,1	3,6	1,9	1,3	1,2	-

O aumento do teor de ligante pode ser interessante do ponto de vista de comportamento hidráulico da mistura, uma vez que a diminuição da permeabilidade está bastante relacionada com a diminuição do volume de vazios da mesma. Vale ressaltar, porém, que o aumento de ligante afeta também as propriedades mecânicas da mistura, estando geralmente associado a uma perda de estabilidade e um aumento da fluência. A relação entre as características hidráulicas e mecânicas da mistura deve ser ponderada de modo a obter compatibilidade entre a solicitação a que a mistura estará sujeita e as propriedades físicas da mesma.

A Figura 4.5 apresenta a dispersão e média dos valores de volume de vazios para cada um dos teores analisados de ambas as misturas.

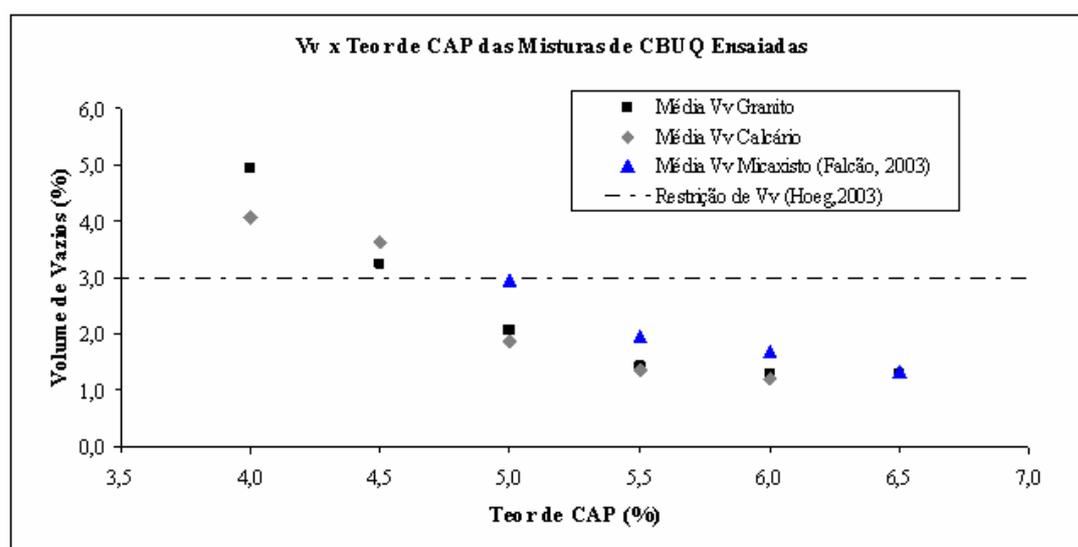


Figura 4.5 - Média dos valores de Vv versus teor de ligante.

Observa-se que quase a partir do teor de 5,0% de ligante os valores de Vv apresentados no gráfico, se mostram no limite de 3% para todas as três misturas ensaiadas. Este é valor

indicado por Höeg (1993) para a obtenção de uma mistura com coeficiente de permeabilidade adequado para aplicações hidráulicas ($k < 10^{-9}$ cm/s). Nota-se, também, que o valor de Vv calculado para a mistura que utilizou o agregado granito, para 4,5% de ligante, apresentou-se bastante próximo (3,2%) dos 3% sugeridos pela literatura.

Resultados dos ensaios de permeabilidade na mistura de CBUQ com agregado micaxisto realizados por Falcão (2003) indicaram que existia adequação do coeficiente de permeabilidade mesmo para misturas com valores de Vv um pouco superiores a 3,0%.

Os resultados de estabilidade Marshall para as três misturas dosadas estão apresentados na Figura 4.6. Os valores de estabilidade das misturas que utilizaram agregado calcário e granito apresentaram a mesma tendência que a mistura com agregado micaxisto ensaiada por Falcão, (2003), onde a estabilidade da mistura tende a diminuir com o aumento do teor de ligante. Isto pode ser explicado, pois, à medida que se aumenta a quantidade de ligante da mistura além de certo teor ótimo, o seu comportamento passa a ser mais dependente das características do ligante e, portanto, a resistência da mistura diminui para as condições de ensaio.

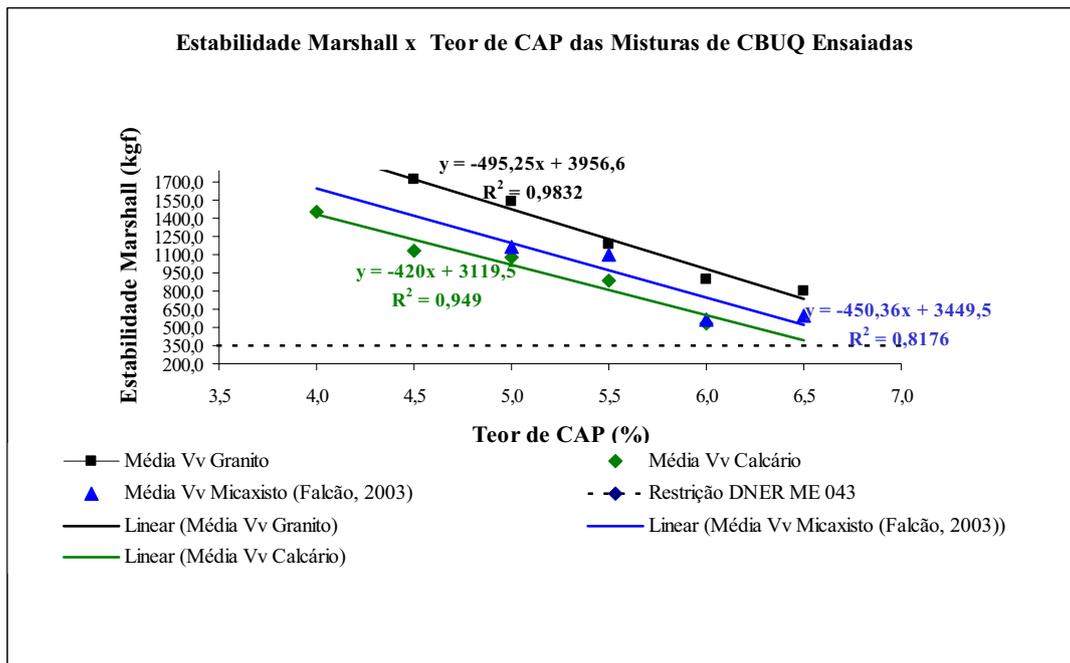


Figura 4.6 – Estabilidade Marshall versus teor de ligante.

Os valores apresentados para as três misturas estão acima do mínimo de 350kgf exigido pela norma DNER-ME 043/95 (DNER, 1995) para misturas asfálticas para aplicação rodoviária com alto volume de tráfego. Os melhores resultados em termos de estabilidade Marshall para

os teores ensaiados foram registrados para a mistura com granito, seguido pela mistura com micaxisto tendo a mistura com calcário apresentado os piores resultados.

A Figura 4.7 apresenta os resultados dos ensaios de fluência Marshall realizados. Estes resultados apresentaram uma tendência esperada, ou seja, o valor de fluência medida durante o ensaio tende a aumentar com o aumento do teor de ligante. Esta tendência é bastante intuitiva, pois, sendo o ligante um material de comportamento viscoso, o aumento do seu percentual na mistura deve fazer com que o material apresente um comportamento mais deformável com o aumento de ligante.

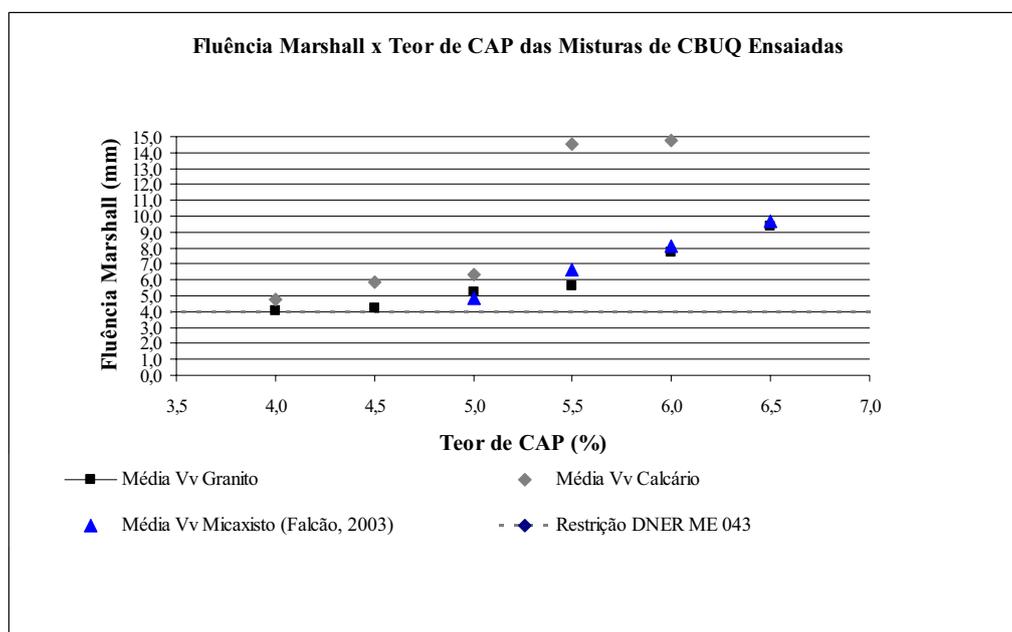


Figura 4.7 – Fluência Marshall versus teor de ligante.

É importante observar que os resultados mostram que os valores de fluência se apresentam fora dos limites estabelecidos pela norma DNER-ME 043/95. Entretanto, este resultado de fluência não pode ser isoladamente um fator que condene a aplicação desta mistura nos teores ensaiados em obras de contenção hidráulicas.

Comparando os resultados de fluência Marshall, nota-se que a mistura com agregado granítico apresentou uma tendência bem parecida com a mistura que utilizou o agregado micaxisto, em média, para todos os teores ensaiados. Já os resultados de fluência da mistura com agregado calcário se mostraram muito mais influenciados pelo aumento do teor de ligante da mistura, apresentando grande aumento para os teores de 5,5 e 6,0% de ligante.

É importante observar que a norma DNER-ME 043/95 foi estabelecida para misturas de CBUQ para aplicações rodoviárias, que apresentam uma situação de campo bastante diferente da aplicação da mistura em estruturas hidráulicas. Várias críticas são feitas a esta metodologia, como por exemplo, o empirismo utilizado para estabelecer os limites dos valores de fluência e estabilidade. Além desta crítica, atribuem-se como uma das principais restrições à aplicação desta metodologia, aspectos relacionados à dificuldade de interpretação teórica do estado de tensões gerado nos corpos de prova ensaiados.

4.4.1 - ENSAIOS CÂNTABRO SECO E ÚMIDO NAS MISTURAS DE CBUQ.

Na tentativa de avaliar a influência da água sobre a durabilidade das misturas ensaiadas foram realizados ensaios de desgaste Cântabro em condições seca e úmida para as três diferentes misturas de CBUQ que utilizaram agregados Micaxisto, Calcário e Granito.

Foram moldados 18 corpos-de-prova para a execução do ensaio, sendo três teores de ligante analisados e duas condições de condicionamento (seco e úmido) para cada uma das misturas estudadas. A Tabela 4.4 apresenta a média aritmética dos parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova da mistura ensaiada.

Tabela 4.4 - Média dos parâmetros volumétricos das misturas de CBUQ.

Teor de ligante	Valores Médios Granito			Valores Médios Micaxisto			Valores Médios Calcário		
	Vv	VAM	RBV	Vv	VAM	RBV	Vv	VAM	RBV
4,5%	3,0%	13,8%	78,3%	-	-	-	-	-	-
5,0%	2,0%	14,1%	85,6%	2,1%	15,7%	86,7%	1,9%	14,4%	83,8%
5,5%	1,9%	15,0%	87,4%	1,6%	16,4%	90,2%	1,4%	14,7%	90,3%
6,0%	-	-	-	1,3%	17,2%	92,4%	1,3%	15,7%	90,1%

Um critério bastante utilizado para avaliar o potencial de aplicação de misturas de concreto asfáltico em estruturas hidráulicas é baseado na análise do volume de vazios (Vv) dos corpos-de-prova para cada teor de ligante ensaiado. São considerados como teores potenciais para os ensaios mecânicos e hidráulicos, todos aqueles que forneceram corpos-de-prova com valores de Vv inferiores a 3%.

Como pode ser verificado na Tabela 4.4, independente do tipo de agregado utilizado, todos os teores ensaiados apresentaram, em média, Vv inferiores a 3%, o que torna qualquer um destes corpos-de-prova ensaiados, segundo a literatura internacional, potencialmente aplicável em estruturas hidráulicas.

É importante observar que apesar de várias recomendações de publicações estrangeiras sobre o valor restritivo do V_v inferior a 3%, ensaios de permeabilidade em corpos-de-prova de concreto asfáltico utilizando agregado mineral micaxisto e CAP 50/70 apresentados por Falcão (2003) e confirmados para outros tipos de agregados na presente tese, mostram que misturas que foram moldadas com valores em torno de 3,0% de V_v forneceram coeficientes de permeabilidade um pouco superiores ao mínimo sugerido para aplicação em estruturas hidráulicas (10^{-9} cm/s).

A Figura 4.8 apresenta a média aritmética dos resultados do ensaio Cântabro para os corpos-de-prova na condição seca e úmida para as misturas ensaiadas.

Em valores absolutos, pode-se dizer que os valores de desgaste para ambas as condições, independente do tipo de agregado utilizado, foi pequeno, quando comparado com o valor de referência de misturas tipo CPA (25%) sugerindo um bom desempenho para a mistura nos teores ensaiados.

Ressalta-se, ainda, que o ensaio de cântabro foi originalmente proposto para aplicação em misturas descontínuas ou abertas tipo CPA. Não existe um valor de referência aceitável para as misturas densas tipo CBUQ.

Desta forma, os resultados destes ensaios tornam-se úteis para se fazer comparações entre os diferentes tipos de mistura. O ensaio cântabro é, portanto, um ensaio índice e não fornece nenhuma propriedade de engenharia de aplicação imediata. Este ensaio pode servir, entretanto, para melhor entender a adesividade entre o ligante e o agregado. Daí o bom comportamento do agregado calcário em relação ao micaxisto.

Observa-se uma diminuição do valor de desgaste com o aumento do teor de ligante para todas as misturas ensaiadas. As misturas de CBUQ com agregado granito e com agregado calcário não apresentaram variação significativa do valor de desgaste Cântabro da condição seca para a condição úmida para o grupo de corpos de prova ensaiados com exceção do teor de 4,5% da mistura com agregado granito. Neste caso, observa-se uma maior diferença entre os valores de desgaste do grupo de corpos de prova que foram submetidos ao banho Maria em relação à condição seca.

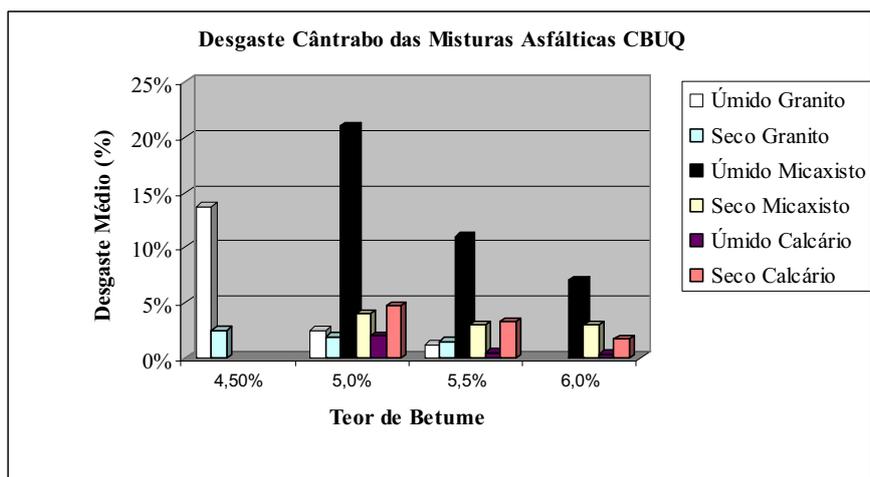


Figura 4.8 - Desgaste Cântabro para as condições secas e úmidas para o CBUQ.

A mistura com agregado micaxisto apresentou as maiores variações entre o valor de desgaste para as duas condições de ensaio quando comparada com as misturas com os outros tipos de agregado. Nota-se, ainda, uma diminuição desta diferença com o aumento do teor de ligante sendo este um fato também observado para as outras misturas.

Vale a pena observar que o tipo de pré-condicionamento imposto aos CP na situação úmida foi inicialmente idealizado para misturas asfálticas de graduação aberta. Nas misturas de CBUQ ensaiadas a total saturação dos corpos-de-prova fica dificultada uma vez que os mesmos apresentam baixos volumes de vazios. Este fato pode justificar a pouca influência do tipo de condicionamento no desgaste cântabro das misturas ensaiadas.

4.4.2 - ENSAIOS DE CÂNTABRO E RT SECO E ÚMIDO EM MISTURAS DE CPA.

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios que visam a avaliar o comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico poroso analisadas.

São apresentados os resultados dos ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral e ensaios de desgaste Cântabro em condições seca e úmida para dois tipos de misturas (uma com agregado granítico e outra com o agregado micaxisto), utilizando o mesmo ligante asfáltico (CAP Borracha), os mesmos teores e a mesma curva granulométrica.

Pretende-se, desta forma, contribuir para o entendimento sobre a influência do tipo de agregado na resistência dos concretos asfálticos porosos em situações saturadas. As propriedades mecânicas investigadas foram avaliadas em ambas as misturas para três teores de ligante (4,5, 5,0 e 5,5%).

A Figura 4.9 e a Figura 4.10 apresentam a média aritmética dos parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova das misturas que utilizaram o agregado micaxisto e agregado granítico, respectivamente. A repetibilidade dos resultados dos parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova moldados foi muito boa, tendo desvios padrões inferiores a 0,5% em torno das médias para ambas as misturas.

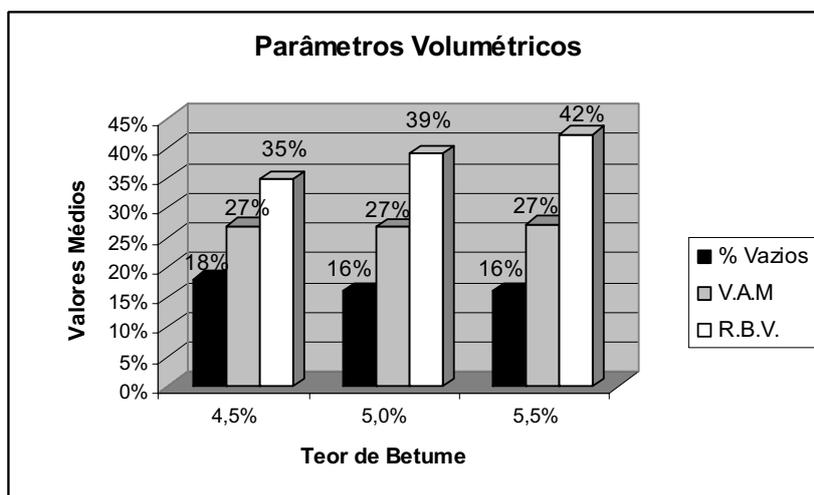


Figura 4.9 - Parâmetros Volumétricos da Mistura de CPA com Agregado Micaxisto.

Nota-se ainda que os parâmetros volumétricos de ambas as misturas estão bastante próximos para cada um dos teores ensaiados principalmente no que se refere ao volume de vazios. Este fato é bastante relevante quanto das comparações dos resultados dos ensaios realizados nas misturas analisadas uma vez que passa a ser uma variável a menos interferindo no desempenho das mesmas. Desta forma isola-se apenas o efeito do tipo de agregado nos valores de resistência e durabilidade das misturas

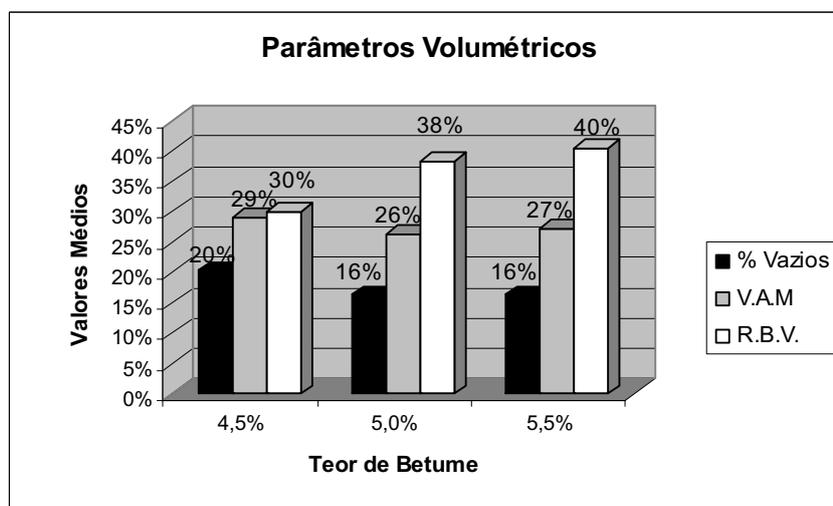


Figura 4.10 - Parâmetros Volumétricos da Mistura de CPA com Agregado Granítico.

A Figura 4.11 e a Figura 4.12 apresentam a média dos resultados dos ensaios de resistência à tração para os grupos de corpos-de-prova em condições úmida (RT úmido) e seca (RT seco) para as duas misturas ensaiadas.

A respeito da mistura que utilizou o agregado micaxisto é possível observar uma estabilização do valor de RT seco para teores de ligante próximo dos 5,5%. É possível observar que os valores de RT seco encontrados para todos os teores ensaiados estão abaixo dos 0,550 MPa mínimos exigidos pela norma DNER-ES 386/1999 que estabelece os critérios a serem seguidos na escolha do teor ótimo de ligante de uma mistura porosa para aplicação rodoviária.

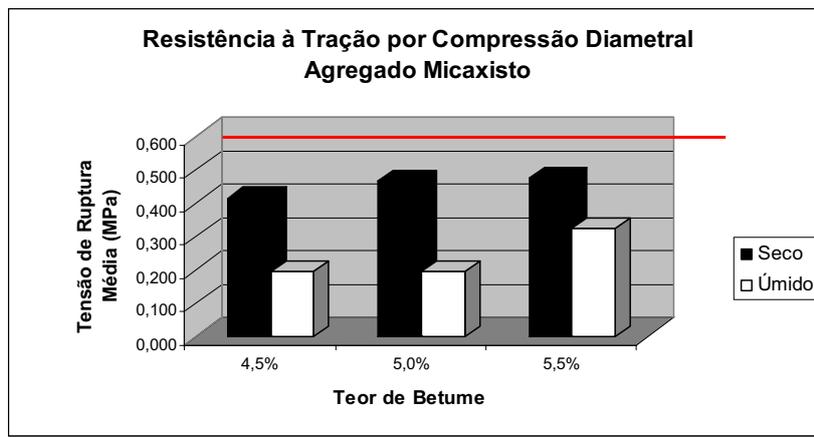


Figura 4.11 - Resistência a Tração Seca e Úmida da Mistura com Agregado Micaxito.

Os resultados do ensaio de RT úmido apontam para um aumento da resistência úmida com o aumento do teor de ligante, sendo que estes valores foram em média 47,5% inferiores aos valores encontrados para a condição seca. Estes resultados podem sugerir que um teor de ligante superior a 5,5% possa fornecer resultados ainda superiores de RT úmido sem grandes perdas no valor de RT seco diminuindo ainda mais a perda de resistência pela ação degradante do condicionamento imposto.

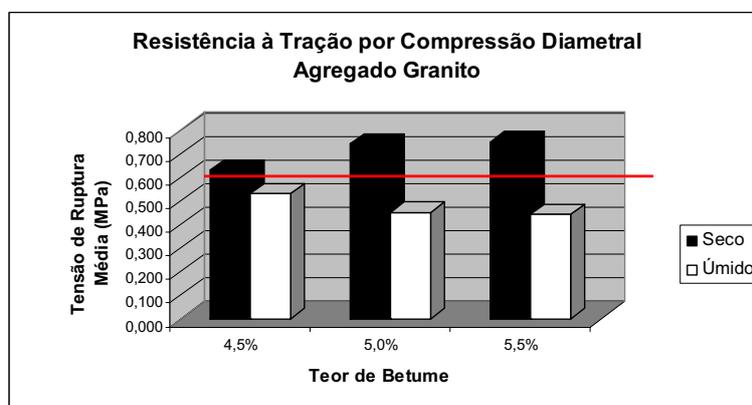


Figura 4.12 - Resistência a Tração Seca e Úmida da Mistura com Agregado Granítico.

A respeito dos resultados de RT para a mistura que utilizou o agregado granítico, mostrado na Figura 4.12, também é possível observar um aumento do valor de RT seco com o aumento do teor de ligante, notando-se uma estabilização deste valor para teores entre 5,0 e 5,5% de ligante. Observa-se ainda que para todos os teores de ligante ensaiados os valores de RT seco estão acima dos 0,550 MPa mínimos exigidos pela norma DNER-ES 386/1999.

Os valores de RT úmido foram em média 32% inferiores aos valores encontrados para a condição seca, sendo esta diferença mais evidenciada para os teores de ligante 5,0 e 5,5%. Ao contrário da mistura com agregado micaxisto, os resultados da mistura com granito apontam para uma diminuição da resistência úmida com o aumento do teor de ligante. Isto sugere que o teor ótimo de ligante para o agregado granítico se encontra em torno dos 4,5%, enquanto, que para o agregado micaxisto este valor seja igual ou superior a 5,5%.

Ainda sobre os valores de RT, é importante observar que as restrições impostas pela norma DNER-ES 386/1999 devem ser mais cuidadosamente analisadas, para materiais cuja finalidade é a aplicação em estruturas hidráulicas como barragens, uma vez que as condições de carregamento, assim como as temperaturas a que a mistura é submetida, são bastante diferentes das condições verificadas em obras rodoviárias.

Os valores de redução de RT para ambas as misturas ensaiadas são apresentados na Figura 4.13. Vale ressaltar que, definiu-se o percentual de redução de RT como sendo o quociente entre os valores médios dos resultados de RT úmido e RT seco. Este índice tem como objetivo quantificar a perda de resistência à tração das misturas ensaiadas devido à saturação.

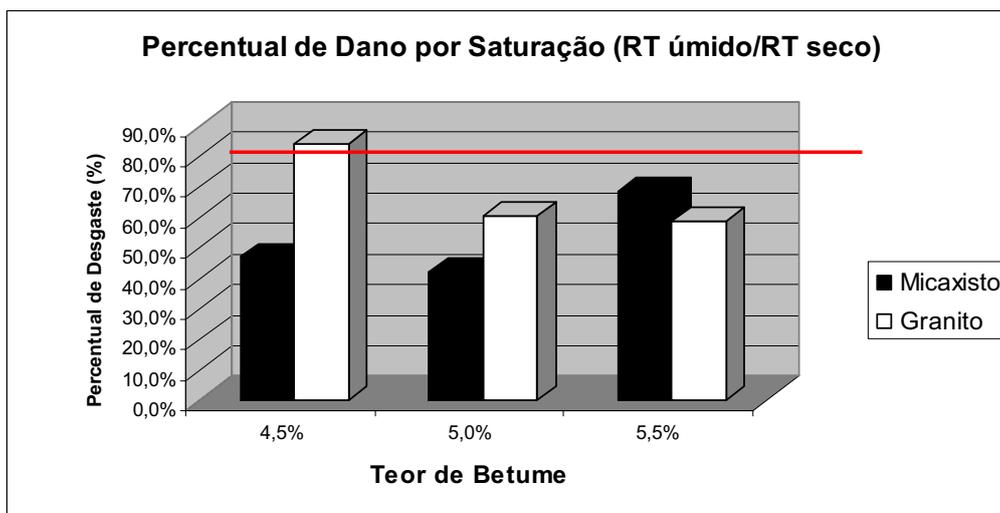


Figura 4.13 - Percentual de Desgaste por Saturação.

