

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Guilherme Fluck Mariani

**ESTUDO DE CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DE
ESTÉREIS DE MINERAÇÃO DO PROJETO DE MINA DE
CAÇAPAVA DO SUL**

Porto Alegre
junho 2017

GUILHERME FLUCK MARIANI

**ESTUDO DE CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DE
ESTÉREIS DE MINERAÇÃO DO PROJETO DE MINA DE
CAÇAPAVA DO SUL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
junho 2017

GUILHERME FLUCK MARIANI

**ESTUDO DE CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DE
ESTÉREIS DE MINERAÇÃO DO PROJETO DE MINA DE
CAÇAPAVA DO SUL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Professor Relator da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2017

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD pelo Imperial College, University of London
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
PhD pelo Imperial College, University of London

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. André Cezar Zingano (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Evandro e Susél, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Bressani, orientador deste trabalho, pela oportunidade de trabalhar neste assunto, pelos muitos esclarecimentos, paciência e apoio para que fosse possível obter êxito nesta empreitada.

Agradeço aos meus pais Evandro e Susél, que mesmo diante das dificuldades, sempre forneceram toda a força e incentivo necessários naqueles momentos em que tudo parecia distante e de difícil alcance. Sou muito grato pelo fato de existirem pessoas como eles que, independentemente de qualquer coisa, sempre acreditaram que todos os meus sonhos poderiam ser alcançados.

Agradeço a minha namorada Charlana, quem mais de perto acompanhou esta caminhada, e foi testemunha de todas as alegrias e angústias surgidas no caminho. Sou muito grato pelo companheirismo e amor que recebi e espero te ter sempre ao meu lado para que eu possa retribuir a parceria.

Agradeço ao Professor André Zingano, por fornecer os testemunhos de rochas para realizar os ensaios deste trabalho e agradeço ao Elias, do Laboratório de Mecânica de Rochas, por todo o auxílio prestado.

Agradeço ao Jair, do Laboratório de Geotecnologia (LageoTEC), pelo auxílio na execução dos ensaios e por compartilhar seu enorme conhecimento do Laboratório.

Por fim, agradeço a todas aquelas pessoas que, de alguma forma, foram importantes para que esse período de graduação fosse superado.

Não tentes ser bem-sucedido, tenta
antes ser um homem de valor.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho versa sobre a obtenção dos parâmetros de resistência e de deformabilidade de um estéril que será gerado a partir do desmonte de rochas de uma mina de exploração de zinco e chumbo, em Caçapava do Sul, e que será utilizado como enrocamento para contenção dos rejeitos de mineração. A partir de revisão da literatura que aborda assuntos da geotecnia relacionados a barragens de enrocamentos, levantaram-se dados de aterros já construídos e métodos utilizados, para melhor entendimento das variáveis e magnitudes envolvidas. Para obtenção das características geomecânicas do material, realizaram-se ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada. De modo a viabilizar a execução destes ensaios foram necessários certos ajustes, haja vista que se produziu o material particulado a fim de simular o comportamento do estéril gerado de desmonte de rocha, uma vez que o material disponível para realizar os ensaios eram testemunhos de sondagem intactos de rochas. Inicialmente realizou-se a britagem dos testemunhos, com posterior peneiramento e obtenção da curva granulométrica pós-britagem. Este material tinha uma porção excessivamente grosseira e foi necessário o ajuste para obtenção de uma curva granulométrica homotética, com o intuito de trabalhar com a parcela mais fina do material, para só então realizar os ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada. O material em estudo apresentou bom comportamento quanto a resistência, semelhante ao de outros enrocamentos já construídos. Também se verifica a semelhança com outros enrocamentos nos parâmetros de deformabilidade, porém em virtude de apresentar um índice de vazios inicial elevado, apresentou compressibilidade um pouco maior do que a esperada, resultando, conseqüentemente, em valores de recalque também mais elevados. Por fim, vale ressaltar a importância de manter o material fino na composição da curva granulométrica, uma vez que a falta deste influencia negativamente no comportamento de compressibilidade de um enrocamento. Desta forma, constata-se que os parâmetros de resistência e de deformabilidade obtidos neste trabalho são consistentes e podem servir como dados de entrada para um futuro pré-dimensionamento de diques de barramento

Palavras-chave: Parâmetros de Resistência e de Deformabilidade.
Barragem de Enrocamento. Estéril. Características Geotécnicas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Delineamento da pesquisa	29
Figura 2 – Seções transversais das barragens de enrocamento no período inicial	33
Figura 3 – Métodos construtivos de barragens de rejeito	35
Figura 4 – Barragem de enrocamento com vedação a montante	38
Figura 5 – Faixas granulométricas dos materiais utilizados	38
Figura 6 – Barragem de enrocamento com vedação central	39
Figura 7 – Faixa granulométrica para enrocamentos	46
Figura 8 – Envoltórias de Mohr para ensaios de compressão triaxial	49
Figura 9 – Ensaio de cisalhamento direto	50
Figura 10 – Caixa de armazenamento dos testemunhos	55
Figura 11 – Marcador do intervalo de manobra	56
Figura 12 – Índice JRC	58
Figura 13 – Esclerômetro Schmidt: índices UCS e JCS	59
Figura 14 – Amostras escolhidas para os ensaios	59
Figura 15 – Britador de mandíbula	60
Figura 16 – Material britado	60
Figura 17 – Quarteamento da amostra	61
Figura 18 – Curva granulométrica da amostra	62
Figura 19 – Comparativo entre curva Marsal e curva obtida	64
Figura 20 – Curva granulométrica deslocada	65
Figura 21 – Diferentes granulometrias da amostra	66
Figura 22 – Aplicação de 3% de umidade	67
Figura 23 – Mistura homogeneizada	67
Figura 24 – Amostra sendo inserida no CP	68
Figura 25 – Amostra cisalhada	69
Figura 26 – Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo	72
Figura 27 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deformação axial	72
Figura 28 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deformação axial	73
Figura 29 – Envoltória de resistência	75
Figura 30 – Envoltória de resistência desconsiderando Coesão	76
Figura 31 – Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo (umidade 4%)	80
Figura 32 - Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo (umidade 8%)	81