Ensaio similares ao realizado no presente trabalho, como o ensaio de Lottman preconizado pela norma ASTM D4867/MM, também tentam avaliar o efeito da saturação em concretos asfálticos fornecendo um fator similar ao percentual de dano adotado neste trabalho.

O valor de referência de ensaios como o de Lottman admite como sendo razoável valores não inferiores a 75% para o fator de desgaste devido à saturação. Para ambas as misturas ensaiadas, em todos os teores, observam-se relações inferiores ao mínimo citado como referência pela norma supracitada. É importante observar que apesar da semelhança na definição dos fatores de dano do ensaio de Lottman e do adotado no presente trabalho, o tipo de condicionamento feito nos dois procedimentos é diferente em relação à saturação dos corpos de prova. Utiliza-se vácuo para saturação dos corpos-de-prova no caso do ensaio de Lottman antes da imersão dos corpos de prova pelo período de 24 h a 60 °C, enquanto no caso do procedimento seguido para o ensaio realizado neste trabalho houve apenas a imersão dos corpos-de-prova sem a prévia saturação.

Vale ressaltar que o alto tempo de imersão (24 h) em banho Maria a 60 °C favorece o escorrimento do ligante comprometendo o desempenho da mistura após o condicionamento uma vez que o ponto de amolecimento do ligante modificado (59,0 °C) é atingido. Nesta linha de raciocínio, a perda de resistência devido à saturação poderia ser bem maior caso fosse utilizado o ligante convencional sem modificação (CAP 50/70), o qual tem ponto de amolecimento bem inferior ao do asfalto modificado (49,5 °C).

Observa-se, ainda, que os valores de percentual de dano se comportam de forma contrária quando comparadas as duas misturas ensaiadas. Enquanto estes valores tendem a crescer com o aumento do teor de ligante para a mistura com o micaxisto, os valores tendem a diminuir com o aumento do teor de ligante para a mistura como o granito. Isto sugere que os teores ótimos de ligante para ambas as misturas caminham em direções opostas o que pode estar relacionado com maior porosidade e absorção do agregado micaxisto em relação ao agregado granítico.

Comparando as duas misturas, pode-se notar que para todos os teores ensaiados o melhor desempenho em termos de percentual de desgaste foi da mistura com o agregado granito. Analisando apenas os teores com melhor desempenho em termos de percentual de desgaste para cada uma das misturas, 4,5% para a mistura com granito e de 5,5% para a mistura com o micaxisto, observa-se um percentual aproximadamente 19% inferior para a mistura com o agregado micaxisto.

4.4.2.1 - ENSAIO CÂNTABRO PARA MISTURAS CPA

A Figura 4.14 e a Figura 4.15 apresentam a média aritmética dos resultados do ensaio Cântabro para os corpos-de-prova na condição seca e úmida para as duas misturas ensaiadas. Para a mistura com o agregado micaxisto, pode-se observar um significativo aumento do desgaste Cântabro (em média de 58%) nos resultados do grupo de corpos-de-prova saturados em relação ao grupo seco. Com exceção do teor de 4,5%, os valores de desgaste seco se encontram abaixo do máximo (25%) imposto pela norma DNER-ES 386/99. Para ambas as condições (seca e úmida) nota-se uma diminuição do valor de desgaste com o aumento do teor de ligante, o que reforça a hipótese de que o teor ótimo da mistura com agregado micaxisto está próximo dos 5,5% de ligante.

Para a mistura com o agregado granítico, houve, também, significativo aumento de desgaste entre a condição seca e úmida (em média 49%). Entretanto, para todos os teores ensaiados, os valores absolutos de desgaste para ambas as condições de condicionamento estão abaixo do máximo valor (25%) imposto pela norma DNER-ES 386/99.

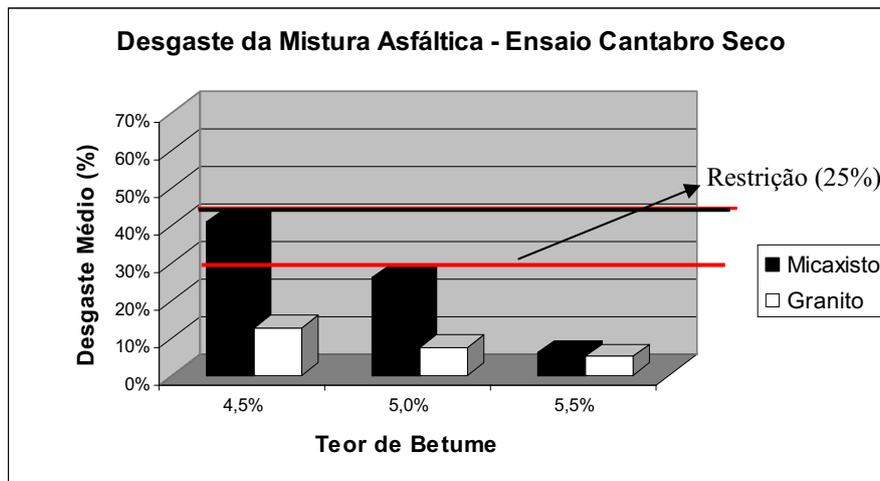


Figura 4.14 - Desgaste Cântabro Seco para as duas misturas ensaiadas.

A imersão em água dos corpos-de-prova nas condições adotadas favoreceu uma elevada degradação da mistura verificada pela redução do valor da RT e maior desgaste das misturas. O tipo de condicionamento adotado no presente trabalho foi baseado em normas específicas para aplicações rodoviárias. Vale ressaltar que a temperatura de banho Maria (60°C) imposta na saturação dos corpos-de-prova pode ser considerada exagerada quando se tratando de aplicações em barragens uma vez que as temperaturas médias dos reservatórios dificilmente chegariam a este valor. A influência do tipo de agregado no desempenho das misturas

analisadas fica evidenciada pela superioridade das misturas confeccionadas com agregado granítico, tanto quanto aos valores absolutos de resistência quanto à menor susceptibilidade ao desgaste.

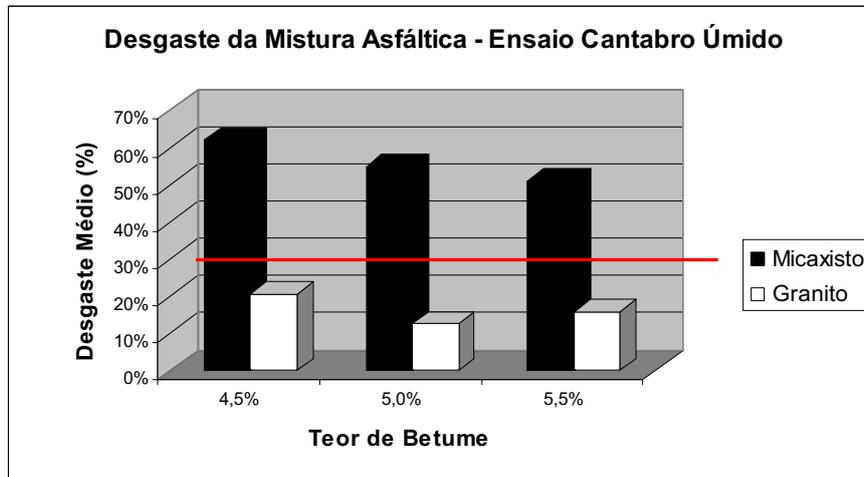


Figura 4.15 - Desgaste Cântabro Úmido para as duas misturas ensaiadas.

CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS

5.1 - APRESENTAÇÃO

Estão expostos e analisados os resultados dos ensaios mecânicos e hidráulicos realizados na mistura de CBUQ e CPA, confrontando os resultados obtidos com dados encontrados na literatura durante a fase de revisão bibliográfica.

Este capítulo apresenta os resultados e análises dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR), de Resistência à Tração (RT), ensaios triaxiais, e ensaios de permeabilidade empregando as metodologias descritas no Capítulo 3.

5.2 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CBUQ

Nesta seção estão apresentados os resultados dos ensaios mecânicos nas três diferentes misturas de concreto asfáltico denso (CBUQ) avaliadas neste trabalho para diferentes teores de ligante.

5.2.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS EM MISTURAS DE CBUQ

São apresentados nesta seção os resultados dos ensaios das misturas de CBUQ que utilizaram o agregado granítico da barragem de Serra da Mesa e agregado calcário da pedreira Contagem.

Assim como em Falcão (2003), no decorrer das análises, fica evidenciada a influência do teor de ligante no comportamento tensão-deformação das misturas ensaiadas. Isto é refletido por um diferente comportamento quanto à rigidez, resistência e forma de ruptura nos resultados apresentados, sendo este comportamento mais evidenciado para alguns tipos de agregados.

5.2.1.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS NA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO GRANITO

A Figura 5.1, a Figura 5.2 e a Figura 5.3 apresentam o comportamento tensão deformação dos ensaios triaxiais para diferentes tensões confinantes ($\sigma_3 = 245, 490$ e 981 kPa) nos corpos-de-

prova de CBUQ com agregado granítico para os teores de ligante de 4,5, 5,0 e 5,5%, respectivamente.

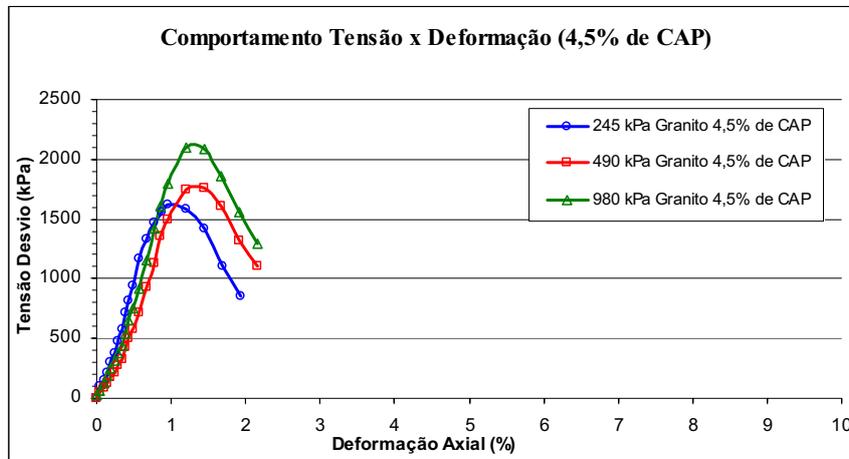


Figura 5.1 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 4,5% de ligante).

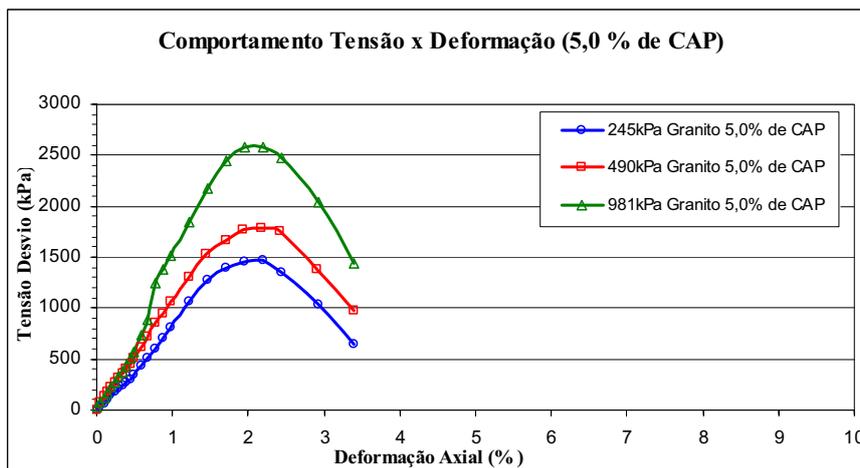


Figura 5.2 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 5,0% de ligante).

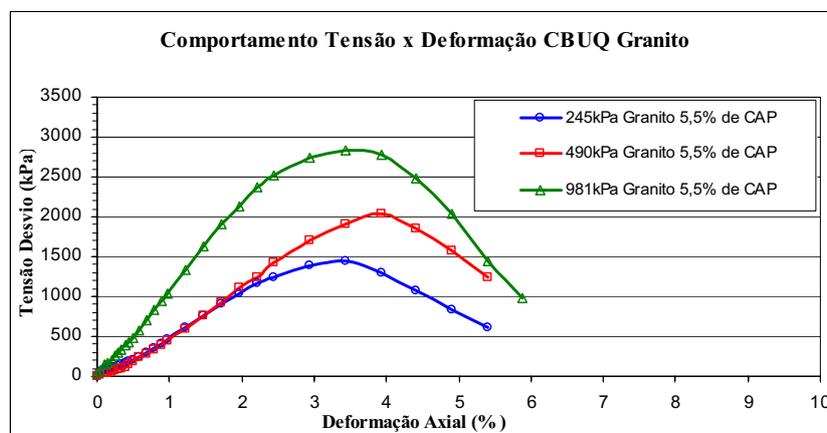


Figura 5.3 - Gráfico tensão versus deformação (Granito 5,5% de ligante).

Os resultados apresentados mostram pequena influência da variação da tensão confinante na rigidez inicial quando se comparam os três teores ensaiados individualmente (exceto para a mistura com o granito com 5,5% de ligante e $\sigma_3=981$ kPa). Foi observada, ainda, uma perda de rigidez das misturas com maiores teores de ligante.

Ainda se tratando de corpos-de-prova com mesmo teor de ligante, pode se observar que o aumento da tensão confinante gera um ganho de resistência.

As misturas não se mostraram sensíveis ao aumento da tensão confinante no que diz respeito a um possível comportamento mais ou menos dúctil das misturas para os níveis de tensão analisados.

Para melhor analisar a influência do teor de ligante no comportamento tensão deformação das misturas ensaiadas, foi montado o gráfico apresentado na Figura 5.4, onde estão mostradas as curvas tensão-deformação para os nove corpos-de-prova submetidos ao teste.

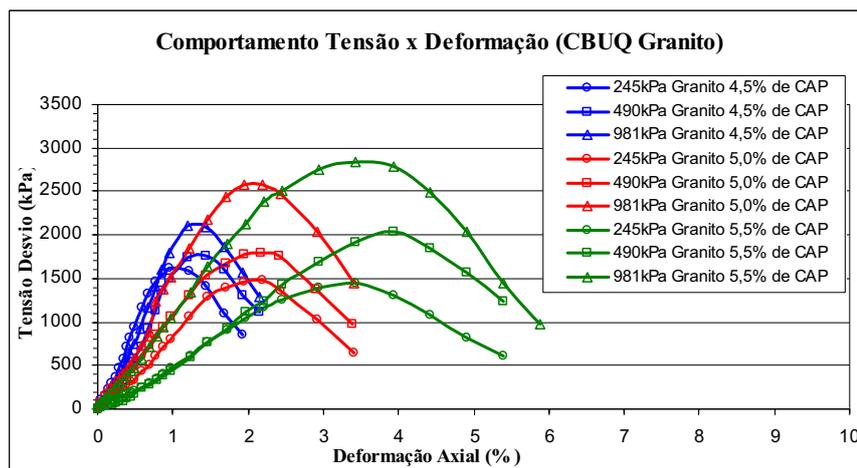


Figura 5.4 - Comportamento tensão versus deformação dos ensaios realizados.

Comparando os diversos teores para mesmas tensões confinantes, observa-se que a rigidez da mistura foi influenciada pelo aumento no teor de ligante dentro da faixa de teores ensaiados. Maiores teores de ligante tornam a mistura mais deformável, como também observado pelo aumento do valor de fluência Marshall durante a fase de dosagem das misturas.

Quanto à forma de ruptura, não ficou evidenciada nenhuma mudança de tendência específica para os diferentes teores de ligante analisados.

Quanto à resistência das misturas para um mesmo nível de tensão confinante, observa-se que a resistência se mantém constante para $\sigma_3=245$ kPa, sendo a influência do teor de ligante mais

evidenciada para maiores níveis de confinamento. Analisando os ensaios para a tensão confinante de 980 kPa, observa-se um ganho de resistência com o aumento do teor de ligante.

A Figura 5.5, a Figura 5.6 e a Figura 5.7 foram elaboradas para uma melhor visualização deste comportamento. No geral, percebe-se um ganho de resistência e uma queda da rigidez com o aumento do teor de ligante, dentro da faixa analisada, para um mesmo nível de tensão de confinamento. Ao contrário do que acontece com a resistência, a influência do teor de ligante na rigidez das misturas parece ser mais acentuada para níveis de tensão confinante mais elevados.

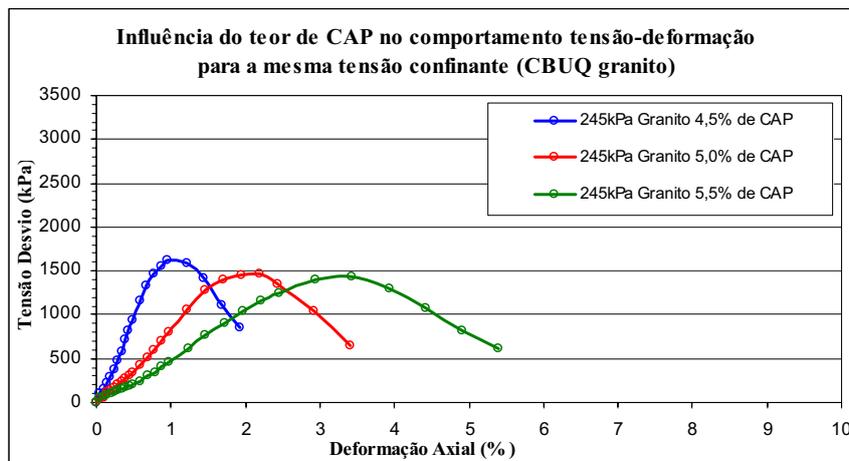


Figura 5.5 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. ($\sigma_3 = 245$ kPa).

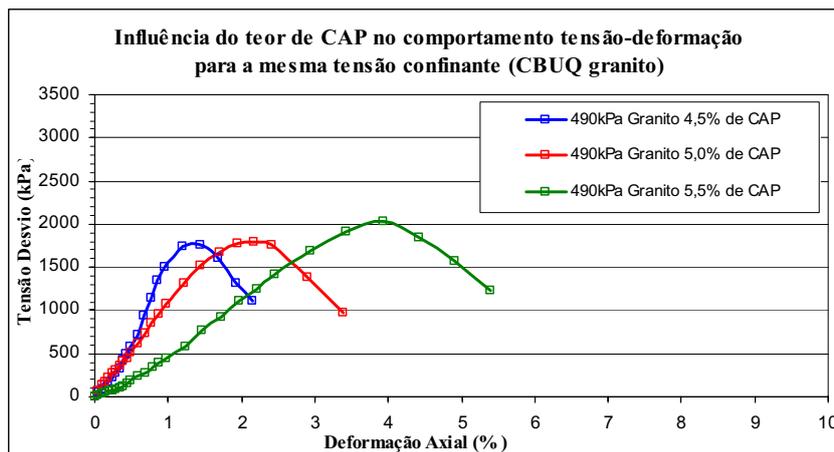


Figura 5.6 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. ($\sigma_3 = 490$ kPa).

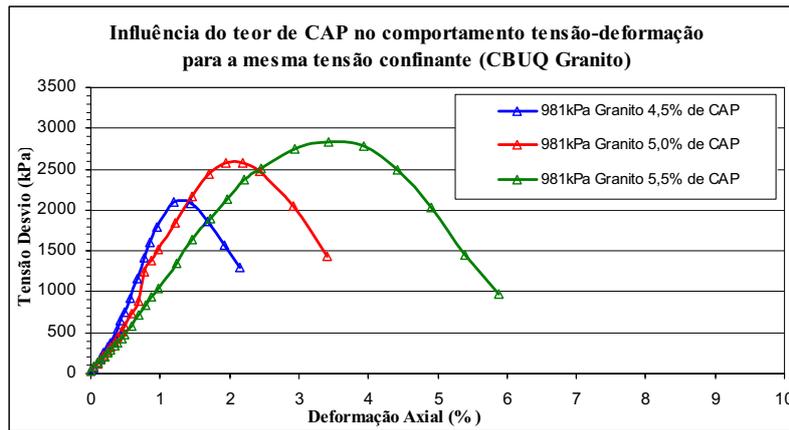


Figura 5.7 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ granito. ($\sigma_3 = 980 \text{ kPa}$).

A Figura 5.8 apresenta as envoltórias de Mohr-Coulomb obtidas a partir dos ensaios realizados para as três tensões confinantes de cada teor de ligante da mistura com agregado Granito e CAP 50/70. Observa-se que o comportamento mecânico das misturas com 5,0 e 5,5% de ligante é bastante próximo, sendo superior ao da mistura com 4,5% tanto em termos de coeficiente de atrito quanto de coesão (há suspeitas de problemas com este último ensaio).

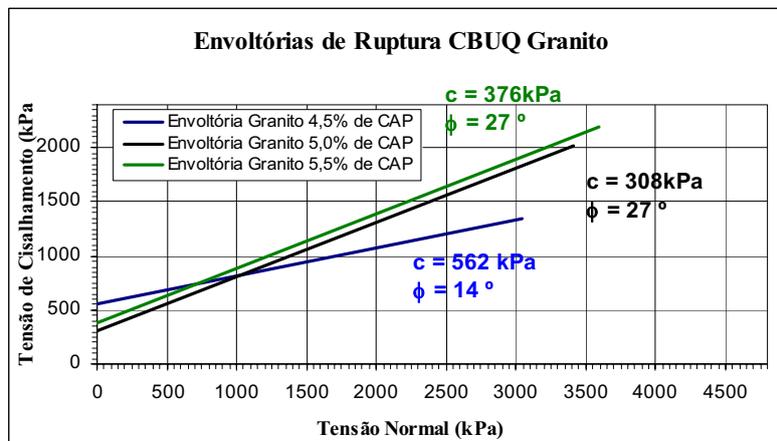


Figura 5.8 - Envoltórias de Mohr-Coulomb para o CBUQ Granito.

5.2.1.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO CALCÁRIO

A Figura 5.9, a Figura 5.10 e a Figura 5.11 apresentam o comportamento tensão deformação dos ensaios triaxiais nos corpos-de-prova de CBUQ com agregado calcário para os teores de ligante de 5,0, 5,5 e 6,0%, respectivamente.

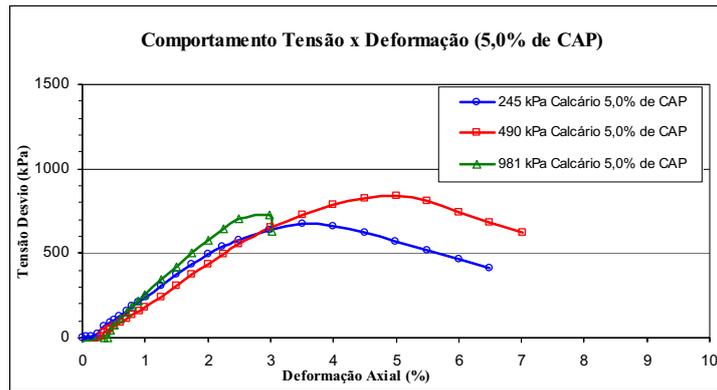


Figura 5.9 - Curva tensão versus deformação (calcário 5,0% de ligante).

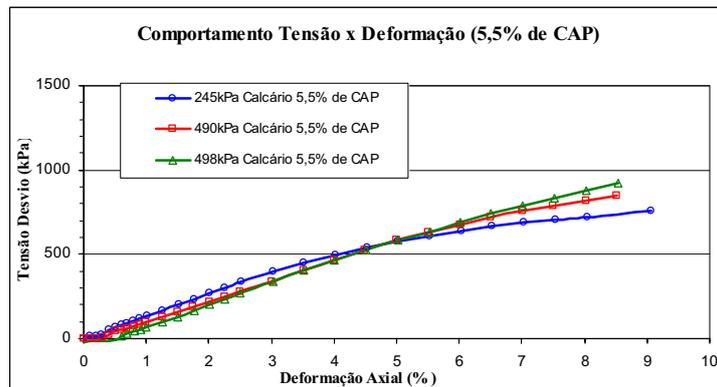


Figura 5.10 - Curva tensão versus deformação (calcário 5,5% de ligante).

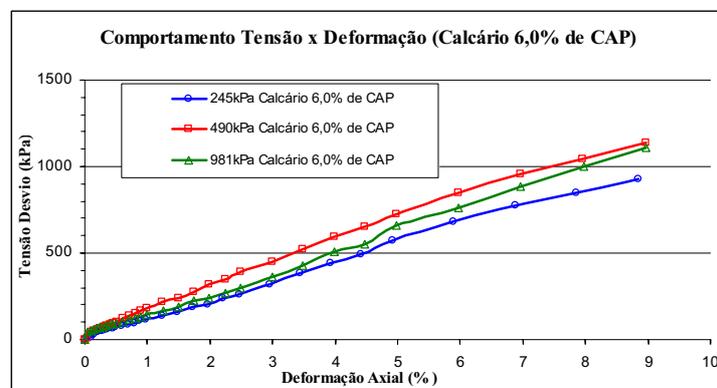


Figura 5.11 - Curva tensão versus deformação (calcário 6,0% de ligante).

As misturas de CBUQ com agregado calcário, principalmente para teores de ligante mais elevados, não apresentaram valores de pico bem evidenciados no gráfico tensão-deformação. A rigidez da mistura foi pouco influenciada pelo aumento da tensão confinante imposta durante os experimentos e os níveis de deformação foram bem superiores aos apresentados pela mistura que utilizou o agregado granítico. Nota-se, ainda, que não é possível verificar tendência definida no comportamento pós-rupturas das misturas com agregado calcário, assim como verificado para as misturas com granito.

A Figura 5.12 apresenta as curvas tensão-deformação até níveis de tensão mais elevados para os nove corpos-de-prova ensaiados da mistura de CBUQ com agregado calcário.

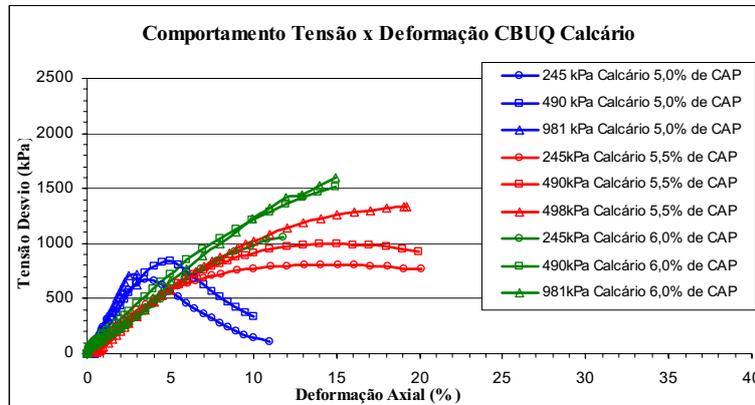


Figura 5.12 - Curva tensão versus deformação CBUQ calcário.

De forma a comparar o comportamento tensão-deformação das misturas de CBUQ calcário para as mesmas tensões confinantes e diferentes teores de ligante, foram elaboradas a Figura 5.13, a Figura 5.14 e a Figura 5.15.

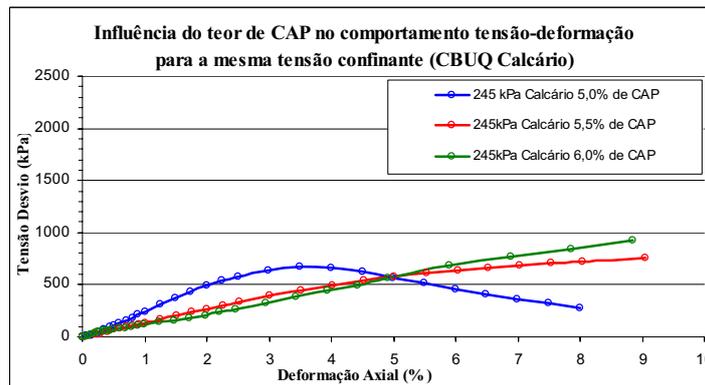


Figura 5.13 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante da CBUQ calcário. ($\sigma_3 = 245$ kPa).

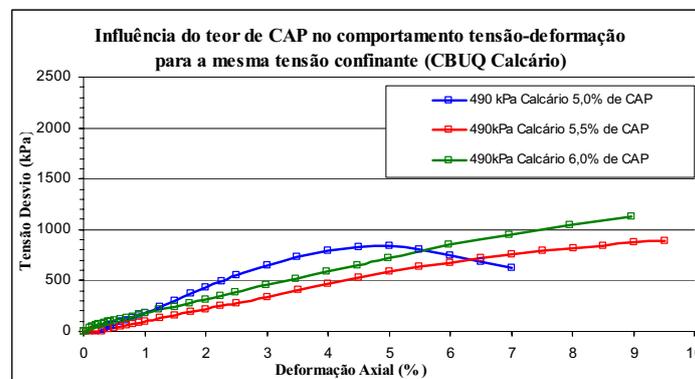


Figura 5.14 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante da CBUQ calcário. ($\sigma_3 = 490$ kPa).

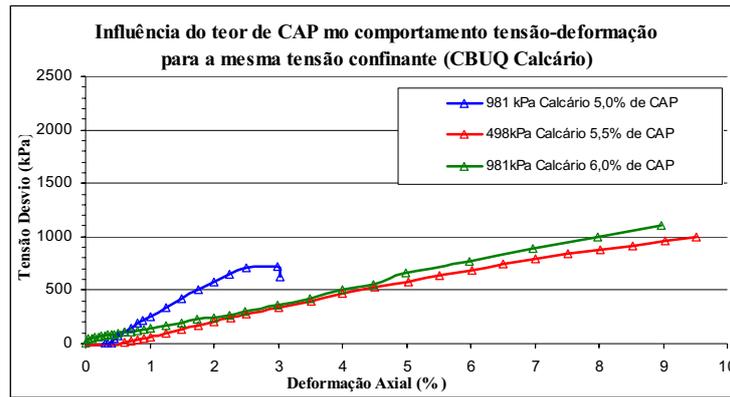


Figura 5.15 - Curva tensão versus deformação para vários teores de ligante CBUQ calcário. ($\sigma_3 = 981$ kPa).

Diferente dos resultados apresentados para a mistura com agregado granito, foi possível observar apenas uma leve diminuição da rigidez da mistura de CBUQ com agregado calcário quando se passa do teor de 5,0% de ligante para os teores de 5,5 e 6,0%. Este fato é observado independente da tensão confinante do ensaio realizado havendo, quanto à rigidez, um comportamento similar para as misturas de 5,5 e 6,0% de ligante.

A mistura de CBUQ para o agregado calcário apresentou pouca influência do teor de ligante no coeficiente de atrito nas envoltórias de ruptura apresentadas na Figura 5.16. Observa-se um aumento da coesão com o aumento de teor de ligante utilizado o que é um comportamento intuitivamente coerente.

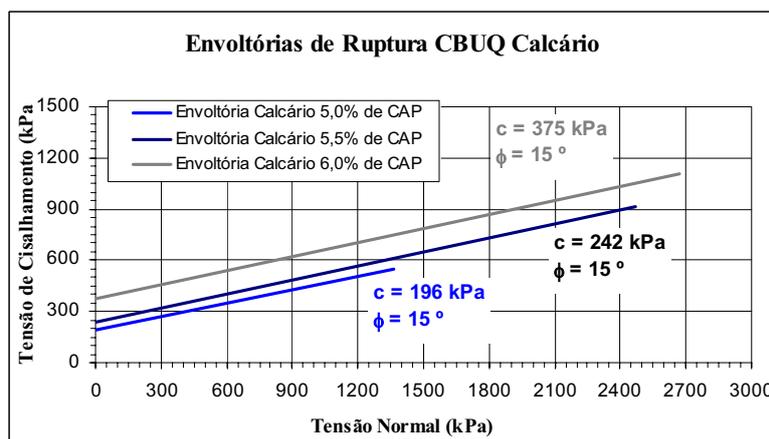


Figura 5.16 - Envoltórias de Mohr-Coulomb para o CBUQ Calcário.

De forma a comparar os resultados dos ensaios triaxiais das misturas com diferentes tipos de agregado, optou-se por comparar os resultados de um único teor de ligante cada mistura estudada. As misturas de CBUQ com agregado calcário e granito foram comparadas com a mistura de CBUQ com agregado micaxisto ensaiada por Falcão (2003). O teor escolhido foi o

de 5,5% por este ter sido ensaiado para todas as misturas com os diferentes tipos de agregado e apresentar parâmetros volumétricos similares. A Figura 5.17, a Figura 5.18 e a Figura 5.19 apresentam o comportamento tensão-deformação para os diferentes tipos de agregados no teor de 5,5% de ligante.

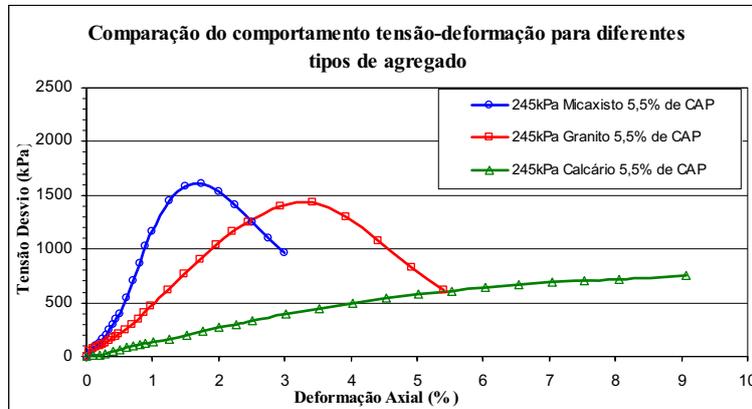


Figura 5.17 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante ($\sigma_3 = 245$ kPa)..

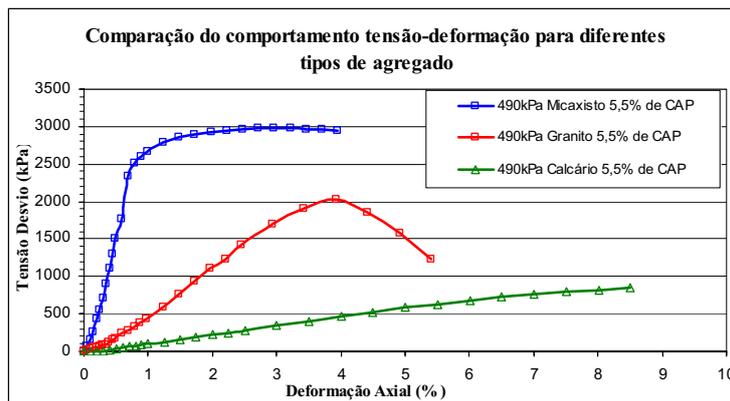


Figura 5.18 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante ($\sigma_3 = 490$ kPa).

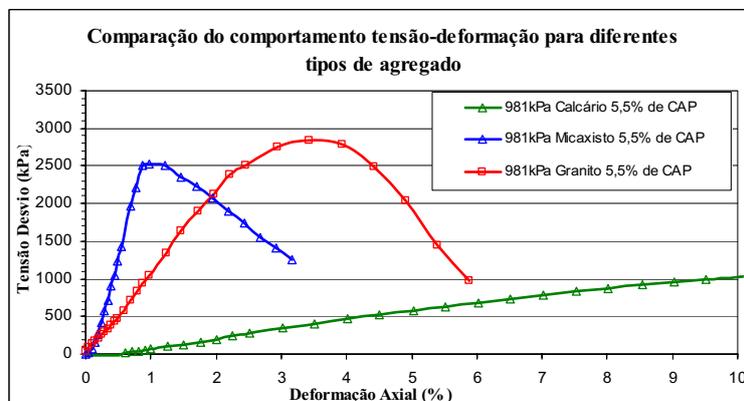


Figura 5.19 - Comparação entre os tipos de agregados para mesma tensão confinante ($\sigma_3 = 981$ kPa).

Observa-se uma maior rigidez da mistura com agregado micaxisto para as três tensões confinantes utilizadas, tendo a mistura com agregado calcário apresentado menor rigidez.

Em termos de resistência de pico, a mistura com agregado calcário apresentou valores mais baixos com relação às misturas com os outros tipos de agregado para todas as tensões de confinamento adotadas. A mistura com agregado micaxisto apresentou os maiores valores de resistência de pico exceto para a maior tensão confinante utilizada (981 kPa) onde a mistura com agregado granito apresentou valor ligeiramente superior as demais.

Para o esqueleto mineral, a resistência ao cisalhamento (tensão de ruptura) e a resistência à deformabilidade (rigidez) dependem basicamente do grau de entrosamento entre as partículas e da natureza dos agregados minerais. O entrosamento (ou embricamento) depende da estrutura, a qual é afetada pelos vazios no agregado mineral (VAM), pela tensão de confinamento e pela forma das partículas (Farias e Palmeira, 2001).

Os resultados apresentados refletem esta influência. Como as três misturas apresentaram valores de VAM semelhantes para o mesmo teor de ligante (5,5%) e mesma tensão confinante ($\sigma_3=981\text{kPa}$), as diferenças entre as curvas ressaltam a influência da forma das partículas e da natureza mineralógica dos agregados.

O agregado calcário, devido a sua superfície polida e forma lamelar apresentou menor resistência do que os demais.

A Figura 5.20 apresenta as envoltórias de ruptura das misturas para comparação em termos de parâmetros de resistência.

Observam-se altos valores de coesão para as três misturas analisadas, sendo os valores apresentados da mesma ordem de grandeza independente do tipo de agregado da mistura analisada para o teor de ligante em comparação.

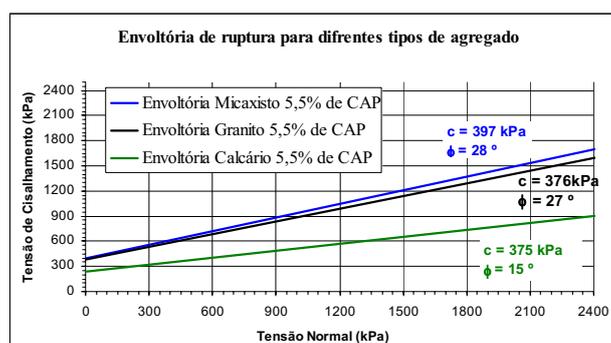


Figura 5.20 - Comparação entre as envoltórias de ruptura para os diferentes agregados.

Para o teor de ligante analisado, a mistura com agregado calcário apresentou valor de coeficiente de atrito bem inferior às demais sendo o valor do ângulo de atrito das misturas com agregado micaxisto e agregado granito bastante próximo (28° e 27° respectivamente).

Os valores apresentados de coesão e ângulo de atrito das misturas comparadas se mostram próximos a valores encontrados na literatura como, por exemplo, os valores apresentados por Mahabadi & Roosta (2002) que utilizaram ângulo de atrito de 28° e valor de coesão de 360 kPa em simulações numéricas de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

A Tabela 5.1 foi elaborada de forma a comparar os módulos elásticos obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais obtidos para as diferentes tensões confinantes aplicadas. Os valores de módulos apresentados na Tabela 5.1 foram calculados a partir de um ajuste por meio de regressão no trecho linear das diversas curvas tensão desvio vs. deformação axial dos ensaios triaxiais executados durante a pesquisa.

Tabela 5.1 - Resumo dos módulos elásticos calculados a partir dos resultados dos ensaios triaxiais.

Mistura	Teor de Ligante (%)	Def Axial na Ruptura (ϵ_r) (%) $\sigma_3=249\text{kPa}$	Def Axial na Ruptura (ϵ_r) (%) $\sigma_3=491\text{kPa}$	Def Axial na Ruptura (ϵ_r) (%) $\sigma_3=981\text{kPa}$	Módulo Tangente E(MPa) $\sigma_3=249\text{kPa}$	Módulo Tangente E(MPa) $\sigma_3=491\text{kPa}$	Módulo Tangente E(MPa) $\sigma_3=981\text{kPa}$
CBUQ Calcário	5,0	3,50	5,00	2,99	23,8	24,9	37,2
CBUQ Calcário	5,5	16,08	15,01	14,9	13,1	11,4	11,2
CBUQ Calcário	6,0	11,79	14,93	19,1	11,1	11,7	12,5
CBUQ Micaxisto	5,5	1,75	1,50	0,97	101,5	291,7	263,0
CBUQ Micaxisto	6,0	2,22	2,49	2,75	79,2	92,1	103,0
CBUQ Micaxisto	6,5	6,97	8,08	8,98	58,1	70,0	132,4
CBUQ Granito	5,0	2,19	2,18	1,95	82,2	107,5	144,6
CBUQ Granito	5,5	3,43	3,93	3,43	44,9	47,6	107,9

Pode-se observar que, para o mesmo tipo de agregado, existe uma tendência entre o aumento do valor de deformação axial na ruptura com o aumento do teor de ligante para todas as tensões confinantes ensaiadas, exceto para os teores de 5,5 e 6,0% de ligante da mistura de

CBUQ com agregado calcário que apresentaram uma inversão no comportamento entre estes dois teores.

De forma geral os valores de módulo, independente do teor de ligante ou tipo de agregado, se mostraram crescentes com o aumento da tensão confinante, com exceção do teor de 5,5% de ligante para o agregado calcário que apresentou, mais uma vez, comportamento invertido com relação ao esperado.

Observa-se, ainda, uma diminuição do valor de módulo com o aumento do teor de ligante para as mesmas tensões confinantes para as misturas com agregado micaxisto e granito. Dentro da faixa de percentuais de ligante utilizados este pode ser um comportamento tido como esperado, uma vez que a Relação Betume Vazios (RBV) destas misturas se mostra crescente com o aumento do teor de ligante.

De forma a comparar alguns dos resultados de módulo apresentados neste trabalho com valores encontrados na literatura internacional a Tabela 5.2 apresenta alguns valores obtidos em experiências no exterior para ensaios triaxiais de mesmo tipo que os executados na presente pesquisa. Os valores módulos não referenciados na Tabela 5.2 são os mesmos apresentados na Tabela 5.1 para a tensão confinante de 981 kPa.

Os resultados de Weibiao e Höeg (2002) apresentados na Tabela 5.2 são referentes a um estudo sobre a influência do tipo de compactação no comportamento de concretos asfálticos para aplicação em barragens quando submetidos a ensaios triaxiais do mesmo tipo dos executados na presente pesquisa.

Os resultados de campo apresentados pelos autores supramencionados são resultados de ensaios triaxiais com corpos-de-prova retirados de campo e são referentes a uma mistura de CBUQ denso utilizando agregado calcário com aproximadamente 7,2% de um ligante mais mole (B180).

Os resultados de laboratório (Marshall) são referentes a ensaios em corpos-de-prova com a mesma composição granulométrica dos extraídos de campo e moldados em laboratório pelo processo de compactação Marshall convencional com 75 golpes em cada face do corpo-de-prova (mesmo utilizado na presente pesquisa). Vale ressaltar que, todos os resultados de módulo apresentados por Weibiao e Höeg são referentes ao módulo secante a 1% de deformação para $\sigma_3 = 981$ kPa.

Tabela 5.2 - Comparação dos resultados dos ensaios triaxiais com os valores da literatura internacional ($\sigma_3 = 981$ kPa).

Mistura	Teor de Ligante (%)	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Módulo Tangente E (MPa)	($\sigma_1 - \sigma_3$) na Ruptura (kPa)	Def Axial na Ruptura (ϵ_r) (%)
CBUQ Calcário	5,0	1,9	14,4	83,8	37,2	726,5	2,99
CBUQ Calcário	5,5	1,4	14,6	90,3	11,2	1331,1	19,1
CBUQ Calcário	6,0	1,3	14,7	90,1	12,5	1604,4	14,9
CBUQ Micaxisto	5,5	2,0	15,7	86,7	263,0	2530,9	0,97
CBUQ Micaxisto	6,0	1,7	16,4	90,2	103,0	1916,1	2,75
CBUQ Micaxisto	6,5	1,3	17,2	92,4	132,4	3653,2	8,98
CBUQ Granito	5,0	2,1	14,1	85,4	144,6	2583,4	1,95
CBUQ Granito	5,5	1,4	14,7	90,3	107,9	2838,6	3,43
CBUQ Weibiao & Höeg (Marshall)	7,2	0,6	16,7	96,5	40,0	2776,0	14,2
CBUQ Weibiao & Höeg (Campo)	7,2	1,1	17,1	93,9	51,0	2613,0	18,7

Considerando que todos os ensaios apresentados na Tabela 5.2 foram realizados na mesma velocidade (0,067mm/min) e para a mesma tensão confinante ($\sigma_3 = 981$ kPa), observa-se que os valores de módulo das misturas com agregado granito e micaxisto apresentaram valores superiores aos encontrados na literatura mencionada tanto para os ensaios de laboratório quanto para os corpos-de-prova extraídos de campo para os teores de ligante ensaiados.

A mistura de CBUQ com agregado calcário, para o teor de 5,0% de ligante, apresentou valores de módulo bem próximo aos obtidos por Weibiao e Höeg, tendo os teores de 5,5% e 6,0% resultados mais baixos. De forma geral, os resultados de módulo obtidos para o calcário se mostraram inferiores aos módulos das demais misturas apresentadas.

5.2.2 - ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Foram realizados ensaios de módulo de resiliência em corpos-de-prova de CBUQ denso para diferentes teores de ligante nas misturas que utilizaram o agregado granito e o agregado micaxisto de forma a poder se avaliar o efeito do tipo de agregado no comportamento das misturas betuminosas estudadas.

A Tabela 5.3 apresenta um resumo dos valores de módulo resiliente (MR) dos CPs ensaiados no equipamento do laboratório de mecânica dos pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará.

Tabela 5.3 - Ensaio de Módulo de Resiliência (MR) realizados em CBUQ.

CBUQ com Agregado Micaxisto				CBUQ com Agregado Granito			
Corpos-de-Prova	Teor de Ligante (%)			Corpos-de-Prova	Teor de Ligante (%)		
	5,0	5,5	6,0		5,0	5,5	6,0
	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)		MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)
CP1	3574	3304	3712	CP1	3842	3284	2810
CP2	3452	3497	3900	CP2	4048	3400	2716
CP3	3958	3735	4134	CP3	4136	3216	3127
CP4	4126	4182	4102	CP4	4252	3858	3138
CP5	4027	4361	4436	CP5	4331	3871	3613
CP6	3905	4472	4172	CP6	4728	3994	3253
Média	3840	3925	4076	Média	4223	3604	3110
Desvio Padrão	267	482	248	Desvio Padrão	300	341	322
E (MPa) Triaxial	-	263	103	E (MPa) Triaxial	145	108	-

Acrescentou-se à Tabela 5.3 uma linha com alguns valores de módulo obtidos dos ensaios triaxiais convencionais (Tabela 5.1). Nota-se que os valores de módulo resiliente são da

ordem de 15 a 40 vezes superiores aos módulos triaxiais. Isto se deve ao fato de ter-se, durante o ensaio de módulo, a aplicação de uma carga cíclica a uma velocidade (frequência de 1 Hz) bem superior as dos ensaios triaxiais.

Além disto, o módulo de resiliência considera apenas deformações elásticas, após vários ciclos de carga enquanto o módulo do ensaio triaxial se refere ao valor tangente no início da curva tensão desvio vs. deformação axial. Deve-se considerar ainda o estado de tensão imposto em cada um dos ensaios.

A Figura 5.21 apresenta os valores médios dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência para ambas as misturas ensaiadas.

Foram realizadas análises estatísticas do tipo ANOVA de forma a avaliar se as variações dos valores de módulo das misturas ensaiadas para cada teor poderiam ou não ser consideradas como sendo da mesma população. Para um erro α de 5,0%, pode-se afirmar que para todos os teores ensaiados para a mistura com agregado micaxisto os valores de módulo podem ser considerados pertencentes à mesma população, ou seja, que não existe diferença significativa da variação de módulo com o teor de ligante na mistura de CBUQ com agregado micaxisto. Já a análise feita para os diferentes teores da mistura com agregado granito, o resultado da análise estatística mostra que os valores de módulo diferem significativamente entre si para todos os teores analisados, ou seja, pertencem a populações diferentes.

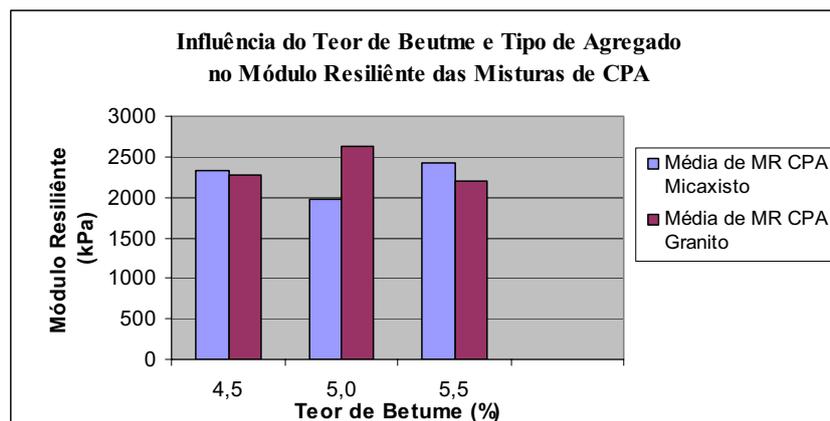


Figura 5.21. Módulo de Resiliência (MR) das misturas de CBUQ ensaiadas.

Medina e Mota (2006) afirmam que o valor do módulo de resiliência de misturas de concreto asfáltico tem influência marcante do tipo de agregado e de ligante utilizado, mas que tem influência menor do teor de ligante na variação do mesmo. Entretanto, como sugerem os

resultados apresentados, análises mais aprofundadas devem ser tomadas quanto a esta assertiva, uma vez que o ligante betuminoso e as composições granulométricas das misturas ensaiadas foram os mesmos, variando apenas o teor de ligante da mistura e o tipo de agregado mineral.

5.2.3 - ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NAS MISTURAS DE CBUQ

A Tabela 5.4 apresenta um resumo dos ensaios realizados para as misturas de CBUQ confeccionadas com agregado micaxisto para três teores de ligante estudados.

Tabela 5.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de Rt para diferentes velocidades.

Teor de Ligante (%)	Velocidade Nominal de Ensaio (mm/min)	Corpo-de-Prova	RT (MPa)	Tempo de Ruptura (s)	Média RT(MPa)	Média Tempo de Ruptura (s)
5,0	19	CP1	0,83	7,40	0,86	6,81
		CP2	0,81	6,25		
		CP3	0,94	6,80		
	48	CP4	1,17	2,75	1,17	3,10
		CP5	1,10	3,31		
		CP6	1,23	3,23		
	120	CP7	1,56	1,44	1,57	1,46
		CP8	1,57	1,48		
		CP9*	1,13	1,74		
5,5	19	CP1	0,86	8,04	0,85	8,24
		CP2	0,83	8,44		
		CP3	0,76	6,15		
	48	CP4*	1,14	3,21	1,16	3,32
		CP5	1,18	2,91		
		CP6	1,16	3,83		
	120	CP7	1,53	1,12	1,55	1,24
		CP8	1,59	1,24		
		CP9	1,51	1,36		
6,0	19	CP1	0,60	7,79	0,69	8,19
		CP2	0,72	8,34		
		CP3*	0,76	8,44		
	48	CP4	0,79	4,59	1,03	3,02
		CP5	1,08	2,86		
		CP6	0,99	3,18		
	120	CP7	1,18	1,18	1,42	1,29
		CP8	1,30	1,30		
		CP9	1,28	1,28		

*Resultados excluídos da média por apresentar anormalidade no comportamento.

Como pode ser observado na Tabela 5.4, não houve variação significativa para os valores de R_t e tempos de ruptura quando comparados os resultados para os diferentes teores de ligante nas mesmas velocidades de ensaio. Nota-se ainda que os valores de R_t na velocidade padrão de ensaio (48mm/min) se apresentaram, em média, coerentes com os valores usualmente obtidos para misturas de CBUQ para aplicações rodoviárias encontradas na literatura.

Nota-se uma diminuição do tempo de ruptura (t_r) com o aumento da velocidade de ensaio. Este é um fenômeno já esperado, uma vez que o ensaio é feito à deslocamento controlado, quanto mais rápido o mesmo for executado, em menor tempo será imposto ao corpo de prova um valor máximo de deformação.

A Figura 5.22, a Figura 5.23 e a Figura 5.24 apresentam as curvas força-deslocamento obtidas dos ensaios de resistência a tração realizados para a mistura de CBUQ com agregado micaxisto nos teores de ligante de 5,0, 5,5 e 6,0%, respectivamente.

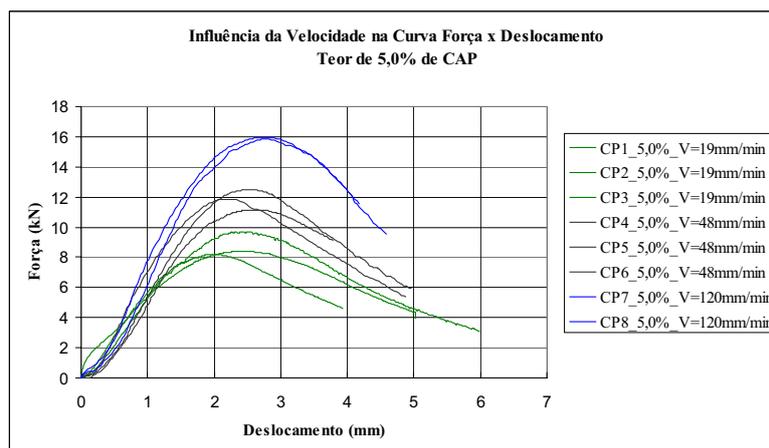


Figura 5.22 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (5,0% de ligante).

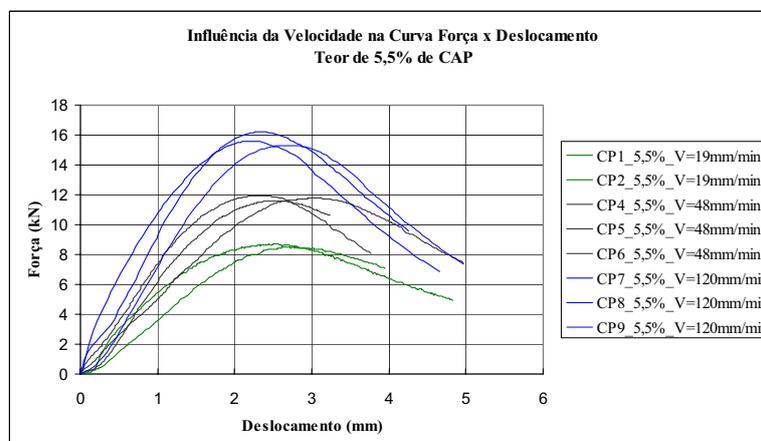


Figura 5.23 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (5,5% de ligante).

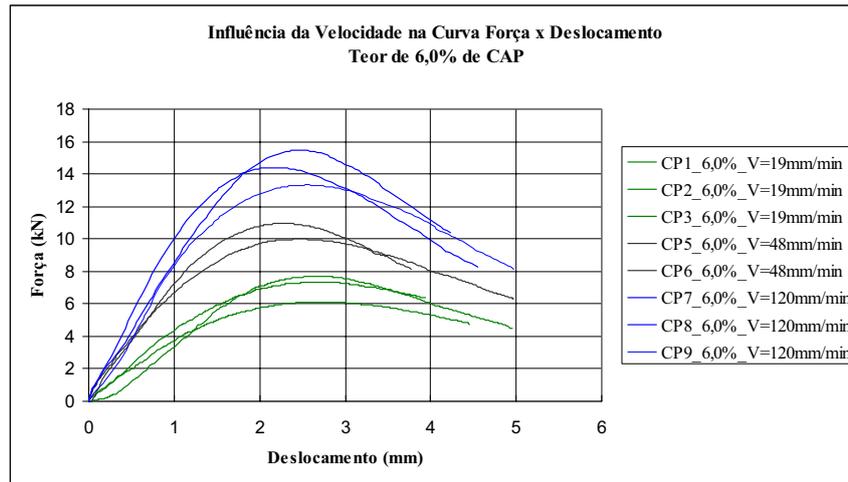


Figura 5.24 - Curva força-deslocamento para CBUQ micaxisto (6,0% de ligante).

Era esperado um aumento da rigidez das misturas com o aumento da velocidade de ensaio, entretanto, este fato não fica bem evidenciado no comportamento das misturas ensaiadas observando-se, apenas um pequeno aumento da rigidez das misturas com o aumento da velocidade de ensaio nos teores de 5,5 e 6,0% de ligante. O comportamento pós-ruptura das curvas força-deslocamento apresentadas se mostrou bastante similar, independente do teor de ligante ou velocidade de ensaio.

O valor da resistência de pico das curvas apresentadas para todos os teores mostrou aumento com o aumento da velocidade de ensaio como se espera do comportamento de um material visco-elástico. De forma a melhor observar a relação entre a velocidade de ensaio e o tempo de ruptura com os valores médios de resistência à tração foram elaboradas a Figura 5.25, a Figura 5.26 e a Figura 5.27 correspondendo, respectivamente, aos corpos-de-prova com teores de ligante de 5,0, 5,5 e 6,0%.

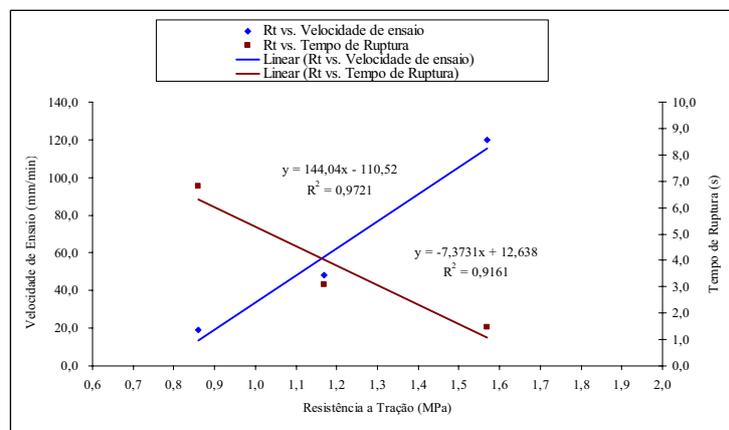


Figura 5.25 – Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (5,0% de ligante).

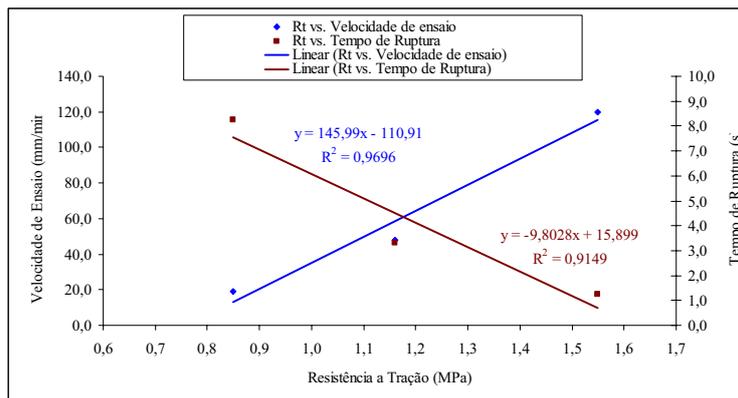


Figura 5.26 - Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (5,5% de ligante).

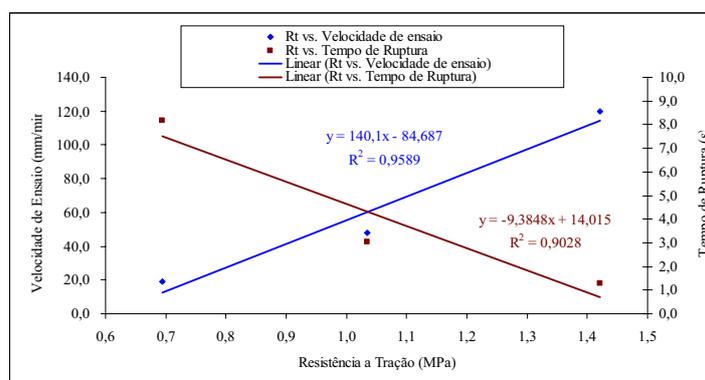


Figura 5.27 - Relação RT vs. velocidade de ensaio vs. tempo de ruptura CBUQ micaxisto (6,0% de ligante).

Para todos os teores ensaiados da mistura de CBUQ com agregado micaxisto, observam-se boas correlações entre o aumento da velocidade de ensaio e o aumento do valor de RT sendo este um comportamento esperado uma vez que com o aumento da velocidade de ensaio tende-se a um aumento da rigidez e um aumento na resistência dos materiais com comportamento viscoso.

5.2.4 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA O AGREGADO CALCÁRIO.

Assim como para mistura com agregado micaxisto, foram realizados ensaios de RT em três velocidades distintas e três diferentes teores de ligante em um grupo de 27 corpos-de-prova da mistura de CBUQ com agregado calcário (nove corpos-de-prova por teor).

Entretanto, os resultados destes ensaios apresentaram um comportamento singular. Para os teores de 5,0 e 6,0% de ligante, houve grande dispersão dos valores de RT e tempo de ruptura. Não foram obtidas boas correlações entre aumento da velocidade de ensaio e aumento de RT não sendo possível identificar nenhuma tendência clara de comportamento.

Desta forma, decidiu-se apresentar os resultados para um único teor da na mistura de CBUQ que utilizou o agregado calcário (teor de 5,5%). A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos ensaios realizados para as misturas de CBUQ confeccionadas com agregado calcário no teor de 5,5% de ligante.

Esperava-se que com o aumento da velocidade houvesse também um aumento no valor de pico de resistência. Este fato não foi comprovado uma vez que os valores de RT máximo se mantiveram em média praticamente iguais para as velocidades de 120 e 48mm/min.

Tabela 5.5 - Valores de Resistência à Tração (RT) para CBUQ com calcário e 5,5% de ligante.

Teor de Ligante (%)	Velocidade Nominal de Ensaio (mm/min)	Corpo-de-Prova	Rt (MPa)	Tempo de Ruptura (s)	Média Rt(MPa)	Média Tempo de Ruptura (s)
5,5%	19	CP1	0,25	11,99	0,27	13,09
		CP2	0,27	13,79		
		CP3	0,29	13,49		
	48	CP4	0,63	2,70	0,62	3,03
		CP5	0,63	3,30		
		CP6	0,60	3,10		
	120	CP7	0,59	1,58	0,60	1,64
		CP8	0,59	1,60		
		CP9	0,61	1,73		

A Figura 5.28 apresenta um gráfico para ilustrar a influência da variação da velocidade no comportamento “força vs. deslocamento” da mistura ensaiada.

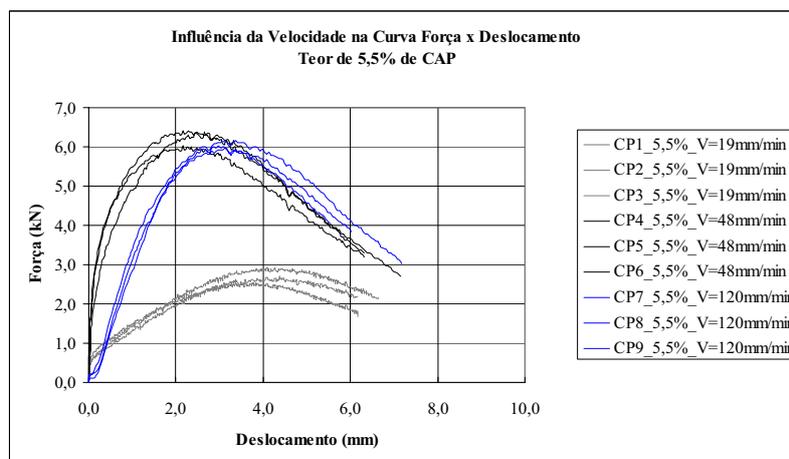


Figura 5.28 - Curva “Força vs. Deslocamento” para o CBUQ com calcário e 5,5% de ligante.

Observa-se que houve pequena influência da variação da velocidade do ensaio no comportamento pós-ruptura da mistura ensaiada, sendo ligeiramente mais dúctil este comportamento para a velocidade de 19 mm/min.

A rigidez das amostras aumentou e depois se estabilizou como aumento da velocidade de ensaio, não apresentou um comportamento esperado, uma vez que não ficou evidenciado o aumento de rigidez com o aumento da velocidade de ensaio. Este fato também foi verificado nas amostras ensaiadas para os teores de 5,0 e 6,0% de ligante.

5.2.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RT A DIFERENTES VELOCIDADES

A Tabela 5.6 apresenta um resumo dos principais parâmetros obtidos na análise dos resultados dos ensaios de RT nas diferentes velocidades utilizando o programa FADIGA apresentado no Item 3.7.3.1 do Capítulo 3. São apresentados os resultados dos ensaios para a mistura de CBUQ com agregado micaxisto com 5,0, 5,5 e 6,0% de ligante, além da mistura com agregado calcário no teor de 5,5%. Os resultados com o agregado calcário para os outros teores ensaiados se mostraram incoerentes e não serão analisados. Os valores de módulo calculados pelo programa MR_{FAD} foram comparados com os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência realizados em laboratório (MR_{LAB}).

Tabela 5.6 – Resultados obtidos pelo programa FADIGA.

Parâmetro	CBUQ Micaxisto 5,0%	CBUQ Micaxisto 5,5%	CBUQ Micaxisto 6,0%	CBUQ Calcário 5,5%
S_{max} (MPa)	1241	1099	1032	271
a	50,23	36,69	24,20	14,52
b	0,6865	0,2360	0,2819	0,964
MR_{FAD} (MPa)	5182	4869	4714	2377
MR_{LAB}/MR_{FAD} (MPa)	0,74	0,80	0,86	-
W_{R0} (MPa)	2,494	2,273	2,411	1,624
n	2,685	2,336	2,344	2,435
K	7,841E-06	4,933E-05	4,87E-05	1,910E-03

Para o CBUQ com agregado micaxisto, observa-se que a mistura com 5,0% de ligante, apresentou os maiores valores em termos de rigidez máxima. Este parâmetro representa a máxima rigidez da mistura quando submetida a uma carga instantânea e monotônica.

Portanto, os valores de S_{max} devem ser maiores que os obtidos em ensaios triaxiais, os quais são relativamente lentos (0,067 mm/min). Por outro lado, os valores de S_{max} , obtidos do ensaio de resistência à tração, com carregamento monotonicamente crescente, devem ser menores que os valores de módulo de resiliência (MR) os quais são representativos do comportamento elástico após a amostra ser submetida a vários ciclos (300, 400 e 500) de carregamento. Os resultados para todos os teores de ligante formam coerentes com estas observações.

Os valores de módulo de resiliência previstos pelo programa (MR_{FAD}) foram comparados com os valores realmente obtidos em ensaios de laboratório (MR_{LAB}). O programa superestimou este parâmetro, o qual se mostrou entre 74 e 86% do valor estimado para os teores analisados.

Qualquer que seja a medida de rigidez utilizada (E triaxial, S_{max} ou MR), os valores medidos e/ou estimados mostram que a mistura com 5% de ligante foi a mais rígida dentre as analisadas com agregado de micaxisto. De acordo com os resultados de simulações numéricas a serem apresentadas no Capítulo 6, demonstrou-se, entretanto, que dependendo da relação de módulo do conjunto face/enrocamento (rigidez relativa), ter uma face de concreto asfáltico com maior rigidez pode implicar na geração de maiores solicitações do material e consequentemente ser desfavorável à segurança.

A mistura de CBUQ com micaxisto e teor de ligante de 5,0% foi também a que apresentou os maiores valores de energia de ligação, o que condiz com os maiores valores de resistência à tração. Os parâmetros de fadiga (K e n) para este teor de ligante também foram os mais elevados. Apesar de a fadiga não ser o principal fenômeno a que uma mistura aplicada em uma face ou núcleo betuminoso esteja submetida, os resultados de fadiga podem servir como parâmetro de comparação entre as misturas.

A mistura de CBUQ com agregado calcário com 5,5% apresentou menor rigidez (S_{max}) que a a mistura correspondente com agregado micaxisto. Os valores estimados de módulo de resiliência também foram coerentemente menores, bem como o valor de módulo de elasticidade obtido do ensaio triaxial. O valor de energia de ligação inicial do CBUQ com calcário também foi menor do que os valores calculados para as demais misturas, o que é coerente com o menor valor de resistência à tração apresentado pela mistura com calcário.

Desta forma, embora não utilizados diretamente, os parâmetros de fadiga obtidos por meio dos ensaios de RT em diferentes velocidades podem vir a ser uma alternativa de auxílio durante a fase de dosagem das misturas.

5.3 - ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS DE CPA.

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos nas três diferentes misturas de concreto asfáltico de graduação aberta avaliadas neste trabalho para diferentes teores de ligante.

5.3.1 - ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR) EM MISTURAS DE CPA.

Foram realizados ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de concreto asfáltico de graduação aberta tipo CPA para diferentes teores de ligante nas misturas que utilizaram o agregado granito e o agregado micaxisto ambas com ligante modificado com borracha moída de pneu.

A Tabela 5.7 apresenta um resumo dos valores de Módulo de Resiliência (MR) dos CPs ensaiados no equipamento do laboratório de mecânica dos pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará.

Comparativamente aos valores de MR obtidos para as misturas de CBUQ denso (Tabela 5.3), percebe-se que os valores de MR das misturas de CPA são inferiores. Este é um comportamento coerente com o esperado e reflete o melhor arranjo estrutural dos agregados no CBUQ devido à melhor graduação da curva granulométrica adotada (curva de Füller). Assim, as misturas de CPA são mais deformáveis. Entretanto, a utilização do ligante modificado por borracha pode contribuir para uma redução das deformações permanentes e, consequentemente, gerar um ganho quanto à vida de fadiga.

Tabela 5.7 - Ensaios de Módulo de Resiliência (MR) realizados nas misturas de CPA.

CPA com Agregado Micaxisto				CPA com Agregado Granito			
Corpos de Prova	Teor de Ligante (%)			Corpos de Prova	Teor de Ligante (%)		
	4,5	5,0	5,5		4,5	5,0	5,5
	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)		MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)
CP1	1994	1951	2531	CP1	2744	2669	2373
CP2	2512	2056	2307	CP2	2062	2744	2038
CP3	2492	1943	2406	CP3	2029	2444	2192
Média	2333	1983	2415	Média	2278	2619	2201
Desvio Padrão	293	63	112	Desvio Padrão	404	156	168
MR/RT	5982	4507	5250	MR/RT	3734	3689	3057

A Figura 5.29 apresenta os valores médios dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência para ambas as misturas ensaiadas

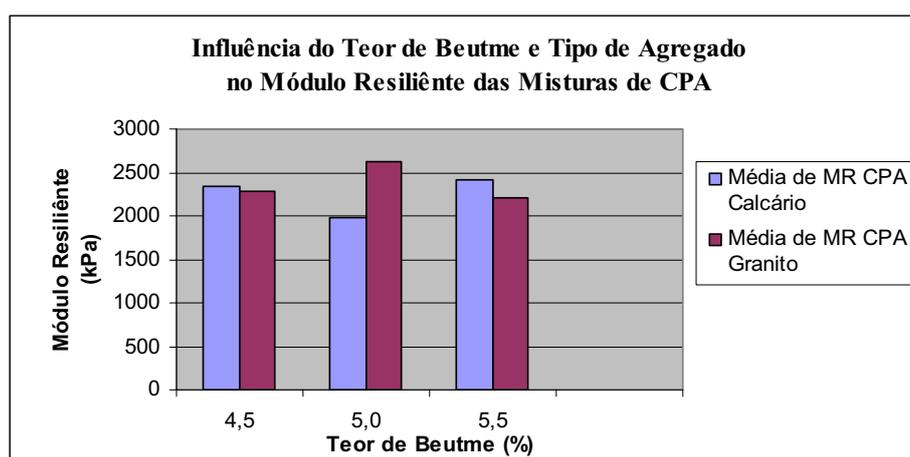


Figura 5.29 - Módulo de Resiliência (MR) das misturas de CPA ensaiadas.

Foram realizadas análises estatísticas do tipo ANOVA de forma a avaliar se as variações dos valores de módulo das misturas ensaiadas para cada teor poderiam ou não ser consideradas como sendo da mesma população. Para um erro de 5,0%, pode-se afirmar que o valor no teor de 5,0% em ambas as amostras (com agregado granito e calcário) é significativamente

diferente em relação aos demais teores. Os valores de módulo para os teores de 4,5% e 5,5% analisados separadamente para as amostras com os dois tipos de agregados mostram que estes valores não têm variação significativa, ou seja, que os mesmos podem ser considerados pertencentes à mesma população.

5.4 - ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

São apresentados nesta seção os resultados relativos aos ensaios de permeabilidade nas diversas misturas de CBUQ desenvolvidas ao longo da presente pesquisa.

Especialistas da Strabag BAU-AG recomendaram a execução dos ensaios de permeabilidade em corpos-de-prova de CBUQ para aplicação em barragens utilizando uma pressão de 170 kPa, entretanto, durante a primeira fase da pesquisa, verificou-se que este nível de pressão gerava percolação excessiva pelo sistema e a conseqüente inviabilidade executiva do ensaio. Desta forma, os ensaios foram iniciados com uma pressão de 50 kPa para todos os tipos de misturas e teores de ligante ensaiados, sendo utilizados três corpos-de-prova por teor.

Segundo a literatura (Hoeg, 1993, por exemplo), o principal parâmetro associado à permeabilidade do concreto betuminoso é o índice de vazios da mistura. A Tabela 5.8 apresenta os valores de V_v para os corpos de prova ensaiados de acordo com o tipo de agregado utilizado.

Tabela 5.8 - Índice de vazios dos CP ensaiados.

Teor de Ligante (%)	Tipo de agregado		
	Micaxisto	Calcário	Granito
	V_v médio (%)	V_v médio (%)	V_v médio (%)
4,0	-	4,0	-
4,5	5,4	2,8	3,0
5,0	4,0	2,0	2,3
5,5	3,1	1,8	1,4
6,0	2,3	-	-
6,5	1,4	-	-

Os valores de V_v apresentados na Tabela 5.8 apresentaram uma tendência coerente, podendo se observar uma diminuição dos valores de V_v com o aumento do teor de ligante. Houve, entretanto, uma razoável dispersão entre os valores de V_v para um mesmo teor de ligante. Isto pode ter sido gerado por falhas no processo de compactação ou dosagem da mistura e deve

servir de alerta para um controle tecnológico rigoroso dos materiais e temperaturas durante todo o processo em campo.

A Figura 5.30 apresenta a relação entre os valores do coeficiente de permeabilidade dos corpos-de-prova ensaiados e o teor de ligante das misturas.

Como observado na Figura 5.30, existe, em média, para a mistura com agregado micaxisto uma boa correlação entre aumento do teor de ligante e a diminuição do coeficiente de permeabilidade. Os coeficientes de permeabilidade das misturas com agregado calcário e agregado granito não se mostraram muito influenciados pela variação no teor de ligante se mantendo na mesma ordem de grandeza na faixa de valores ensaiados.

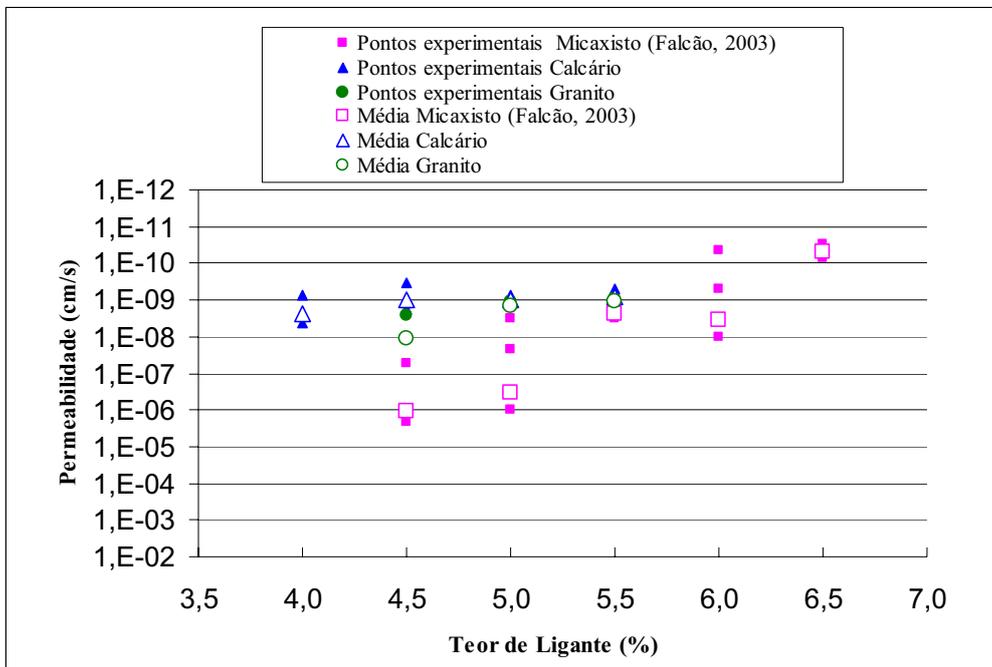


Figura 5.30 - Permeabilidade vs. teor de ligante.

Sabe-se que o aumento do teor de ligante está geralmente relacionado à diminuição do volume de vazios, que está, por sua vez, associado com a diminuição do coeficiente de permeabilidade. Entretanto, esta correlação não se apresenta de forma linear e depende da faixa de valores de V_v em questão assim como do tipo de agregado.

De modo a contribuir para o melhor entendimento da relação entre o coeficiente de permeabilidade de concretos asfálticos para aplicação em estruturas hidráulicas e também para comparar os resultados obtidos durante a pesquisa com resultados encontrados na literatura, foi montada a Figura 5.31, que relaciona os resultados apresentados por Höeg

(1993) com os valores de permeabilidade encontrados para os corpos de prova de todas as misturas ensaiadas durante este trabalho.

Os resultados encontrados para os valores de permeabilidade durante a pesquisa apresentaram a mesma tendência que os resultados obtidos por Höeg (1993) em seus experimentos.

O ajuste de curva apresentado é uma combinação dos resultados apresentados por Höeg e os valores encontrados na presente pesquisa. Observa-se que existe uma grande dispersão dos valores permeabilidade apresentados na Figura 5.31, entretanto, utilizando o ajuste elaborado, nota-se que apenas para valores menores que 2,5% de vazios, os valores da curva de ajuste apresentaram coeficientes de permeabilidade abaixo de 10^{-9} cm/s.

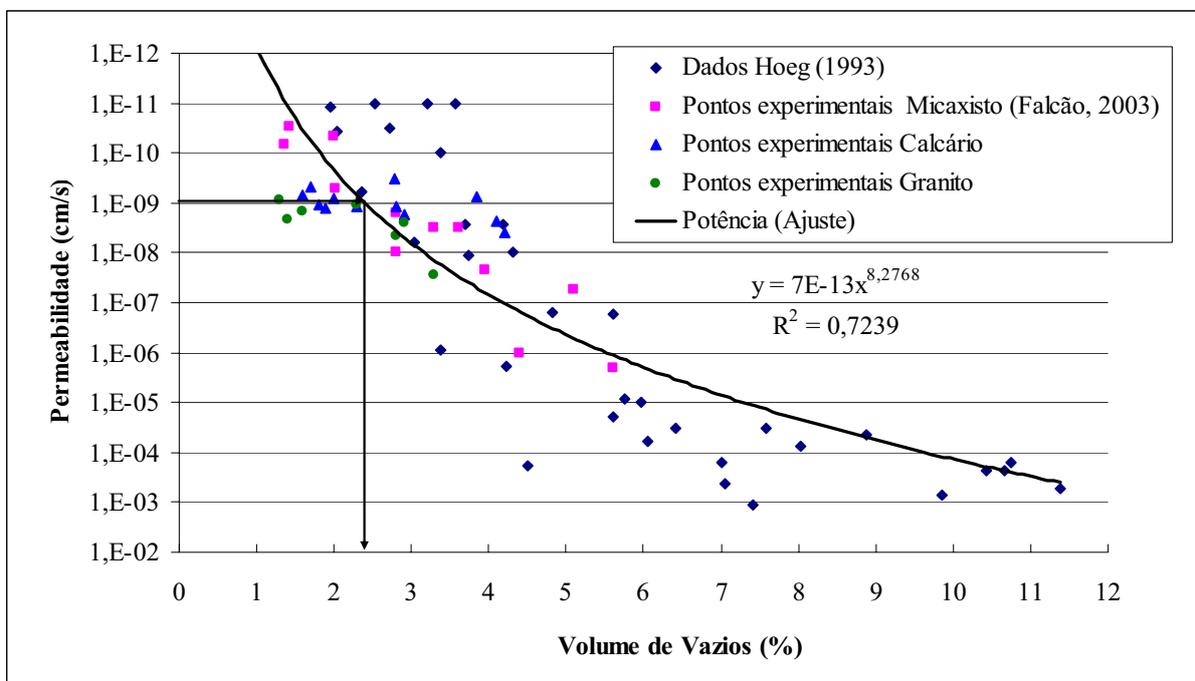


Figura 5.31 - Permeabilidade - resultados obtidos versus modificado - Höeg ,1993.

É importante observar que alguns corpos de prova que apresentaram índices de vazios próximos a 3%, mostraram valores de permeabilidade acima do mínimo exigido para utilização em estruturas de contenção hidráulicas. O fato de haver corpos de prova com valores de coeficiente de permeabilidade superiores a 10^{-9} cm/s e volume de vazios próximos ao requerido pelas exigências da prática (3%) deve servir de alerta para um maior cuidado durante a fase de projeto da mistura não dispensando, portanto, os ensaios de permeabilidade e baseando-se apenas no volume de vazios da mistura.

Salienta-se, ainda, que os ensaios realizados são executados ao longo da altura do CP, ou seja, na mesma direção da compactação. Os valores de permeabilidade nesta direção são, geralmente, menores que na transversal no caso de materiais anisotrópicos compactados. Cabe destacar que na situação de aplicação no núcleo de um barramento, a mistura estaria submetida a um fluxo mais inclinado, se aproximando ao da direção transversal do corpo de prova. A anisotropia se relaciona diretamente à forma dos agregados, realçando a importância da análise de tal aspecto, bem como a execução de ensaios laboratoriais de permeabilidade na direção real de fluxo.

Finalmente, os resultados apresentados reforçam a indicação de que é aconselhável a realização de ensaios de permeabilidade durante a fase de dosagem da mistura mesmo nos corpos-de-prova que apresentem volume de vazios um pouco inferiores aos 3% recomendados.

CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

6.1 - APRESENTAÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados de simulações numéricas de barragens com núcleo ou com face de concreto asfáltico. Essas simulações tiveram o objetivo de contribuir para o melhor entendimento sobre o comportamento das misturas ensaiadas na presente pesquisa em possíveis aplicações em campo e contribuir com sugestões de projeto.

Foram realizadas simulações de fluxo e estabilidade de taludes de uma barragem hipotética de seção mista com núcleo impermeável, utilizando como ferramentas numéricas os softwares SEEP/W e SLOPE/W do pacote GEOSTUDIO 2004.

Com a intenção de verificar o nível de tensões geradas na laje de uma barragem com face de concreto asfáltico, foram utilizados resultados de simulações numéricas das fases de construção e enchimento, utilizando o programa de elementos finitos PLAXIS-2D em condições de deformação plana.

Tanto para as análises de fluxo e estabilidade, assim como para as análises de tensão e deformação, procurou-se utilizar como parâmetros mecânicos e hidráulicos aqueles obtidos dos ensaios realizados durante a fase laboratorial e apresentados no Capítulo 5.

6.2 – SIMULAÇÕES DE FLUXO E ESTABILIDADE DE TALUDES

Nesta seção estão apresentados os resultados das simulações numéricas de fluxo e estabilidade de taludes de uma barragem com núcleo de concreto asfáltico. São também realizadas análises com parâmetros relativos a materiais mais permeáveis de modo a fazer uma análise comparativa de seções típicas de núcleo usando solo e concreto asfáltico.

Tanto para as análises de fluxo, quanto de estabilidade de taludes, foi elaborada uma seção hipotética de uma barragem de enrocamento com 100 m de altura e inclinações dos taludes de montante e jusante de 1V:1,3H. Esta geometria foi a mesma utilizada nas simulações apresentadas por Frutuoso (2007) que estudou o comportamento de barragens de enrocamento com face de concreto por meio de simulações numéricas.

6.2.1 – SIMULAÇÃO DE FLUXO DE UMA BARRAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

De forma a entender o comportamento do fluxo de água em uma barragem com núcleo de concreto asfáltico, análises numéricas utilizando o programa de elementos finitos SEEP/W foram realizadas para diferentes configurações de geometria do núcleo da barragem hipotética adotada (Análise paramétrica B e k).

Utilizando a mesma configuração geométrica da barragem hipotética de enrocamento em termos de inclinação de taludes e altura do barramento, foram realizadas, ainda, simulações da mesma barragem com um núcleo de solo compactado de forma a comparar os resultados com os obtidos para o núcleo de concreto asfáltico.

As análises foram realizadas em regime de fluxo permanente e os coeficientes de permeabilidade dos materiais asfálticos utilizados para as simulações foram obtidos durante a fase de ensaios laboratoriais. Para o núcleo argiloso e enrocamento foram utilizados valores dentro da faixa típica encontrada na literatura técnica. A Tabela 6.1 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados nas simulações realizadas.

Tabela 6.1 – Coeficientes de permeabilidade utilizados na análise de fluxo.

Material	Coeficiente de permeabilidade (m/s)
Enrocamento	1,0
Núcleo	$3,0 \times 10^{-9}$
CBUQ Micaxisto (5,5% de ligante)	$2,3 \times 10^{-11}$
CBUQ Calcário (5,5% de ligante)	$1,0 \times 10^{-11}$
CBUQ Granito (5,5% de ligante)	$9,5 \times 10^{-12}$

Foram realizadas análises paramétricas de fluxo, mantendo-se constante a altura total ($H_t = 100$ m) da barragem, uma largura de crista no núcleo $b = 2$ m também constante e variando a largura (B) da base do núcleo. A carga hidráulica de montante ficou constante e igual a 90 m ($H = 0,9.H_t$). Para uma mesma largura de base, variou-se, também, o coeficiente de permeabilidade (k) do material do núcleo. Este procedimento possibilitou a obtenção de uma

formulação que permite obter a vazão normalizada (Q/kH) em função da largura (B) de base do núcleo.

De forma geral, valores da ordem de 0,5 a 1,0 H (altura do barramento) têm sido utilizados como valores usuais da largura da base (B) de barragens de enrocamento com núcleo impermeável de solo. Desta forma, base do núcleo de solo da barragem simulada foi variada de 50 a 100 m de largura de 10 em 10 m.

No caso da simulação do núcleo de concreto asfáltico, têm sido registradas na literatura espessuras de núcleo variando de 0,5 a 1,20 m, sendo os valores mais usuais, 0,5 e 1,0 m. Assim, decidiu-se fazer a simulação de fluxo na barragem com núcleo de concreto asfáltico com os valores de espessura mais usuais (0,5 e 1,0 m) e ainda 1,5, 2,0 e 4,0 m.

Na Figura 6.1 é apresentada uma malha de elementos finitos gerada pelo programa SEEP/W para a simulação da barragem com o núcleo de solo com base de $1H$ (100 m), utilizando como coeficientes de permeabilidade do enrocamento e do solo os parâmetros apresentados na Tabela 6.1. A malha do tipo não estruturada utiliza elementos triangulares de 3 nós e foi gerada de forma automática pelo programa. Inicialmente, as condições de contorno relacionadas à carga hidráulica foram impostas na face do talude de montante sendo a mesma de 90 m ao longo de toda a face (inclusive o trecho de 10 m acima do nível de água). A condição de contorno de fluxo livre foi imposta ao longo do talude interno à jusante do núcleo e se estende por toda a base de enrocamento a jusante da barragem. A Figura 6.1 apresenta também a seção utilizada para a medida de vazão dentro do núcleo do barramento como indicado.

São apresentados na Figura 6.2 os resultados em termos de linhas equipotenciais, vazão, e localização da freática da simulação da barragem de solo com largura de base de 100m. Observa-se inicialmente que não existe perda de carga significativa entre o enrocamento e o núcleo de solo, sendo este um fato esperado uma vez que a permeabilidade do enrocamento é muito maior do que a do núcleo de solo. Nota-se a forma linha freática foi condizente com a expectativa, saindo perpendicular ao ponto de entrada superior a montante e tangenciando a face de jusante até o pé do núcleo. As linhas equipotenciais cruzam perpendicularmente a linha freática e a base impermeável, concentrando-se em direção ao ponto de captação de água no pé do núcleo.

Uma vez que não houve perda de carga considerável entra o enrocamento do espaldar de montante e o solo do núcleo na simulação apresentada e que também não há fluxo pelo enrocamento de jusante, decidiu-se simular a aplicação da condição de contorno diretamente na fronteira do núcleo e desprezar o enrocamento, simplificando a análise como apresentado na Figura 6.3.

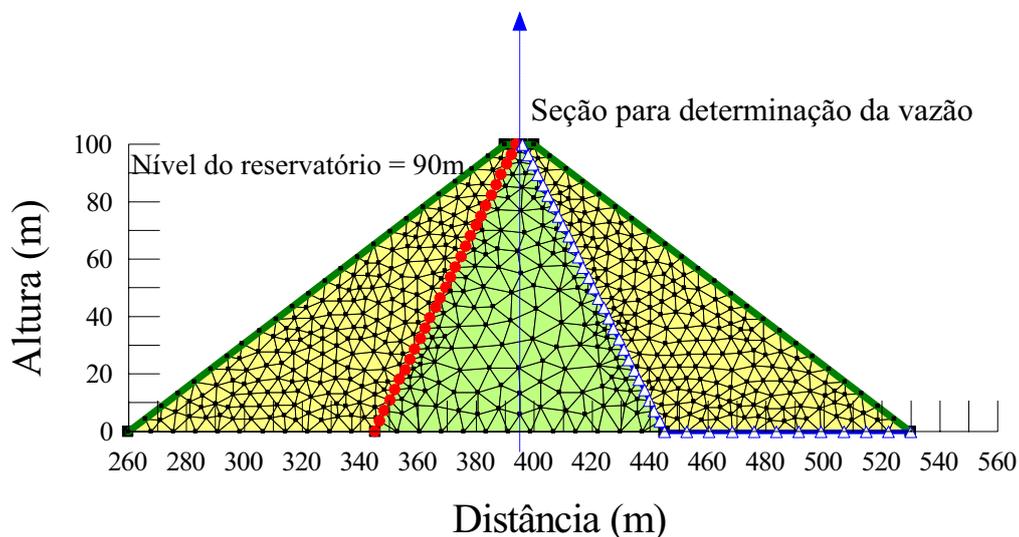


Figura 6.1 – Malha de elementos finitos e condições de contorno para barragem enrocamento com núcleo em solo.

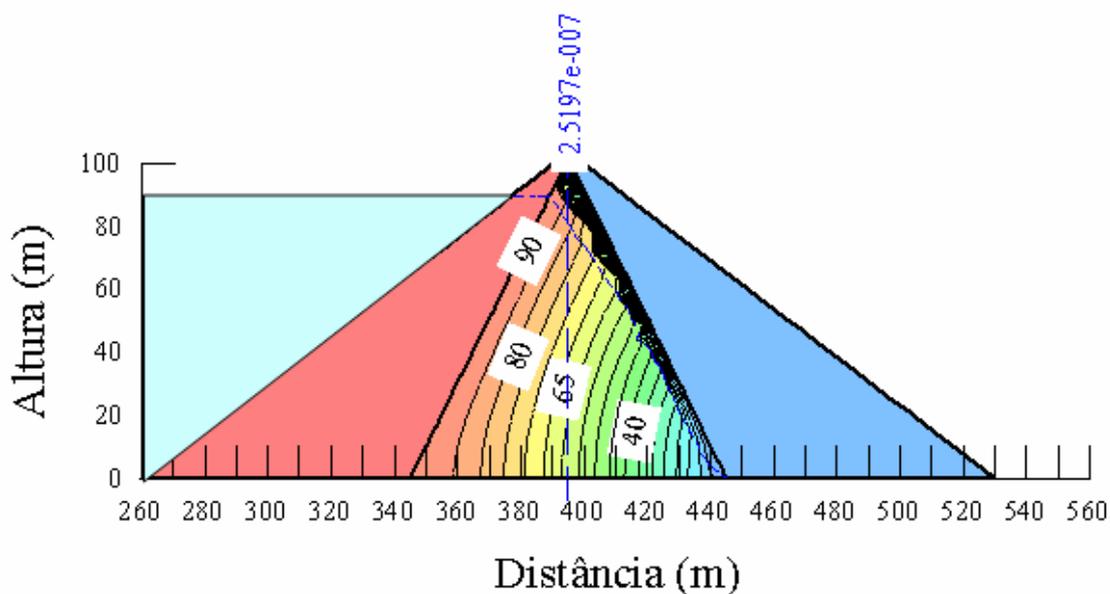


Figura 6.2 – Vazão (Q) e Perda de carga para a barragem de solo com B = 100m.

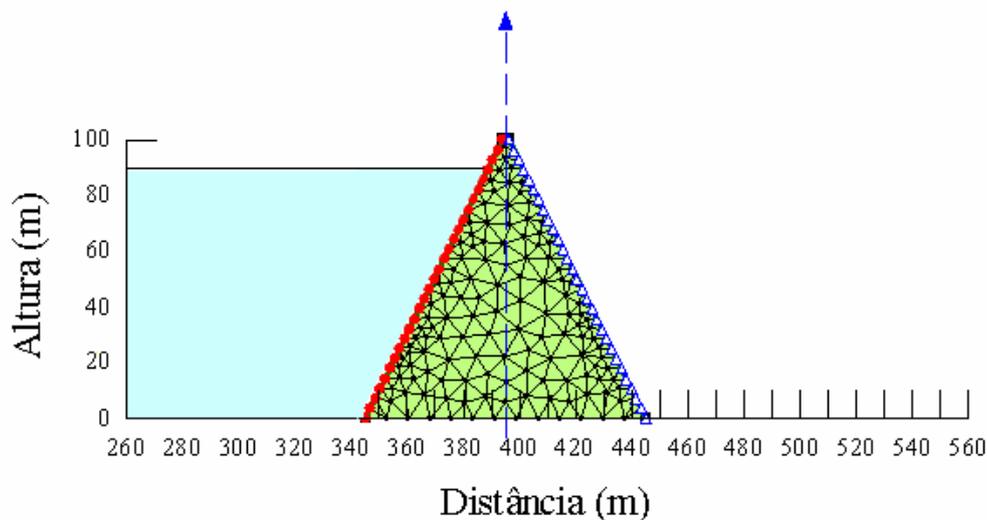


Figura 6.3 - Condições de contorno da simulação do núcleo de solo sem o enrocamento.

A Figura 6.4 apresenta o resultado da simulação do núcleo da barragem de solo sem os espaldares de enrocamento. Nota-se que em termos de perda de carga e forma da freática, os resultados apontam para um comportamento muito semelhante quando se compara as duas situações. Em termos de vazão, observa-se que as mesmas se mantiveram dentro da mesma ordem de grandeza o que reforçou o interesse de prosseguir com as demais análises de variação de largura de base do núcleo para diferentes permeabilidades sem a consideração dos espaldares. Este tipo de solução possibilitou uma maior agilidade nas simulações realizadas aumentando a velocidade de convergência durante o processamento da análise.

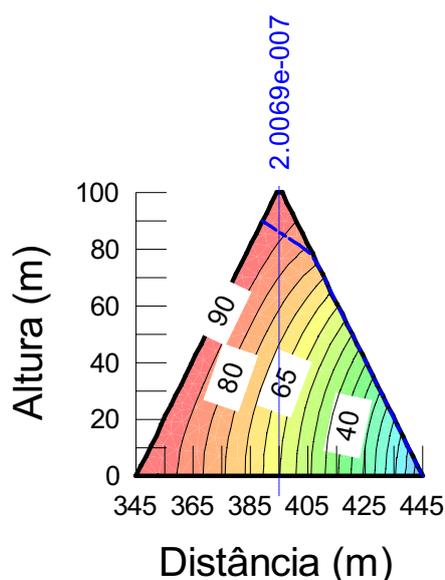


Figura 6.4 - Vazão (Q) e perda de carga para a simulação do núcleo de solo sem enrocamento.

A Tabela 6.2 apresenta um resumo dos resultados em termos de vazão (Q) para as diversas combinações de largura (B) de base do núcleo e diferentes valores de permeabilidade.

Tabela 6.2 – Vazão (Q em m³/s/m) para combinações de largura (B em m) de base do núcleo e coeficiente de permeabilidade (k em m/s).

Permeabilidade (m/s)	Vazão (Q) em m ³ /s para razões de 0,5 H até 1 H (m)					
	B = 50m	B = 60m	B = 70m	B = 80m	B = 90m	B = 100m
1,00E-12	1,30E-10	1,09E-10	9,44E-11	8,31E-11	7,43E-11	6,73E-11
1,00E-11	1,30E-09	1,09E-09	9,44E-10	8,31E-10	7,43E-10	6,73E-10
1,00E-10	1,30E-08	1,09E-08	9,44E-09	8,31E-09	7,43E-09	6,73E-09
1,00E-09	1,30E-07	1,09E-07	9,44E-08	8,31E-08	7,43E-08	6,73E-08
1,00E-08	1,30E-06	1,09E-06	9,44E-07	8,31E-07	7,43E-07	6,73E-07
1,00E-07	1,30E-05	1,09E-05	9,44E-06	8,31E-06	7,43E-06	6,73E-06
1,00E-06	1,30E-04	1,09E-04	9,44E-05	8,31E-05	7,43E-05	6,73E-05
1,00E-05	1,30E-03	1,09E-03	9,44E-04	8,31E-04	7,43E-04	6,73E-04

Como era esperado, observa-se uma diminuição da vazão com o aumento da espessura do núcleo para uma mesma permeabilidade. Observa-se, ainda, que mantendo a geometria constante (B e H fixos) existe um aumento da vazão para maiores valores de coeficientes de permeabilidade.

De forma a verificar a correlação entre a vazão e o coeficiente de permeabilidade para cada largura (B) de base simulada, foram traçadas as Figura 6.5 a Figura 6.10 e realizado um ajuste de curva tipo potência para cada uma destas.

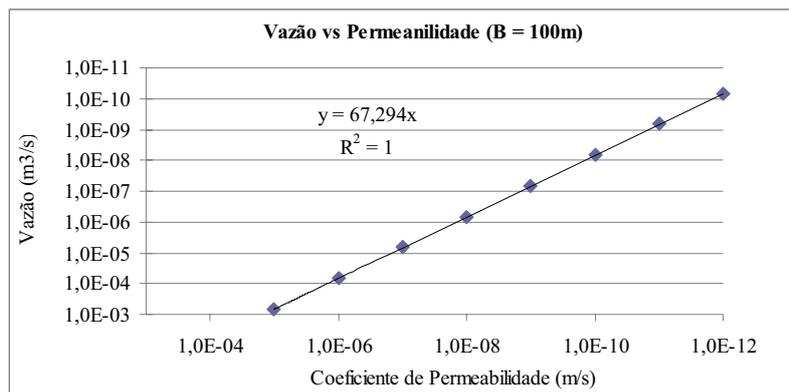


Figura 6.5 - Vazão (m³/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 100m.

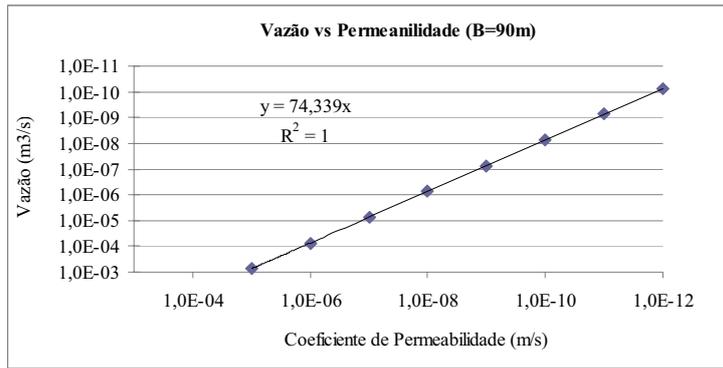


Figura 6.6 - Vazão (m³/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 90m.

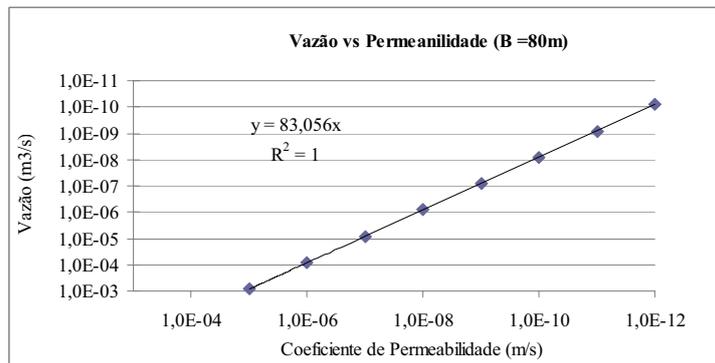


Figura 6.7 - Vazão (m³/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 80m.

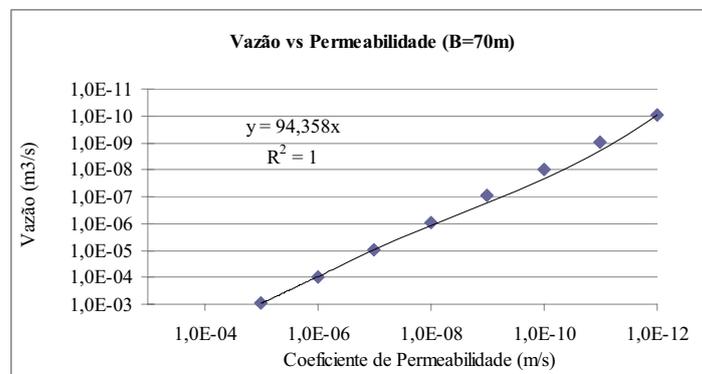


Figura 6.8 - Vazão (m³/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 70m.

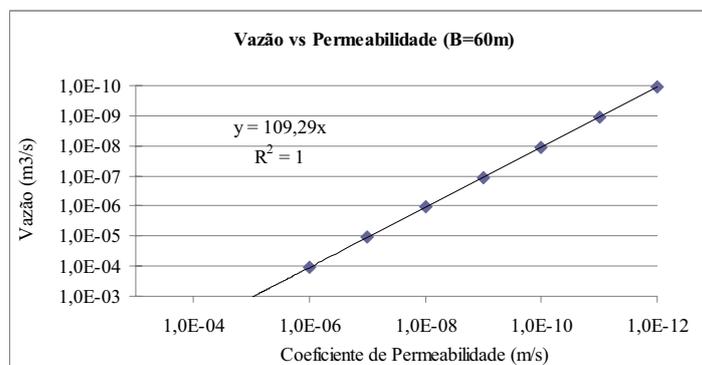


Figura 6.9 - Vazão (m³/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para B = 60m.

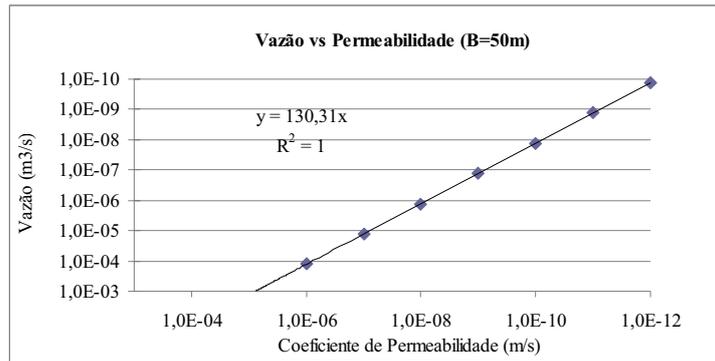


Figura 6.10 - Vazão (m^3/s) vs. Coeficiente de permeabilidade (m/s) para $B = 50m$.

Pode ser observado que os resultados apontam que a vazão (Q) é função linear do coeficiente de permeabilidade (k). Daí pode-se escrever a formula apresentadas na Equação (6.1).

$$Q = A.k \tag{6.1}$$

Onde: A é um coeficiente angular variável para cada seção. A relação linear da Equação (6.1) com coeficiente de determinação unitário ($R^2=1$) em todas as análises é teoricamente esperada e prevista pela lei de Darcy, uma vez que o problema foi simplificado para um caso de fluxo de permanente em um meio homogêneo e isotrópico ao reduzir o domínio apenas para o núcleo central. Neste caso a vazão teórica por metro linear é dada por:

$$Q = k.H.\frac{N_c}{N_q} \quad \text{ou} \quad Q = k.H.f \tag{6.2}$$

Onde: Q é a vazão ($m^3/s/m$), k é o coeficiente de permeabilidade (m/s), H é a perda de carga total ente os níveis de montante e de jusante, N_c seria o numero de canais de fluxo e N_q o número de quedas de potenciais de igual valor na rede de fluxo. A relação $f=N_c/N_q$ é conhecida como fator de forma da rede de fluxo.

Portanto o coeficiente angular A na Equação (6.1) representa o produto entre a perda de carga total (H) e o fator de forma (f) da rede fluxo correspondente para cada largura de base B . Os coeficientes angulares dos ajustes das curvas apresentadas nas Figuras 6.5 a 6.10 podem ser relacionados com as respectivas larguras (B) de bases correspondentes como apresentado na Figura 6.11.

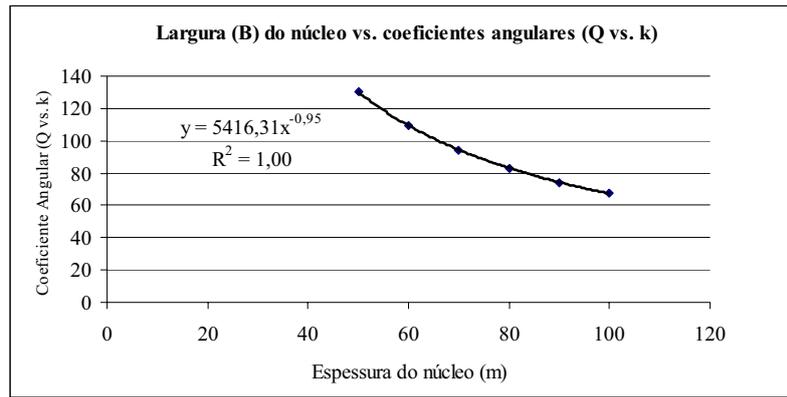


Figura 6.11 – Largura (B) do núcleo vs. coeficientes angulares (Q vs. k).

Analisando a Figura 6.11, nota-se que o coeficiente angular (A) é função da largura da base do núcleo (B), de acordo com a expressão:

$$A = 5416,3.B^{-0,9531} \quad (6.3)$$

A Equação (6.3) também apresentou um ajuste perfeito ($R^2=1$) para o caso específico analisado e para a faixa de larguras investigada. Portanto a Equação (6.1) pode ser escrita como:

$$Q = 5416,3.k.B^{-0,9531} \quad (6.4)$$

A Equação (6.4) é válida apenas para o caso específico analisado com uma perda de carga total $H=90$ m, mas, como a vazão também deve ser diretamente proporcional á perda de carga disponível (H), a expressão pode ser generalizada tomando-se a vazão normalizada (Q/kH), da seguinte forma:

$$\frac{Q}{k.H} = \frac{5416,3}{90}.B^{-0,9531} \quad (6.5)$$

Procedendo a mesma normalização para a expressão teórica da Equação (6.2) e comparando-se com a Equação (6.5), percebe-se que o lado direito da Equação (6.5) de fato representa o fator de forma (f) para o problema em estudo, ou seja:

$$\frac{Q}{k.H} = f = 60,18.B^{-0,9531} \quad (6.6)$$

Uma vez que a largura B está elevada a um valor muito próximo do valor unitário, pode-se simplificar ainda mais a Equação (6.6) para a seguinte expressão:

$$\frac{Q}{k.H} \approx \frac{60}{B} \quad (6.7)$$

As Equações (6.6) e (6.7) são válidas para um núcleo com a forma similar à analisada neste trabalho, ou seja, uma seção trapezoidal simétrica (quase triangular) com largura na crista (b) muito menor que a largura da base (B), e nível de água a 90% do topo da seção. Como este caso é bastante comum em projetos de barragem, acredita-se que a Equação (6.7) seja de utilidade prática. A expressão proposta fornece uma estimativa da vazão para barragens de enrocamento com núcleo argiloso com seção semelhante à analisada e permeabilidade dos espaldares bem superior (pelo menos três ordens de grandeza) à permeabilidade do núcleo.

A Tabela 6.3 apresenta-se a validação da equação proposta utilizando os resultados das simulações apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.3 - Validação das formulações geradas por meio das análises das simulações numéricas.

	Vazão (Q) em m ³ /s/m para razões de 0,5 H até 1,0 H para H=100m					
	B = 50m	B = 60m	B = 70m	B = 80m	B = 90m	B = 100m
Valor Simulado com SEEP/W k=1,00E-12	1,3E-10	1,1E-10	9,4E-11	8,3E-11	7,4E-11	6,7E-11
Valor Calculado com a Eq (6.6)	1,3E-10	1,1E-10	9,4E-11	8,3E-11	7,4E-11	6,7E-11
Valor Calculado com a Eq (6.7)	1,2E-10	1,0E-9	8,6E-11	7,5E-11	6,7E-11	6,0E-11

Comparando os resultados das simulações com valores calculados a partir das equações sugeridas, observa-se que os resultados apresentados se mostraram muito próximos dos valores simulados, estando para ambas as formulações propostas na mesma ordem de grandeza.

6.2.2 – SIMULAÇÃO DE FLUXO DE UMA BARRAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

Foram realizadas simulações para avaliar o comportamento de três diferentes tipos de misturas asfálticas de CBUQ ensaiadas durante a fase de ensaios laboratoriais, utilizando os parâmetros apresentados na Tabela 6.1. A Figura 6.12 apresenta um exemplo da simulação de fluxo em uma barragem com o núcleo de concreto asfáltico de 1,0 m de espessura, utilizando a mistura de CBUQ com agregado micaxisto com 5,5% de teor de ligante ($k=2,3 \times 10^{-11}$ m/s).

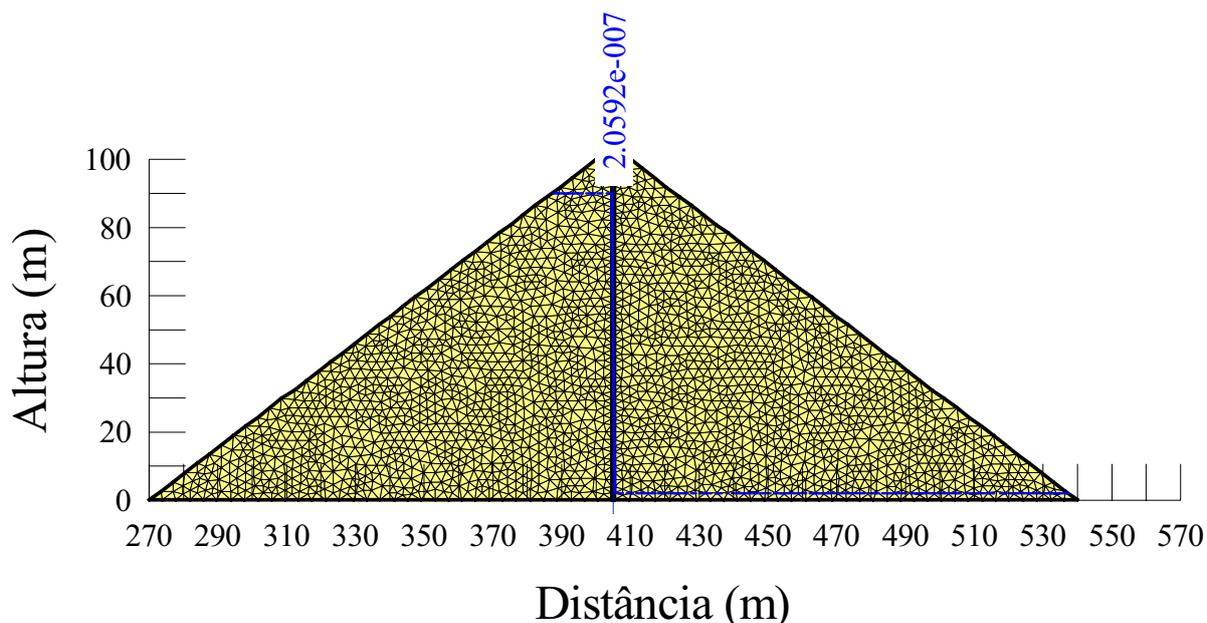


Figura 6.12 – Vazão (Q) e linha de fluxo para a barragem de concreto asfáltico.

A vazão calculada através do núcleo de concreto asfáltico foi de $2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Este valor de vazão é próximo ao obtido com simulações para uma barragem de solo com 100 metros de base (B) e coeficiente de permeabilidade de $3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

Devido à pequena espessura do núcleo, os resultados de gradiente se mostraram bastante elevados chegando a valor de 90. Apesar dos altos valores de gradiente, segundo Jacintho et al. (2007), ensaios de pinhole realizados em misturas de solo-emulsão não apresentaram deterioração para níveis de gradiente de até 25. Apesar de não terem sido encontrados valores de referência com relação aos limites para o CBUQ, não se acredita que a mistura sofrerá dano em virtude de sua alta coesão ($>350 \text{ kPa}$) e do confinamento fornecido pelo enrocamento.

A Figura 6.13 ilustra uma bucha horizontal de concreto asfáltico a uma profundidade $z=100 \text{ m}$, com altura $h=1,0 \text{ m}$ e largura na base do núcleo $B=0,5 \text{ m}$. Admitindo-se um gradiente hidráulico horizontal extremo $i=180$ ($i=H/B=90/0,5$), seria gerada uma força de percolação de $1800 \text{ kN}/\text{m}^3$ ($f_p=i \cdot \gamma_w$, γ_w é o peso específico da água). As tensões verticais efetivas (σ'_v) variam ao longo da largura da bucha, pois as pressões de água caem de montante para jusante.

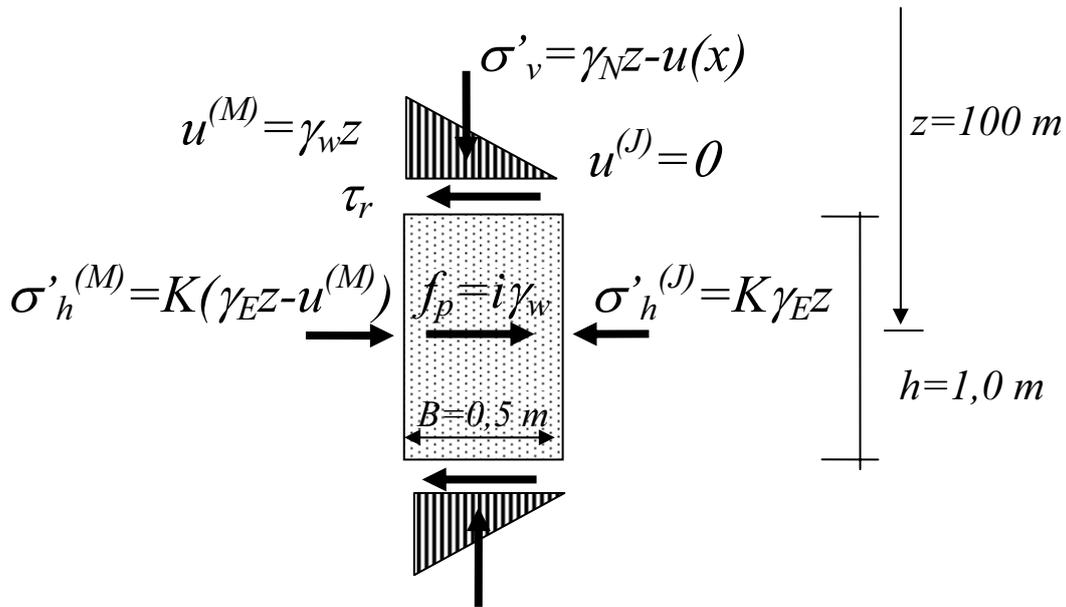


Figura 6.13 - Situação crítica na base do núcleo.

As tensões horizontais efetivas no enrocamento a montante e a jusante ($\sigma'_h{}^{(M)}$ e $\sigma'_h{}^{(J)}$) se relacionam com as tensões verticais efetivas em cada região, por meio de um coeficiente de empuxo K. Este coeficiente pode conservativamente ser tomado como o coeficiente de empuxo para o final de construção, o qual para um enrocamento elástico é dado por $K=v/(1-v)$, sendo v o coeficiente de Poisson do enrocamento (adotado como $v=0,3$ nas análises). Esta hipótese não considerada eventuais movimentos da bucha que poderiam ser gerados pelas forças de percolação, fazendo que as tensões a montante tendessem para um estado ativo e a jusante para um estado passivo. Ainda assim o fator de segurança contra fratura hidráulica seria de cerca de 2,5, como mostram os cálculos a apresentados na Equação (6.8).

$$FS = \frac{2.B.\tau_r}{h.(f_p.B + \sigma_h^{(M)} - \sigma_h^{(J)})} = \frac{2.(c + \sigma'_v \tan \phi)}{h.(f_p.B + K.\sigma_v^{(M)} - K.\sigma_v^{(J)})} \quad (6.8)$$

$$FS = \frac{2 \times 0,5 \times (397 + (100 \times 25 - 0,5 \times 10 \times 90) \tan 28^\circ)}{1 \times (1800 \times 0,5 + 0,43(18 \times 100 - 10 \times 90 - 18 \times 100))} = 2,9$$

Embora o fator de segurança nos cálculos acima ($FS=2,9$) seja aceitável, este valor seria bem menor ($FS=1,8$) para um núcleo de concreto asfáltico menos resistente como, por exemplo, de CBUQ com agregado calcário ($c=375$ e $\phi=15^\circ$). Ressalta-se que foi observado arrancamento da base dos corpos de prova, quando submetidos a altos gradientes ($i=100$) nos ensaios de permeabilidade em laboratório. Embora as condições de confinamento sejam diferentes no

laboratório e em campo, os resultados mostram que procede a recomendação prática para largura de núcleo de concreto asfáltico superiores a 0,5 m.

A Tabela 6.4 apresenta um resumo dos valores de vazão determinados a partir das análises numéricas da barragem com núcleo de CBUQ para as diversas combinações de agregado e espessura do núcleo.

Tabela 6.4 - Resumo dos resultados das simulações de núcleo de concreto asfáltico para diferentes espessuras de núcleo.

Tipo de Agregado	Espessura (m)	Vazão (m ³ /s/m)
CBUQ Calcário	0,5	1,68E-07
	1	4,09E-07
	1,5	1,87E-08
	2	4,10E-08
	4	1,96E-08
CBUQ Micaxisto	0,5	4,09E-07
	1	2,06E-07
	1,5	1,31E-07
	2	9,97E-08
	4	4,76E-08
CBUQ Granito	0,5	1,87E-07
	1	9,34E-08
	1,5	5,97E-08
	2	4,56E-08
	4	2,18E-08

De posse dos resultados da Tabela 6.4 e reescrevendo a formulação apresentada na Equação (6.6) de forma a isolar a variável B, pode se estabelecer qual seria a largura necessária da base do solo com um coeficiente de permeabilidade estipulado para obter a mesma vazão de uma barragem de 100 m de altura com núcleo de concreto asfáltico.

A Tabela 6.5 apresenta os resultados referentes às larguras (B) necessárias para um solo com coeficiente de permeabilidade de $3,0 \times 10^{-9}$ m/s e uma barragem de 100 m para obter as mesmas vazões das misturas de micaxisto, calcário e granito para as dimensões mais convencionas de núcleo um núcleo de concreto asfáltico (0,5 e 1,0 m).

Nota-se que as vazões encontradas mesmo para espessuras de núcleo de CBUQ de 0,5 m são equivalentes a pelo menos uma barragem com uma base de solo de 0,5H como mostra o resultado da mistura com agregado micaxisto.

Tabela 6.5 – Relação Base do Solo e Base CBUQ para mesma vazão.

Tipo de Agregado	Base de CBUQ (m)	Base de Solo (m)
Micaxisto	0,50	48
	1	99
Granito	0,5	108
	1	224
Calcário	0,5	121
	1	251

6.2.3 - SIMULAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE UMA BARAGEM COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

Com base nas análises numéricas de fluxo, foi possível determinar espessuras equivalentes do núcleo de concreto asfáltico e largura (B) de base do núcleo de solo que gerariam mesmo nível de vazão (Tabela 6.5). Desta forma, decidiu-se fazer uma análise de estabilidade de taludes da barragem hipotética de enrocamento (H = 100 m) com núcleo de concreto asfáltico e com núcleo de solo utilizando como espessura de CBUQ e largura (B) de base do núcleo de solo, valores que levassem a uma mesma vazão.

As comparações foram feitas para o material de CBUQ com agregado micaxisto com espessuras de 0,5 e 1,0m versus barragens com os núcleos de solo com base de 50 e 100 m, respectivamente.

As análises foram realizadas utilizando o programa Slope-W que utiliza o método do equilíbrio limite para o cálculo da estabilidade de taludes. Os parâmetros utilizados nas análises são apresentados na Tabela 6.6 e foram obtidos durante a fase de ensaios laboratoriais e na literatura.

Tabela 6.6 – Parâmetros de resistência para as análises de estabilidade de taludes.

Material	γ (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Fonte
Enrocamento	18	10	45	Frutuoso (2007)
Solo para Núcleo	21.4	13	35	Jacintho et. al (2007)
CBUQ Micaxisto (5,5% de ligante)	24	397	28	Ensaio do presente trabalho

Considerou-se a barragem assente sobre fundação impenetrável e foram simulados casos para a situação de final de construção e fase de operação. Na simulação da fase de operação as poropressões geradas devido a percolação de água geradas na simulação de fluxo foram importadas para o programa de estabilidade de taludes e consideradas na análise.

A Figura 6.14 e a Figura 6.15 apresentam, os resultados das análises de estabilidade de taludes para a barragem com núcleo de solo e largura de base de 100m para as fases de Final de Construção (FC) e Fase de Operação (FO), respectivamente.

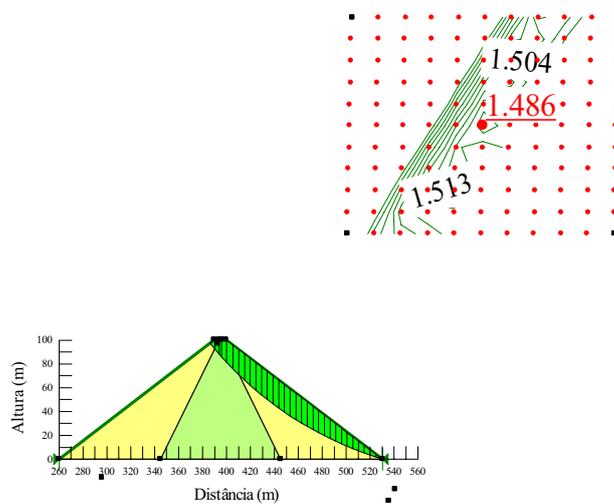


Figura 6.14 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de solo (B =100m) para final de construção.

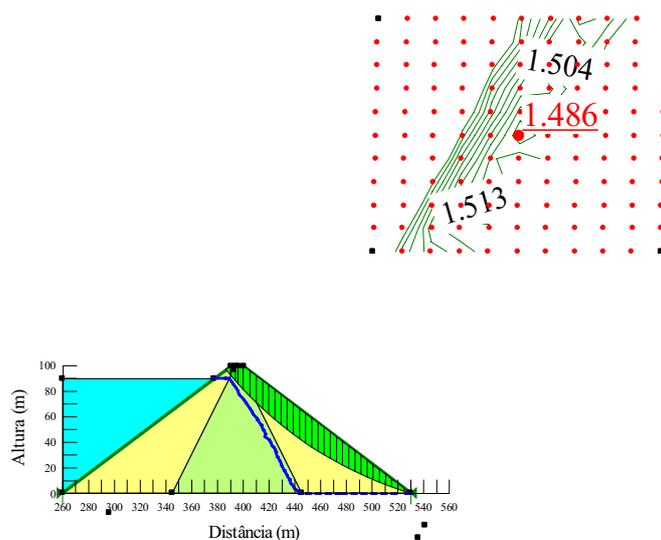


Figura 6.15 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de solo (B =100m) para fase de operação.

A superfície de ruptura e o fator de segurança foram os mesmos para os casos de final de construção e da fase de operação. Nota-se que superfície corta o pé do talude passando em uma pequena porção superior do núcleo.

Uma vez que a ruptura se deu ao longo do espaldar de enrocamento, o fator de segurança foi o mesmo (FS=1.486) para ambos os casos pois não são geradas poropressões nesta região e a superfície cortou o núcleo acima da linha freática na fase de operação.

A análise da situação da barragem com núcleo de solo com largura de base de 50 m também apresentou uma superfície de ruptura e fator de segurança igual aos obtidos para B =100 m uma vez que com a diminuição da largura do núcleo a superfície de ruptura continua passando pelo enrocamento de jusante.

A Figura 6.16 apresenta a superfície de escorregamento crítica e fator de segurança para a barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico para a fase de final de construção. Como esperado, devido à análise dos casos previamente apresentados, o fator de segurança não foi afetado e manteve-se praticamente constante (FS = 1.487) em relação às simulações com a barragem com núcleo de solo.

Desta forma, as demais simulações foram realizadas para a simples conferência do comportamento apresentado e confirmaram o mesmo fator de segurança e forma da superfície crítica de ruptura.

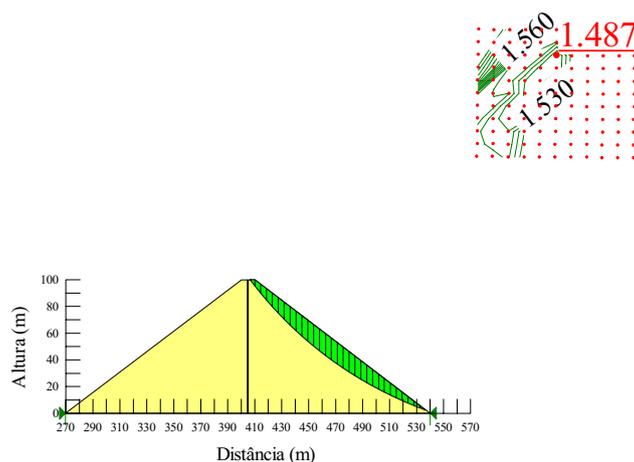


Figura 6.16 - Superfície crítica de ruptura e fator de segurança para a barragem com núcleo de CBUQ (e =1,00m) para fase de final de construção.

Finalmente, quanto ao valor de FS encontrado, nota-se que o mesmo está próximo ao valor recomendado (FS=1,5) para a fase de operação de barragens.

6.2.4 - ANÁLISE DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO EM BARRAGENS COM FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO.

As análises numéricas realizadas para simular o comportamento tensão-deformação em uma face de concreto asfáltico foram realizadas utilizando o programa de elementos finitos PLAXIS 2D.

A seção típica utilizada foi a mesma barragem hipotética de enrocamento ($H=100\text{m}$ e taludes de $1,0V:1,3H$) utilizada nas análises de fluxo e estabilidade sendo a face de concreto asfáltico simulada como uma viga com 45 cm de espessura (espessura típica de uma face tipo sanduíche). A barragem é assente em uma fundação competente com 20 m de profundidade.

A análise é realizada em quatro estágios. No primeiro estágio são geradas as tensões iniciais na fundação a partir de seu peso próprio ($\gamma=20\text{ kN/m}^3$) e de um coeficiente de empuxo no repouso ($K_0=0,5$). As demais regiões (corpo da barragem) e face são desativadas no primeiro estágio. O material da fundação foi assumido como elástico linear com módulo de elasticidade $E=30\text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu=0,4$.

Na segunda etapa procede-se a simulação da barragem propriamente dita. Toda a região do corpo da barragem é ativada (exceto a face) e as forças de massa devidas ao peso próprio ($\gamma=18\text{ kN/m}^3$) são aplicadas. O material do enrocamento foi simulado considerando um modelo do tipo Mohr-Coulomb sendo os parâmetros de resistência ($c=10\text{ kPa}$ e $\phi=45^\circ$) os mesmo adotados por Frutuoso (2007). Adotou-se uma lei de fluxo associada com o ângulo de dilatação (ψ) igual ao ângulo de atrito (ϕ). Variou-se o módulo elástico do enrocamento (100 MPa e 300 MPa) de forma a realizar uma análise paramétrica do comportamento da face de concreto asfáltico apoiada sobre o enrocamento para diferentes relações de rigidez dos materiais.

As cargas de construção são aplicadas incrementalmente até que seja atingida a convergência, uma vez que foi adotado um modelo não linear. Entretanto, o corpo da barragem não foi dividido em camadas, uma vez que a função deste estágio é apenas gerar as tensões iniciais para o estágio seguinte e a maior parte do corpo da barragem se encontrar no regime elástico.

No terceiro estágio foram ativados os elementos da face e aplicado o peso próprio da viga. A face de concreto asfáltico foi considerada como uma viga elástica e teve o módulo de elasticidade variado dentro da faixa de valores encontrados nos ensaios triaxiais e de módulo

de resiliência (50 a 3500 MPa). De forma a complementar a análise paramétrica proposta, foram, ainda, feitas análises para módulos com valores ainda maiores chegando à ordem de valores encontrados para faces de concreto de cimento Portland (30 GPa).

De fato, os parâmetros de entrada de um elemento de viga são a rigidez à tração/compressão (E.A), a rigidez à flexão (E.I) e o coeficiente de Poisson. Para uma viga de espessura real (t), a área é dada por $A=1.t$ e o momento de inércia por $I=1.t^3/12$, considerando uma largura de um metro perpendicular à seção transversal da barragem. Como um elemento de viga não tem a espessura discretizada, o programa calcula um espessura virtual de acordo com a seguinte expressão:

$$t = \sqrt{\frac{12E.I}{E.A}} \quad (6.9)$$

O coeficiente de Poisson do elemento de viga foi adotado $\nu=0,3$. Deve-se entrar com o peso do elemento de viga (w) por metro linear. Este é calculado multiplicando o peso específico do CBUQ ($\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) pela área da seção normal ($A=1.t$), donde se obtém $w=11,25 \text{ kN/m}$ para a espessura $t=0,45 \text{ m}$.

O contato entre a viga (face de concreto asfáltico) e o enrocamento foi simulado utilizando elementos de junta. Estes elementos permitem simular o deslocamento relativo dos nós e um possível escorregamento da face sobre o enrocamento.

O coeficiente de atrito do elemento de interface é tomado como uma fração do coeficiente de atrito do elemento sólido que representa o enrocamento sobre o qual a laje é apoiada. O valor usualmente adotado é dois terços da tangente do ângulo de atrito do enrocamento. Foram realizados testes com valor de $r=1.0$ e $r=0.5$ de forma a avaliar o efeito do escorregamento da laje nas tensões de tração e compressão geradas na face de concreto asfáltico.

Finalmente, no quarto estágio é simulado o enchimento da barragem. A simulação é realizada aplicando como condição de contorno uma carga distribuída triangular ao longo da face molhada do talude de montante e uma carga distribuída uniforme ao longo do topo da fundação.

Todas as etapas foram simuladas em condições drenadas. As tensões e deformações são acumuladas de um estágio para outro. O usuário pode escolher entre acumular ou não os deslocamentos entre os estágios. De modo a facilitar a visualização do efeito de cada estágio

separadamente nas configurações deformadas do sistema, decidiu-se por não acumular os deslocamentos entre os estágios sucessivos.

6.2.4.1 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Foram consideradas três fases de carregamento nas análises realizadas: construção da barragem, execução da face e finalmente aplicação do carregamento hidrostático.

De forma a ilustrar a primeira fase de carregamento (construção da barragem) são apresentadas na Figura 6.17 as tensões verticais no enrocamento considerando o módulo da face (E_f) de 100 MPa, o módulo do enrocamento (E_e) de 100 MPa e o fator de interface (r) igual a 1,0. É importante ressaltar que a convenção de sinais adotada pelo programa é de positivo para tração e negativo para compressão.

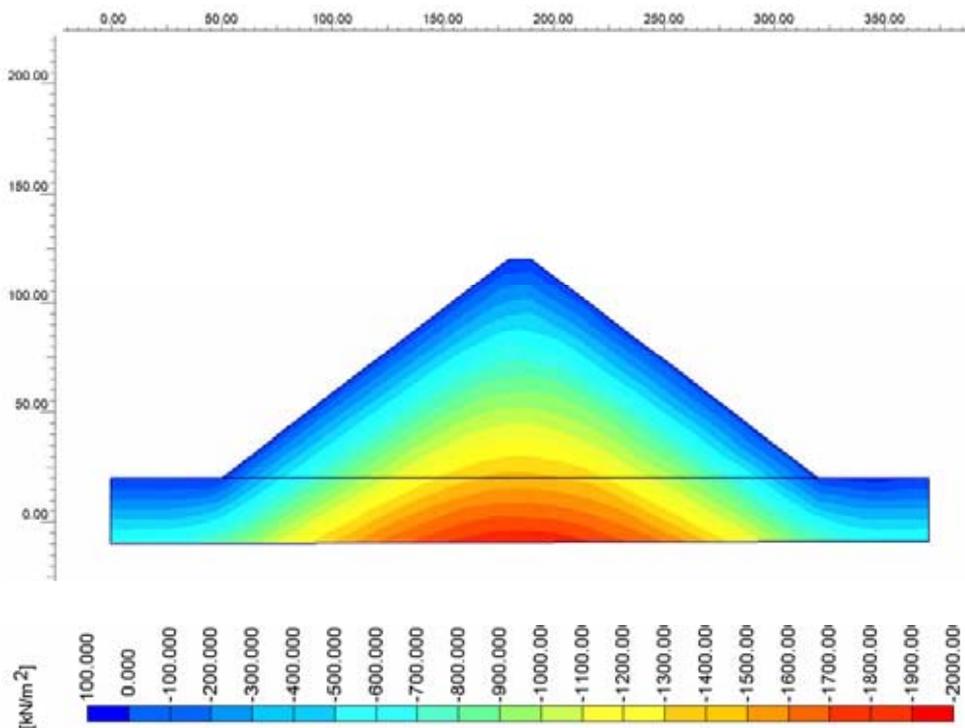


Figura 6.17 - Tensões verticais para a fase de construção ($E_f=100$ MPa, $E_e=100$ MPa, $r=1.0$).

Observa-se uma distribuição simétrica das tensões verticais crescendo proporcionalmente com a profundidade. Como esperado, os valores máximos no eixo da barragem acumula maiores tensões sendo o valor máximo proporcional ao peso específico do enrocamento ($\gamma=18$ kN/m³) vezes a profundidade ($H=100$ m).

A Figura 6.18 apresenta a malha deformada relativa aos deslocamentos totais na fase de construção da face de concreto asfáltico. Observa-se que são gerados pequenos deslocamentos próximos a região onde se encontra a face da barragem. Estes deslocamentos são gerados devido ao peso próprio da face e se acumulam principalmente na parte superior do barramento. O maior valor registrado neste caso particular foi de 3,8 cm sendo um valor relativamente pequeno.

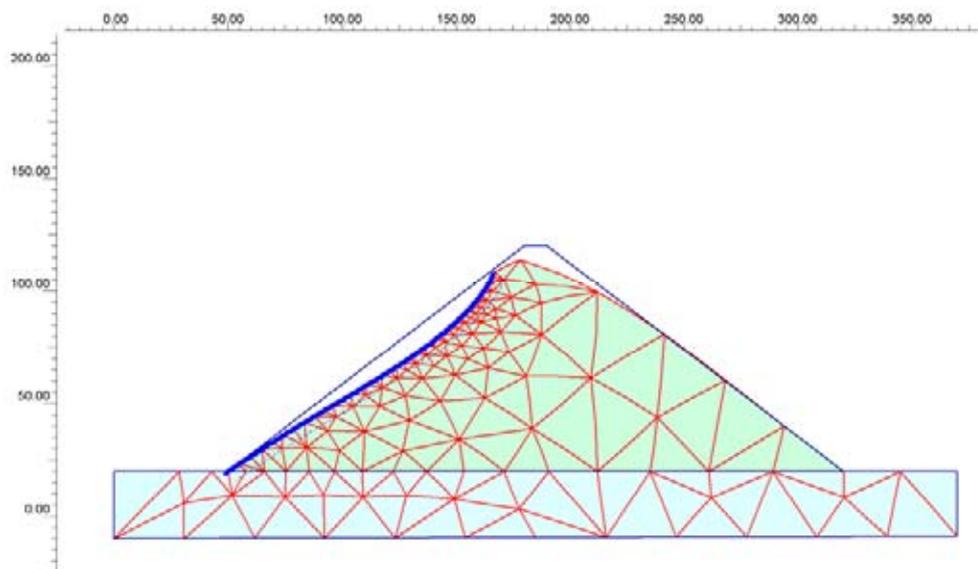


Figura 6.18 - Deslocamentos totais na fase de construção da face ($E_f=100$ MPa, $E_c=100$ MPa, $r=1,0$).

A Figura 6.19 apresenta a malha deformada para o terceiro estágio de carregamento (aplicação da carga hidrostática) e um gráfico ilustrativo relativo à distribuição das forças axiais ao longo da face de concreto. Observa-se que existem zonas sujeitas a forças normais de tração e compressão ao longo da face da barragem.

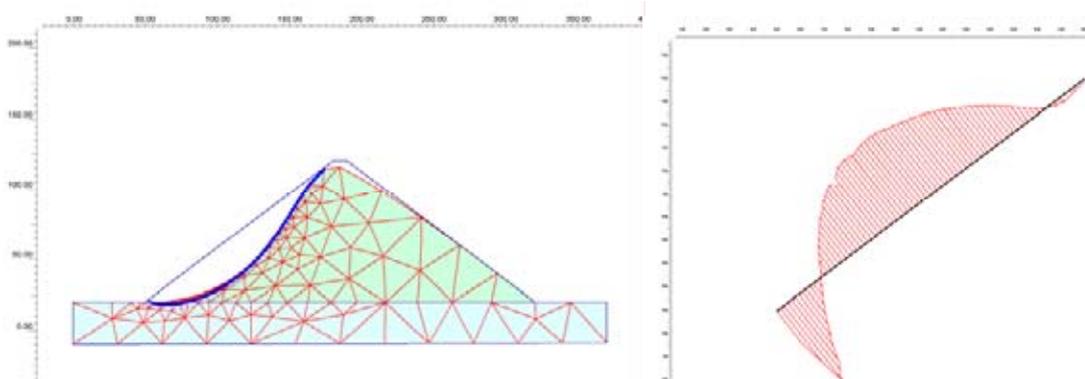


Figura 6.19 - Deformada da fase de carregamento hidrostático e força normal à face de concreto asfáltico.

As forças normais (N) a face e os valores de momento (M) podem ser utilizadas para calcular as tensões na fibra superior (σ_1) e inferior (σ_2) da face de concreto de acordo com a expressão apresentada na Equação 6.9.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{t} \pm \frac{6M}{t^2} \quad (6.10)$$

Onde t é a espessura da laje (0.45 m).

Os valores de esforços normais e de momentos gerados pelo programa PLAXIS foram exportados para uma planilha eletrônica (Excel) e os valores de tensão normal ao longo da face foram calculados de acordo com expressão previamente apresentada (Equação 6.9).

A Figura 6.20 apresenta os valores de σ_1 e σ_2 ao longo da face de concreto para o exemplo de aplicação que vem sendo apresentado ($E_f=100$ MPa, $E_c=100$ MPa, $r=1,0$). A face do barramento tem um comprimento aproximado de 164m sendo indicada no gráfico variando de zero (no pé do talude de montante) até seu comprimento máximo na crista da barragem.

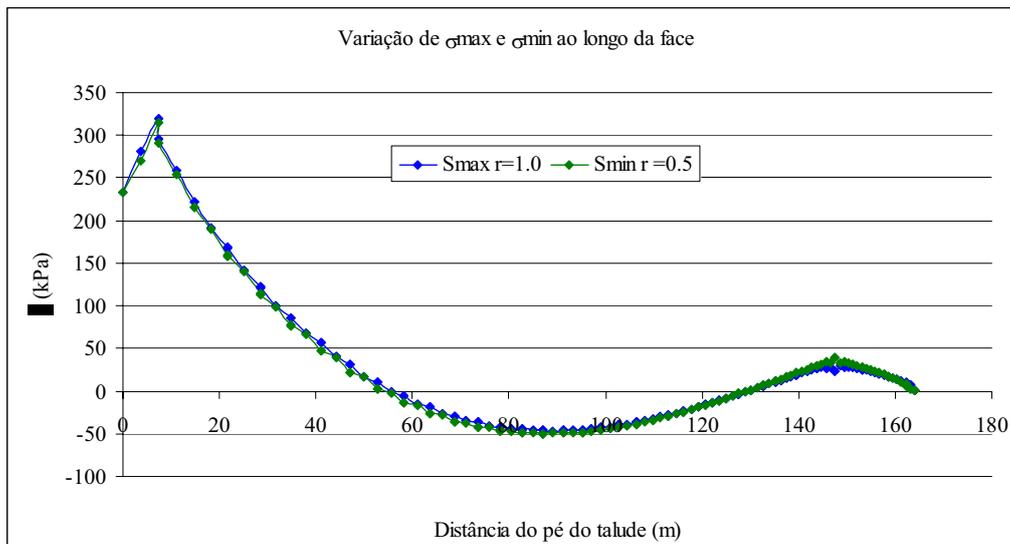


Figura 6.20 - Variação das tensões de tração e compressão na face de concreto asfáltico ($E_f=100$ MPa, $E_c=100$ MPa, $r=1,0$).

Como pode ser observado na Figura 6.20 as tensões de tração e compressão se comportaram de forma similar para a fibra superior e inferior da face, ou seja, a face superior e inferior ora estavam sendo comprimidas ora tracionadas. Isto mostra uma uniformidade em termos de tensão normal ao longo de uma mesma seção devido aos baixos valores de momento fletor gerados na laje em função de sua baixa rigidez à flexão.

Observa-se, ainda, que até o terço médio do seu comprimento (aproximadamente 55,0 m) a face de concreto se encontra sob tração. Após o terço médio, a face passa a sofrer compressão até próximo da crista da barragem onde passa novamente a sofrer uma pequena tração. Para este caso em particular, observam-se valores de tensão de tração da ordem de 300 kPa na zona próxima ao pé do talude de montante, sendo compatíveis com os valores de resistência a tração apresentados pelas misturas de CBUQ estudadas no presente trabalho (da ordem de 1,0 MPa para as misturas densas). Outras combinações de módulos da face e do enrocamento foram simuladas durante a análise, sendo os resultados comentados no Item 6.2.3.2.

Um dos questionamentos que surgiu durante a fase de análises numéricas foi relativo à influência na força normal gerada pelo peso próprio da face de concreto asfáltico na distribuição e valores das zonas de tração ou compressão. Para verificar esta situação, decidiu-se avaliar as tensões de tração máximas geradas na viga antes da aplicação do carregamento hidrostático, ou seja, durante a segunda fase de carregamento.

A Figura 6.21 apresenta as tensões geradas na face devido ao seu peso próprio. Verifica-se que as tensões geradas são de compressão e de baixa intensidade (valor máximo de 10 kPa) sendo maiores no pé do talude como era esperado.

Portanto, o peso próprio da laje diminui levemente as tensões de tração geradas próximas ao pé do talude, mas não constitui um fator determinante.

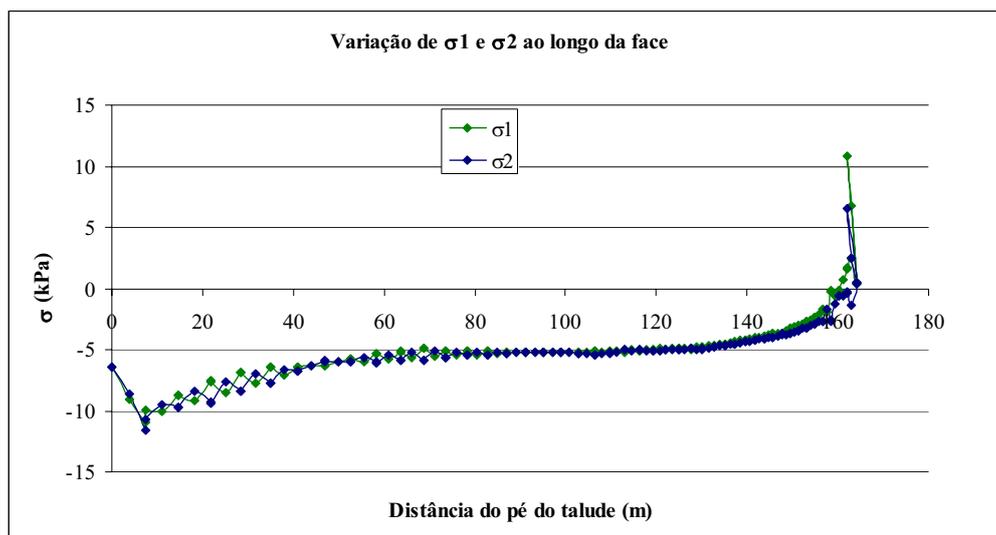


Figura 6.21 - Influência do peso próprio da face na tensão gerada.

Outro questionamento levantado foi sobre a influência do valor do fator “r” nas análises realizadas. Foram realizadas análises comparativas utilizando valores de $r=0,5$ e $r=1,0$ para diferentes combinações de módulos da face e do enrocamento de forma a dirimir esta dúvida.

A mostra os resultados das tensões máximas ao longo da laje para o caso em discussão ($E_f=100$ MPa, $E_e=100$ MPa, $r=1,0$ e $r=0,5$).

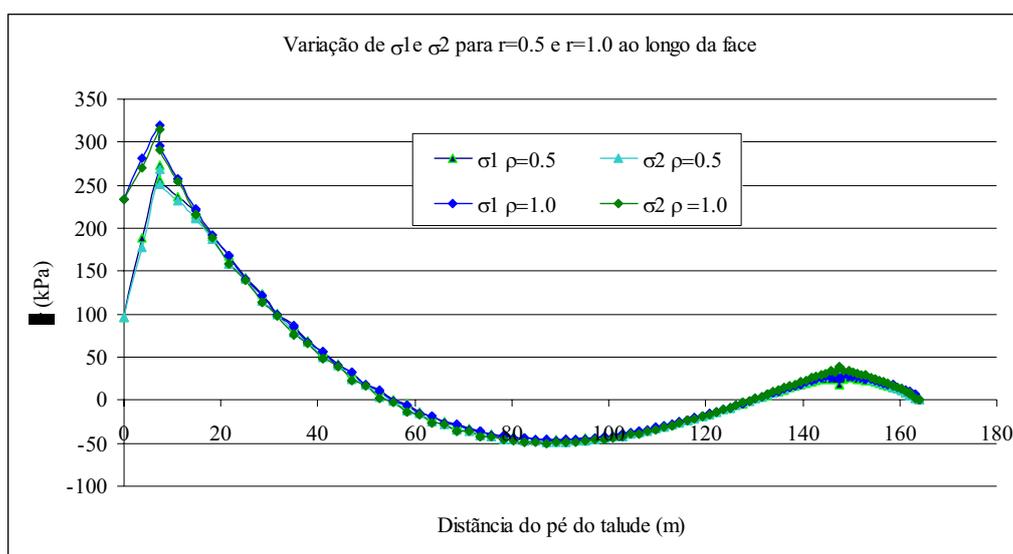


Figura 6.22 - Influência do valor do fator “r” nas tensões geradas na face.

Assim como apresentado na Figura 6.22, outras simulações geradas para diferentes combinações de módulo da face e do enrocamento mostraram que a diminuição do fator “r” diminui as tensões de tração na zona da face de concreto próxima ao pé do talude. Com a redução do fator “r” tem-se um aumento dos deslocamentos relativos o que faz com que a laje transfira menos carga para o enrocamento de suporte, gerando desta forma maiores tensões de compressão no pé do talude e conseqüente redução nas tensões máximas de tração nesta região.

A partir destas análises, decidiu-se adotar o valor de 1,0 para o fator “r” em todas as análises seguintes uma vez que esta se apresenta uma situação mais conservadora em termos de tensão de tração na laje.

6.2.4.2 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

De forma a verificar a influência da rigidez relativa (E_f/E_e) nos valores máximo de tensão de tração gerados na face de concreto asfáltico foi realizada uma análise paramétrica utilizando diversas combinações de módulos da face e do enrocamento.

A Tabela 6.1 apresenta um resumo dos resultados da análise paramétrica realizada. Observa-se que para mesmos valores de rigidez relativa têm-se valores bem próximos de valores de tensão de tração máximos. Por exemplo, os pares $E_f/E_e = 50/100 = 150/300$ resultam num valor de $\sigma_1=162$ kPa, e os pares $E_f/E_e = 100/100 = 300/300$ em $\sigma_1=320$ kPa. Isto reforça o conceito de que a rigidez do material não é o mais relevante, mas a compatibilidade de rigidez entre os materiais que estão trabalhando juntos.

Tabela 6.7 – Resumo da análise paramétrica da rigidez relativa e tensão máxima de tração.

Módulo da Face (E_f em MPa)	Módulo do Enrocamento (E_e em MPa)	Rigidez Relativa (E_f/E_e)	Tensão de tração máxima (S_{max} em kPa)	RT/ S_{max} CBUQ micaxisto (RT = 1116 kPa)	RT/ S_{max} CPA Micaxisto (RT = 450 kPa)
50	300	0,2	70	16,6	6,4
100	300	0,3	120	9,7	3,8
50	100	0,5	161	7,2	2,8
150	300	0,5	162	7,2	2,8
100	100	1,0	319	3,6	1,4
300	300	1,0	321	3,6	1,4
150	100	1,5	462	2,5	1,0
300	100	3,0	816	1,4	0,6
1.800	300	6,0	1.330	0,9	0,3
3.000	300	10,0	1.803	0,6	0,2
4.500	300	15,0	2.231	0,5	0,2
6.000	300	20,0	2.561	0,5	0,2
7.500	300	25,0	2.865	0,4	0,2
3.000	100	30,0	3.124	0,4	0,1
30.000	300	100,0	4.427	0,3	0,1

Utilizando como referencia valores de resistência a tração (RT) de algumas misturas ensaiadas durante a presente pesquisa, foi possível comparar o valor de RT das mesmas com os valores de tensão máximos gerados a partir da rigidez relativa. Desta forma, problemas relativos à ruptura por tração em misturas de CBUQ denso como a mistura com o agregado micaxisto apresentada podem ser gerados para valores de rigidez relativa da ordem de 6,0. Da

mesma forma, deve-se ficar alerta para valores de rigidez relativa próximos de 1,5 no caso da aplicação das misturas de CPA que têm resistência à tração inferior as misturas de CBUQ denso.

Para valores de rigidez relativa de 100, no caso de usar uma rigidez da face relativa a uma laje de concreto de cimento Portland ($E_f=30$ GPa) sobre uma base de enrocamento com $E_e=300$ MPa, por exemplo, as tensões de tração máximas são da ordem de 4,4 GPa, ou seja, compatíveis com a resistência a tração deste tipo de laje. Como ocorre tração tanto na fibra superior quanto na fibra inferior, procede à diretriz de projeto de usar armadura dupla no terço inferior das faces de concreto de cimento Portland.

Com base nos valores apresentados na Tabela 6.7 foi elaborada a Figura 6.23 que apresenta a correlação obtida entre a rigidez relativa e a tensão máxima de tração. Esta correlação é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = 299 \left(\frac{E_f}{E_e} \right)^{0,6973} \quad (6.11)$$

Observa-se que o valor máximo de tensão de tração gerada na face da barragem aumenta com o aumento da diferença de módulos do enrocamento e da face, e que esta relação tende para um valor assintótico para altos valores de rigidez relativa.

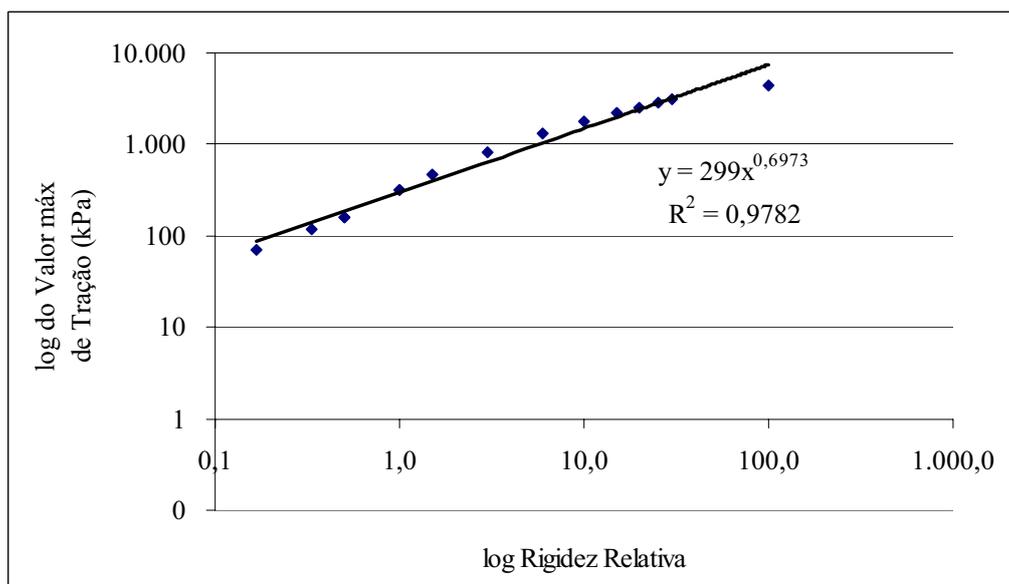


Figura 6.23 - Relação entre a rigidez relativa e a tensão de tração máxima gerada na face de concreto asfáltico.

Nas análises previamente apresentadas, o uso do modelo de Mohr-Coulomb para simular o enrocamento, durante a fase de construção da barragem, atribui um valor constante para módulo de elasticidade para o material. Desta forma, a face de concreto asfáltico é simulada como uma viga sobre apoio elástico com valor de rigidez dos apoios (molas) constante ao longo de todo o talude. Sabe-se, entretanto, que o valor do módulo de elasticidade do enrocamento é dependente da tensão confinante e, portanto, varia ao longo do corpo da barragem com o aumento da profundidade.

Este tipo de comportamento pode ser simulado no programa PLAXIS 2D utilizando um modelo constitutivo mais avançado como, por exemplo, o modelo “Hardening Soil”. De maneira simplista pode-se entender este modelo como uma fusão do modelo de Mohr-Coulomb com endurecimento e do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970). Além dos parâmetros de resistência convencionais (c , ϕ e ψ), deve-se acrescentar o parâmetro de R_f do modelo hiperbólico, que representa a relação entre a tensão desvio na ruptura prevista pelo critério de Mohr-Coulomb e o valor da tensão desvio assintótico previsto pelo modelo hiperbólico quando as deformações tendem ao infinito. Este parâmetro varia entre 0,7 e 1,0, tendo-se adotado o valor default $R_f=0,9$.

Em contraste com o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo Hardening Soil considera a dependência do módulo de elasticidade secante a 50% da ruptura em relação à tensão confinante, de acordo com a seguinte expressão:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi - p^{ref}} \right)^m \quad (6.12)$$

onde o parâmetro E_{50}^{ref} representa o módulo secante para uma tensão de referência p^{ref} (geralmente adotada como igual a -100 kPa, ressaltando-se que o valor negativo implica em compressão), e o expoente “ m ” é um parâmetro que controla a não linearidade da expressão (valores típicos de m entre 0,5 e 1,0).

O outro parâmetro elástico é o módulo oedométrico (E_{oed}), o qual se relaciona com o módulo de elasticidade (E) por meio do coeficiente de Poisson (ν). Para trajetórias de descarregamento deve-se ainda fornecer os valores do módulo de elasticidade E_{ur} ($\approx 3E_{50}$) e ν_{ur} (adotado como 0,2 por default).

Alternativamente aos parâmetros E_{50}^{ref} , E_{oed} e m , pode-se entrar com os valores do coeficiente de compressibilidade (C_c), o coeficiente de expansão (C_e) e o índice de vazios inicial (e_0) do material. Os parâmetros do enrocamento adotados para a simulação utilizando o modelo “Hardening Soil” foram os mesmos adotados por Frutuoso (2007), quais sejam $C_c=0,0322$, $C_e=0,0059$. Adotando um valor de índice de vazios inicial $e_0=0,7$, os demais parâmetros resultam em $E_{50}^{ref}=15180$ kPa, $E_{oed}=12140$ kPa e $m=0,5$.

A Figura 6.24 mostra a distribuição de tensões normais ao longo para face para o modelo Hardening Soil. Nesta análise adotou-se uma face elástica com módulo $E_f=100$ MPa. Percebe-se neste caso que as tensões máximas de tração e de compressão foram da mesma ordem de grandeza (em torno de 500 kPa). Nota-se também uma diminuição da zona tracionada, até aproximadamente 25 m a partir do pé do talude, quando comparada com aquelas obtidas para um suporte com rigidez constante.

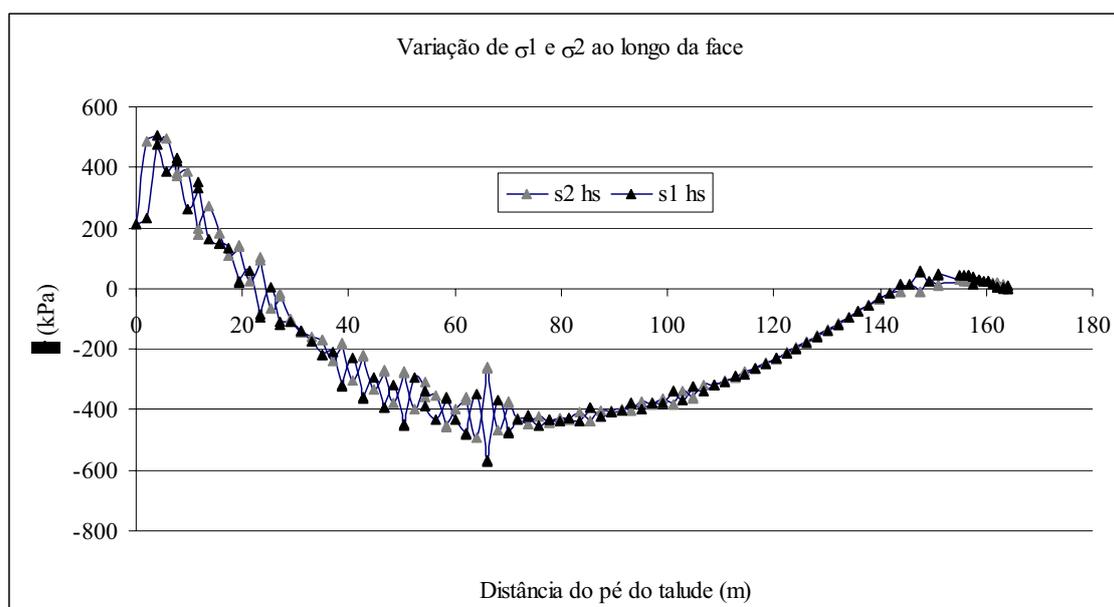


Figura 6.24 - Distribuição de tensões normais ao longo para face para o modelo Hardening Soil.

A mostra a variação do módulo de elasticidade com ao longo da distância medida a partir do pé da face. O módulo foi calculado de acordo com a Equação (6.12), tomando os valores de tensão de confinamento iguais à sobre de água. O módulo varia de cerca de 5 MPa no topo até aproximadamente 45 MPa no pé do talude.

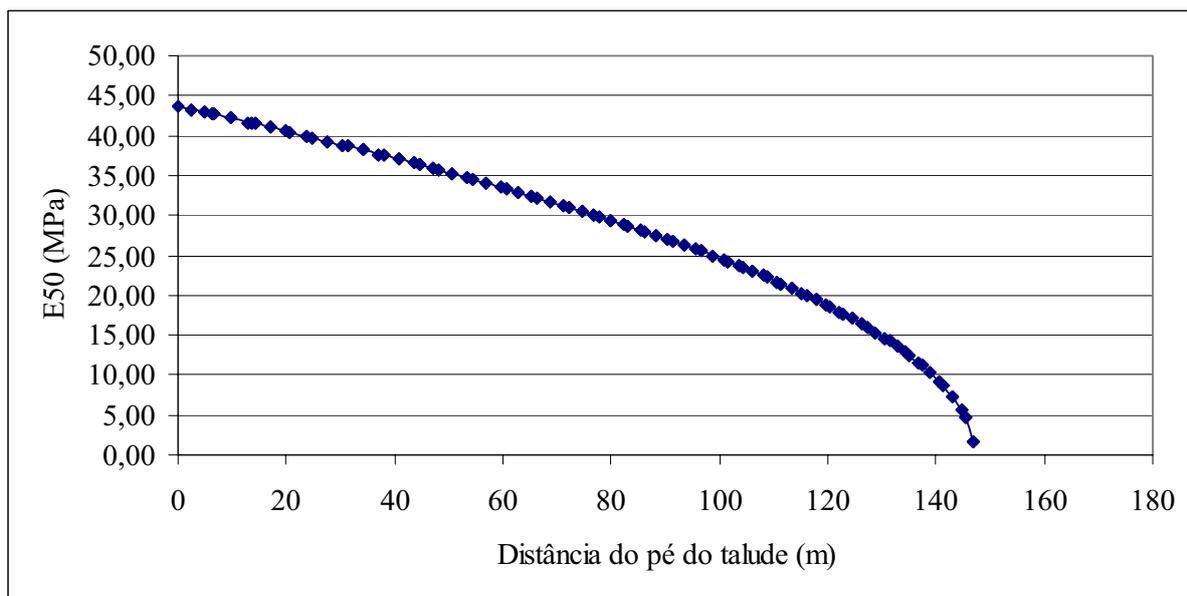


Figura 6.25 – Variação do E_{50} ao longo do comprimento da face.

Esta análise mostra que a não linearidade influencia não apenas o valor de tensão normal máxima, mas também a sua distribuição, reduzindo a zona tracionada (e, portanto, aumentando a zona comprimida) e tornando os valores máximos de tração e compressão numericamente mais próximos. Portanto, não parece factível encontrar um módulo constante para o modelo Mohr-Coulomb (MC) que produza os mesmos valores máximos e a mesma distribuição obtida com o modelo Hardening Soil (HS). Por exemplo, para obter uma tensão de tração máxima de 500 MPa (valor calculado com módulo e variável e modelo HS), seria necessária uma rigidez relativa $E_f/E_e \approx 2,0$ de acordo com a Equação (6.11), o que representa um enrocamento com módulo constante de 50 MPa com o modelo MC. Este valor é próximo ao calculado pelo modelo HS na zona de tração no pé do talude. Entretanto, os valores de compressão (bem como a extensão desta zona) seriam bem menores no modelo MC do que a apresentada na Figura 6.24 com o modelo HS.

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES

7.1 – APRESENTAÇÃO

O presente trabalho aborda um tema ainda pouco explorado no meio técnico nacional, sendo uma continuidade da pesquisa iniciada em 2002 sobre a aplicação de misturas betuminosas em barragens de enrocamento com núcleo central, oriunda de um projeto de Furnas S.A em parceria com a Universidade de Brasília.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões relativas às análises dos resultados dos ensaios laboratoriais e das análises numéricas realizadas.

Por fim, é exposta uma visão geral do autor sobre os aspectos gerais relativos ao tema estudado e feitas sugestões para trabalhos futuros.

7.2 – PRINCIPAIS CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS

Quanto aos aspectos relacionados à caracterização dos agregados e dosagem das diferentes misturas estudadas no presente trabalho foi possível observar que:

- Apesar de o agregado calcário ter sido o único agregado dentre os três estudados que apresentou resultado satisfatório no ensaio de adesividade, as misturas confeccionadas com esta brita apresentaram, em geral, pior desempenho nos ensaios mecânicos realizados quando comparado com as misturas que utilizaram o agregado granito e o agregado micaxisto. Acredita-se que a forma lamelar e a superfície polida do calcário tenham contribuído de forma relevante para este fato.

- A modificação do ligante asfáltico CAP 50/70 pela adição de borracha moída de pneu se mostrou eficiente no que diz respeito ao ganho nas recuperações elásticas e o aumento do ponto de amolecimento do mesmo. Entretanto, a adição da borracha na quantidade de 20% em peso do ligante, para a granulometria de borracha utilizada, tornou o mesmo pouco dúctil e de difícil trabalhabilidade. Este fato sugere que estudos mais elaborados devem ser realizados de forma a conseguir manter os ganhos costumeiramente conseguidos, sem as perdas apresentadas, o que talvez possa ser atingido com menores proporções de borracha ou outros tipos de polímeros.

- Na fase de dosagem das misturas, assim como comprovado por Falcão (2003), a utilização da curva de Fuller se mostrou eficiente no que tange à obtenção de misturas com volume de vazios inferior a 3%. Independente o tipo de agregado utilizado, foi possível confeccionar amostras dentro dos valores de volume de vazios recomendados utilizando teores de ligante não muito distante da realidade encontrada na área de pavimentação rodoviária (5,0 a 6,0% de asfalto).
- Os ensaios de estabilidade Marshall tiveram resultados acima dos valores mínimos recomendados para utilização em aplicações rodoviárias independente do tipo de agregado usado na mistura para a faixa de teores de ligante em estudo. Os valores de fluência Marshall apresentaram resultados bem superiores ao máximo exigido pelas restrições de utilização rodoviária tendo este aspecto se refletido nos resultados dos ensaios triaxiais, gerando maiores deformações na ruptura, principalmente para o agregado calcário.
- Os ensaios de desgaste cântabro seco e úmido para as misturas de CBUQ denso apresentaram uma diminuição do valor de desgaste como o aumento do teor de ligante para os três agregados utilizados. Observou-se, ainda que o sistema de pré-condicionamento imposto aos corpos-de-prova de CBUQ não se mostrou muito eficiente. Apesar de a imersão ter sido realizada por 24 horas ininterruptas, não foi possível garantir a saturação dos corpos-de-prova. Assim, sugere-se aplicar contrapressão nos corpos-de-prova utilizando uma bomba de vácuo de forma a tentar garantir a saturação dos mesmos.
- Nos ensaios de desgaste cântabro e resistência à tração nas amostras de CPA que utilizaram CAP modificado por borracha, para as condições seca e úmida, fica evidenciado que a imersão em água dos corpos-de-prova nas condições adotadas resultou numa elevada degradação da mistura verificada pela redução do valor da RT e maior desgaste das misturas. A influência do tipo de agregado no desempenho das misturas analisadas fica evidenciada pela superioridade das misturas confeccionadas com agregado granítico, tanto quanto aos valores absolutos de resistência quanto à menor susceptibilidade ao desgaste.
- Acredita-se que o alto tempo de imersão (24 horas) em banho Maria a 60 °C favorece o escorrimento do ligante comprometendo o desempenho da mistura após o condicionamento uma vez que o ponto de amolecimento do ligante modificado (59,0 °C) é atingido. Nesta linha de raciocínio, a perda de resistência devido à saturação poderia ser bem maior caso fosse utilizado o ligante convencional sem modificação (CAP 50/70), o qual tem ponto de amolecimento de 49,5 °C, bem inferior ao do asfalto modificado.

Quanto aos aspectos relacionados aos resultados dos ensaios de avaliação de desempenho mecânico das misturas para os ensaios triaxiais, pode-se concluir que:

- No caso do mistura de CBUQ com agregado calcário, os resultados mostram pequena influência da variação da tensão confinante na rigidez inicial quando se compara os três teores ensaiados individualmente (exceto para a mistura com o granito com 5,5% de ligante e $\sigma_3=981$ kPa). Foi observada, ainda, uma diminuição de rigidez das misturas com maiores teores de ligante.

- Para corpos-de-prova com mesmo teor de ligante, pode se observar que o aumento da tensão confinante gera um ganho de resistência. Ao contrário do que acontece com a resistência, a influência do teor de ligante na rigidez das misturas parece ser mais acentuada para níveis de tensões confinantes mais elevados.

- Observou-se, ainda, que as misturas não se mostraram sensíveis ao aumento da tensão confinante no que diz respeito a um possível comportamento mais ou menos dúctil após a ruptura das misturas para os níveis de tensão analisados.

- No caso da mistura de CBUQ com agregado calcário, foi observado que a rigidez da mistura foi pouco influenciada pelo aumento da tensão confinante imposta durante os experimentos e os níveis de deformação foram bem superiores aos apresentados pela mistura que utilizou o agregado granítico. Nota-se, ainda, que não é possível verificar tendência definida no comportamento pós-ruptura das misturas com agregado calcário, assim como verificado para as misturas com granito.

- Quanto aos parâmetros de resistência, tanto as misturas de CBUQ com agregado calcário, quanto com agregado micaxisto, apresentaram valores de coesão crescentes com o aumento do teor de ligante. Entretanto, analisando os valores de ângulo de atrito, nota-se que estes valores foram pouco dependentes do teor de ligante na faixa analisada para ambas as misturas.

Para o mesmo teor de ligante (5,5%), comparando as misturas de CBUQ com agregado granito e calcário com a mistura de CBUQ com agregado micaxisto ensaiada por Falcão (2003), observa-se:

- Uma maior rigidez da mistura com agregado micaxisto para as três tensões confinantes utilizadas.

- Em termos de resistência de pico, a mistura com agregado calcário apresentou valores mais baixos com relação às misturas com os outros tipos de agregado para todas as tensões de confinamento adotadas. Acredita-se a superfície polida e forma lamelar do agregado calcário, tenha sido responsável pelo menor desempenho da mistura, em termos de resistência, com relação às demais.
- Observam-se altos valores de coesão para as três misturas analisadas ($c > 350 \text{ kPa}$), sendo os valores apresentados da mesma ordem de grandeza independente do tipo de agregado da mistura analisada para o teor de ligante em comparação.
- Para o teor de ligante analisado (5,5%), a mistura com agregado calcário apresentou valor de ângulo de atrito de 15° , bem inferior às demais, sendo os valores dos ângulos de atrito das misturas com agregado micaxisto e agregado granito bastante próximo (28° e 27° respectivamente).
- Finalmente, observou-se que os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para os diferentes tipos de mistura ensaiadas apresentaram-se dentro da faixa de valores apresentadas por misturas com a mesma finalidade encontrados na literatura internacional como, por exemplo, os valores apresentados por Mahabadi & Roosta (2002) que apresentam parâmetros de resistência de misturas de CBUQ de 28° para ângulo de atrito e valor de coesão de 360 kPa.

Quanto às comparações feitas entre as misturas ensaiadas e valores encontrados na literatura em relação aos parâmetros de deformabilidade das misturas, observa-se que:

- De forma geral, para o mesmo tipo de agregado, existe uma tendência entre o aumento do valor de deformação axial na ruptura com o aumento do teor de ligante para todas as tensões confinantes ensaiadas.
- Os valores de módulo de elasticidade, independente do teor de ligante ou tipo de agregado, se mostraram crescentes com o aumento da tensão confinante.
- Os valores de módulos das misturas com agregado granito e micaxisto apresentaram valores superiores aos encontrados na literatura internacional mencionada tanto para os ensaios de laboratório quanto para os corpos-de-prova extraídos de campo para os teores de ligante ensaiados.

- De forma geral, os resultados de módulo obtidos para o calcário se mostraram inferiores aos das demais misturas estudadas.

Quanto aos ensaios de módulo de resiliência das misturas de CBUQ, observa-se que:

- Análises estatísticas do tipo “ANOVA” mostram que não existe diferença significativa da variação de módulo com o teor de ligante na mistura de CBUQ com agregado micaxisto. Já a análise feita para os diferentes teores da mistura com agregado granito, o resultado da análise estatística mostra que os valores de módulo diferem significativamente entre si para todos os teores analisados, ou seja, pertencem a populações diferentes.

- Os valores de módulo de resiliência são da ordem de 15 a 40 vezes superiores aos módulos triaxiais obtidos para as mesmas misturas.

Quanto aos ensaios de resistência à tração (RT) em várias velocidades para a mistura de CBUQ com agregado micaxisto, conclui-se que:

- Não houve variação significativa para os valores de RT e tempo de ruptura quando comparados os resultados para os diferentes teores de ligante nas mesmas velocidades de ensaio. Nota-se ainda que os valores de RT na velocidade padrão de ensaio (48mm/min) se apresentaram, em média, coerentes com os valores usualmente obtidos para misturas de CBUQ para aplicações rodoviárias encontradas na literatura.

- Para todos os teores ensaiados, observam-se boas correlações entre o aumento da velocidade de ensaio e o aumento do valor de RT, e, ainda, nota-se uma diminuição do tempo de ruptura (t_r) com o aumento da velocidade de ensaio.

Quanto aos ensaios de módulo de resiliência das misturas de CPA, observa-se que:

- Comparativamente aos valores de MR obtidos para as misturas de CBUQ denso, percebe-se que os valores de MR das misturas de CPA são inferiores.

As principais conclusões quanto aos ensaios de permeabilidade para as misturas de CBUQ foram:

- Os coeficientes de permeabilidade das misturas de CBUQ com agregado calcário e agregado granito não se mostraram muito influenciados pela variação no teor de ligante, se mantendo na mesma ordem de grandeza na faixa de valores ensaiados. Já, a mistura com agregado micaxisto, apresentou em média, uma boa correlação entre aumento do teor de ligante e a diminuição do coeficiente de permeabilidade.
- Foi verificado que existiam corpos de prova com valores de coeficiente de permeabilidade superiores a 10^{-9} cm/s e volume de vazios próximos ao requerido pelas exigências da prática (3%). Este fato deve servir de alerta para um maior cuidado durante a fase de projeto da mistura não dispensando, portanto, os ensaios de permeabilidade ao invés de se basear apenas no valor restritivo de volume de vazios da mistura apresentado na literatura internacional ($V_v < 3,0\%$).
- Quando comparados os resultados encontrados para os valores de coeficiente de permeabilidade durante a pesquisa com os resultados obtidos por Höeg (1993) em seus experimentos, nota-se que estes apresentaram a mesma tendência.

7.3 - PRINCIPAIS CONCLUSÕES OBTIDAS DE ACORDO COM AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

- As análises de fluxo mostram que a simulação de uma barragem de enrocamento com altura $H=100\text{m}$ e com núcleo de concreto asfáltico com espessura de núcleo de $1,0\text{m}$, utilizando os coeficientes de permeabilidade apresentados pelas misturas ensaiadas, apresentam valores de vazão da mesma ordem de grandeza que a mesma barragem de enrocamento com núcleo de solo com espessura de base com valores superiores a 100m ($1H$), para valores de permeabilidade de $3 \times 10^{-9}\text{m/s}$ para o solo do núcleo e $2,3 \times 10^{-11}\text{m/s}$ apresentado pelo CBUQ com agregado micaxisto (5,5% de ligante).
- Acredita-se que a Equação (6.6) apresentada neste trabalho seja uma expressão simplificada para fornecer uma estimativa da vazão para barragens de enrocamento com núcleo argiloso com seção semelhante à analisada e permeabilidade dos espaldares bem superior (pelo menos 3 ordens de grandeza) à permeabilidade do núcleo.

- As análises de fluxo para o caso de núcleo de concreto asfáltico mostraram gradientes hidráulicos horizontais muito elevados. Este valor atinge um máximo de 90 no caso do exemplo apresentado para uma barragem de enrocamento com 100m de altura e 1,0 m de espessura de núcleo. Apesar do alto valor de gradiente, verificações mostraram que mesmo esta magnitude de valor de gradiente não é capaz de danificar a estrutura do núcleo de concreto asfáltico denso.

- As análises de estabilidade de taludes para a barragem de enrocamento estudada, tanto para o núcleo solo, quanto para o núcleo de concreto asfáltico, mostraram que a superfície de ruptura corta os espaldares de enrocamento sendo caracterizada como uma ruptura de pé. Desta forma, foi verificado que os valores de fator de segurança e localização da superfície crítica se mantiveram os mesmos tanto para a análise da fase de final de construção quanto para a fase de operação.

- As análises de tensão-deformação na face de concreto asfáltico utilizando o programa PLAXIS 2D mostram que as tensões normais de tração e compressão se comportaram de forma uniforme para uma mesma seção da viga, mostrando uma grande influência da força axial devido aos baixos valores de momento. Observa-se, ainda, que até o terço médio do seu comprimento (aproximadamente 55,0m) a face de concreto se encontra sob tração. Após o terço médio, a face passa a sofrer compressão até próximo da crista da barragem onde passa novamente a sofrer uma pequena tração.

- Observou-se que tensões geradas na face devido ao seu peso próprio são de compressão e de baixa intensidade (valor máximo de 10kPa) sendo maiores no pé do talude como era esperado. Portanto, o peso próprio da laje diminui levemente as tensões de tração geradas próximas ao pé do talude, mas não constitui um fator determinante.

- A redução do coeficiente de atrito do elemento de interface provoca um aumento dos deslocamentos relativos o que faz com que a laje transfira menos carga para o enrocamento de suporte, gerando desta forma maiores tensões de compressão no pé do talude e conseqüente redução nas tensões máximas de tração nesta região. Entretanto, esta redução é de pequena intensidade.

- As análises paramétricas mostram que para mesmos valores de rigidez relativa entre a face e o enrocamento (E_f/E_c) têm-se valores bem próximos de tensão de tração máxima. Isto reforça

o conceito de que a rigidez do material não é o mais relevante, mas a compatibilidade de rigidez entre os materiais que estão trabalhando juntos.

- Verificou-se que problemas relativos à ruptura por tração em misturas de CBUQ denso com a mistura com o agregado micaxisto apresentada podem ser gerados para valores de rigidez relativa da ordem de 6,0. Da mesma forma, deve-se ficar alerta para valores de rigidez relativa próximos de 1,5 no caso da aplicação das misturas de CPA.

- A simulação de uma face com rigidez $E_f=30$ GPa (típico de faces de concreto de cimento Portland) sobre uma base de enrocamento com $E_c=300$ MPa (implicando em rigidez relativa de 100) apresentou tensões de tração máximas da ordem de 4,4 GPa, compatíveis com a resistência a tração deste tipo de laje. Acredita-se que procede, então, à diretriz de projeto de usar armadura dupla no terço inferior das faces de concreto de cimento Portland.

- Comparando as análises utilizando o modelo de Mohr-Coulomb com as realizadas com o modelo Hardening Soil para simular o comportamento do enrocamento, observa-se que a não linearidade da rigidez do enrocamento influencia não apenas o valor de tensão normal máxima na laje, mas também a sua distribuição, reduzindo a zona tracionada (e, portanto, aumentando a zona comprimida) e tornando os valores máximos de tração e compressão numericamente mais próximos.

7.4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Acredita-se ter contribuído para a difusão no meio técnico nacional do uso de misturas asfálticas como elemento de vedação em barragens por meio da publicação de artigos técnicos durante o decorrer da presente pesquisa. Foram publicados de forma parcial alguns dos resultados da presente pesquisa como em Falcão et al. (2006 a), Falcão et al. (2006b), Aguiar et al. (2006), Falcão et al. (2005), Falcão et al. (2004) e Falcão et al. (2003).

Com implicação prática dos resultados da presente pesquisa sabe-se, mesmo de forma extra-oficial, que Furnas Centrais Elétricas S.A está confirmando a intenção de executar o primeiro empreendimento (Barragem de Foz do Chapecó) contemplando um núcleo de concreto asfáltico no Brasil. É de conhecimento, ainda, que outros empreendimentos com núcleo de concreto asfáltico estão em fase de análises em outras empresas.

Acredita-se, ter sido criada uma nova base de dados de grande valor prático que pode vir a ser diretamente utilizada por empresas construtoras do ramo de barragens, bem como servir como referência para futuros trabalhos que venham ser realizados nesta linha de pesquisa.

7.5 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As principais sugestões para pesquisas futuras são:

- Fazer uma complementação dos ensaios apresentados nesta tese por meio da realização de ensaios estáticos e dinâmicos de fluência de forma a obter os parâmetros visco-elásticos das misturas ensaiadas.
- Fazer uso destes parâmetros em análises numéricas que contemplem o fenômeno de fluência.
- Compreender melhor o comportamento mecânico das misturas estudadas por meio da elaboração de curvas mestras de temperatura.
- Estudar a possível propagação de trincas em núcleos ou faces de concreto asfáltico utilizando, por exemplo, o modelo de dano.
- Avaliar outros tipos de polímeros para a confecção de misturas abertas (CPA) com aplicação na face sanduíche.
- Instrumentar cuidadosamente e acompanhar obras a serem realizadas com esta nova tecnologia no Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984). NBR 7181- Solo - Análise Granulométrica, Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ABNT (1984). NBR 6465 – Agregado Graúdo – Abrasão Los Angeles, Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ABNT (1985). NBR 6560 – Materiais Betuminosos – Determinação do Ponto de Amolecimento, Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ABNT (1987). NBR 9937 – Agregado Graúdo – Determinação da Massa Específica e Absorção, Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ABNT (1989). NBR 10786 – Concreto Endurecido – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade a Água – Método de Ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

ABNT (1992). NBR 12766 – Rochas para Revestimento – Determinação da Massa Específica Aparente e Absorção de Água Aparente – Método de Ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

ABNT (1993). NBR 12891 – Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall, Método de Ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ABNT (1998). NBR 163 – Determinação da Ductibilidade de Materiais Betuminosos. Método do Densímetro. Método de Ensaio, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Aguiar, C.S.; Falcão, P.R.F.; Medeiros, A.G.B (2006). Avaliação do efeito degradante da água nos ensaios de cântabro em uma mistura de concreto asfáltico para aplicação em barragens. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos GEOJOVEM, Nova Friburgo, RJ, Brasil.

Aneel (2007). Homepage da Agência Nacional de Energia Elétrica, 05/10/2007, (www.aneel.gov.br).

ASTM (1992). ASTM D4867 - Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures. American Society for Testing and Materials

ASTM (1997) ASTM D6114 - Standard Specifications for Asphalt-Rubber Binders. American Society for Testing and Materials

ASTM (2001). ASTM D2196 - Standard Method for Viscosity Determination of Asphalt-Rubber Binders Using Brookfield Thermosel Apparatus. American Society for Testing and Materials.

Benevides, S.A.S. (2000). Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos – Empírico do DNER e Resiliência da COOPE em rodovias do Ceará. Dissertação de Mestrado, COOPE/UFRJ, RJ, Brasil.

Botelho, F.V.C. & Santos Filho, F.P. (2002). Viabilidade de Execução de Asfalto Drenante com o Uso de Calcário do DF. Estágio Supervisionado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106 p

Dantas Neto, S.A. (2004). Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granuladas de Pneus Usados. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, Brasil, 265 p.

DNER (1994). DNER – ME 078/94 – Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 11 p.

DNER (1994). DNER – 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, 11 p.

DNER (1999). DNER – ME 382/99 – Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER (1999). DNER – ME 383/99 – Desgaste por abrasão em misturas betuminosas com asfalto polímero – ensaio Cântabro. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

DNER (1999). DNER – ES 386/99 – Pré-misturado a quente com asfalto polímero- camada porosa de atrito. Especificação de Serviço, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNIT (2006). DNIT – EM 095/06 – Cimentos Asfálticos de Petróleo. Especificação de Material, Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, Brasília, DF, Brasil.

Falcão, P.R.F.; Farias, M.M.; Roseno, J.L.; Guimarães, R.C. (2006a). Influência do Tipo de Agregado na Resistência e Degradação de Concretos Asfálticos Porosos Aplicação de Misturas Asfálticas em Barragens de Terra e Enrocamento. 37 Reunião Anual de Pavimentação, Goiania, Goiais.

Falcão, P.R.F.; Farias, M.M.; Camapum de Carvalho, J.; Guimarães, R.C. (2006b). Avaliação de Propriedades Mecânicas de Misturas de Concreto Betuminoso Usinado a Quente para Aplicação em Barragens. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia COBRANSEG, 2006, Curitiba, Paraná, Brasil.

Falcão, P.R.F.; Guimarães, R.C.; Farias, M.M.; Camapum de Carvalho, J. (2005). Determinação da permeabilidade de Misturas betuminosas para aplicação em núcleo de barragens. In: XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2005, Goiânia, Brasil.

Falcão, P.R.F.; Correa dos Santos, A.C.; Camapum de Carvalho, J.; Guimarães, R.C (2004) Aplicação de misturas betuminosas como elemento impermeável em barragens de terra e enrocamento . In: XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador, Brasil.

Falcão, P.R.F. (2003) – Aplicação de misturas betuminosas em barragens de terra e enrocamento. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106 paginas.

Frutuoso, A. (2007). Análises Tridimensionais de Barragens de Enrocamento com Faces de Concreto com o Objetivo de Otimizar os Critérios de Projeto. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental ,Universidade de Brasília, DF, Brasil, 145 p.

Feiner, A; Lehnert, J.& Lörh, A. (1976). Asphalt concrete cores problems and their solutions. XII Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, México, Q44 R3: 33 – 50.

Geo-Slope International (2004). GeoStudio 2004 (version 6.02) for Windows.

Hoeg, K. (1993). Asphaltic Concrete Core for Embankment Dams. StikkaTrykk, Norway 88 p.

Icold (1992) Bituminous cores for fill dams. Icold, Bulletin 84, Paris.

Icold (1999). Barragens de Aterro com Revestimento de Concreto Asfáltico – Resumo e Recomendações. Boletim 114, 93 p.

Jacinto E.C.(2005) Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 paginas.

Jones, G.A. & White, A.C. (1999). Design and construction of the asphaltic concrete core at Ceres dam. The Africcam Soil Mechanics Conference, Durban, pp 8.

Kolo (2003). Coletânea de fotos sobre a construção da barragem de Storglonvant, Kolo Veidekke a.s., comunicação pessoal.

Leite, L. F. M. ; Jorge Barbosa Soares ; MOTTA, L. M. G. ; BERNUCCI, L. B. . Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory. In: Asphalt Rubber 2000 Vila Moura Portugal, 2000, Vila Moura. Proceedings of the Asphalt rubber 2000 Conference, 2000

Lorh, A. & Feiner, A. (1970). Asphalt concrete blankets and cores for fill dams and pumped-storage reservoirs. X International Congress on Large Dams, ICOLD, Canada, Q36 R39: 661 – 678.

Mahabadi, S.G. & Roosta, R.M. (2002). Seismic analysis and design of asphaltic concrete core embankment dams. International Jornal of Hydropower & Dams Construction, 3: 75-78

Medina, J.; Mota, L.M.G. (2005). Mecânica dos Pavimentos, 2a edição. Editora UFRJ, 570p.

Oliveira, C.G.M. (2003). Estudo de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas do Concreto Asfáltico Drenante. Dissertação de Mestrado, Publicação G.D.M – 111A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 87 p.

PLAXIS B.V. (2002). PLAXIS-2D 8.2 Professional version for Windows.

Penman, A.D.M. & Charles, J.A. (1985). A comparison between observed and predicted deformations of an embankment dam with central asphaltic core. XV International Congress on Large Dams, Lausanne, Q 56 R71: 1373 – 1388.

Rodrigues, R. M.(2000). A Model for Fatigue Cracking Prediction of Asphalt Pavements based on Mixture Bonding Energy.. The International Journal of Pavement Engineering, Nottingham - UK, v. 1, n. 2, p. 133-149.

Roseno. J.A. (2005). Avaliação de uma mistura asfáltica porosa com agregados calcários e asfalto-borracha. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF

Strabag (1990) – Asphaltic Concrete Cores for Earth and Rockfill Dams. STRABAG Tiefbau GmbH, Brochure n° 45, German, 150 p.

Strabag (1996). Asphaltic Concrete Cores for Hydraulic Structures-Reservoirs. STRABAG Tiefbau GmbH, German, Brochure n° 51, 99 p.

Strabag (2002). Lista de projetos executados pela empresa Strabag BAU AG.

Saxegaard, H. (2000) Asphalt core for embankment dams. International Journal of Water Power & Dams Construction, 2: 26-27.

Saxegaard, H. (2002) Asphalt core dams: increased productivity to improve speed of construction. International Journal of Hydropower & Dams, 6:72-74.

Saxegaard, H. (2003) The crack self healing properties of asphalt concrete in hydraulic structures. Internacional Water Power & Dams Construction, 2.

Sawada, T., Nakazima, Y. & Tanaka, T. (1973). Empirical research and practical design of rockfill dams with asphalt facing. XI Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, Espanha, Q42 R17, pp 281 – 313.

Steffen, H. (1976). The experience with impervious asphaltic elements and the conclusions for their design. XII Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, Mexico, Q42 R17: 281 – 313.

Visser, W; Schoenian, E. & Poskitt, F, F. (1970). The application of bitumen for dams. X Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, Espanha, Q36 R38, pp. 631 – 652.

Walo, B. AG (1994). Asphalt concrete lining – Examples of realized projects. XVIII International Congress on Large Dams, Durban, special issue.

Walo, B. AG. (1997a). Asphalt Hydraulic Engineering a part of Dam and Waste Deposit Construction, Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland, 91 p.

Walo, B. AG. (1997b). Asphalt finisher, Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland.

Walo, B. AG (2000). Asphalt sealings for hydraulic structures and landfill sites. Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland.

Walo, B. AG (2001). Asphalt lining. 69th annual meeting, Dresden, Special Issue, South Africa.

Weibiao, W. & Höeg, K. (2002). Effects of compaction method on the properties of asphalt concrete for hydraulic structure. International Jornal of Hydropower & Dams Construction, 6: 63-70.