Figura 33 - Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo (umidade 12%)	82
Figura 34 – Índice de vazios <i>versus</i> tensão vertical	83
Figura 35 – Comparativo de índices de vazios	86

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Fatores que influenciam características geomecânicas de enrocamentos	32
Quadro 2 – Resultados de ensaios realizados em fragmentos de enrocamentos	51
Quadro 3 – Principais causas de comportamento insatisfatórios de barragens	53
Quadro 4 – Frequências usuais de leituras	54
Quadro 5 – Dados de entrada dos ensaios	70
Quadro 6 – Tensões cisalhantes máximas	75
Quadro 7 – Parâmetros de resistência	76
Quadro 8 – Parâmetros de resistência da nova envoltória	76
Quadro 9 – Parâmetros de resistência de Enrocamentos	77
Quadro 10 – Parâmetros de resistência e deformabilidade	78
Quadro 11 – Índices físicos	85
Quadro 12 – Índices físicos de enrocamentos	85
Quadro 13 – Estimativa de recalque	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados de ensaios de compressão unidimensional	43
Tabela 2 – Quebra das partículas	45
Tabela 3 – Caracterização do material	56
Tabela 4 – Índice RQD	57
Tabela 5 – Grau de alteração de maciços rochosos	57
Tabela 6 – Grau de Fraturação	58
Tabela 7 – Distribuição granulométrica da amostra	61
Tabela 8 – Distribuição granulométrica utilizada nos ensaios	66

LISTA DE SIGLAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

BEFC – Barragem de Enrocamento com Face de Concreto

BEVC – Barragem de Enrocamento com Vedação Central

BEVM – Barragem de Enrocamento com Vedação a Montante

CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens

DNOCS – Departamento Nacional de Obras Contra as Secas

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração

ICOLD – Internacional Congress of Large Dams

MTE – Ministério do Trabalho e Emprego

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área (m^2)

Fe – força de esmagamento (kN)

G.C. – grau de compactação (%)

es – índice de vazios estrutural (-)

Vv – volume de vazios (m^3)

Vs – volume de sólidos (m^3)

ΔV_s – volume de partículas inativas (m^3)

d' – diâmetro médio (m)

av – coeficiente de compressibilidade (cm^2/kg)

σ_a – pressão aplicada (kg/cm^2)

ϵ_t – deformação total (%)

Cu – coeficiente de uniformidade (-)

D15 – diâmetro ao qual 15% das partículas, em peso, possuem diâmetro menor que D (mm)

D85 – diâmetro ao qual 85% das partículas, em peso, possuem diâmetro menor que D (mm)

τ – tensão de cisalhamento (kg/cm^2)

σ – tensão normal (kg/cm^2)

ϕ – ângulo de atrito (graus)

C – coesão (kg/cm^2)

Cc – índice de compressão (cm^2/kg)

d_p/d_g – relação diâmetro do amostrador-diâmetro máximo da amostra (-)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	25
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	27
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	27
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	27
2.2.1 Objetivo Principal	27
2.2.2 Objetivos Secundários	27
2.3 PREMISSA	28
2.4 DELIMITAÇÕES	28
2.5 LIMITAÇÕES	28
2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA	28
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
3.1 DEFINIÇÃO DE ENROCAMENTO	31
3.2 HISTÓRICO DE USO DE ENROCAMENTOS	32
3.3 BARRAGENS DE REJEITO - MÉTODOS DE ALTEAMENTO	34
3.3.2 Método de Jusante	35
3.3.3 Método de Linha de Centro	36
3.4 SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS	37
3.4.1 Barragem de Enrocamento com Vedação a Montante	37
3.4.2 Barragem de Enrocamento com Vedação Central	39
4 PARÂMETROS DE PROJETO	41
4.1 COMPRESSIBILIDADE	41
4.2 FORÇA DE CONTATO	44
4.3 GRANULOMETRIA	46
4.4 ÂNGULO DE ATRITO	48
4.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	49
4.6 INSTRUMENTAÇÃO	52
5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	55
5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	55
5.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	60
5.3 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	67
5.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA	69
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	71

6.1 CISALHAMENTO DIRETO	71
6.1.1 Aquisição dos Dados	71
6.1.2 Deslocamentos Verticais	71
6.1.3 Tensões Cisalhantes	73
6.2 COMPRESSÃO CONFINADA	79
6.2.1 Aquisição dos Dados	79
6.2.2 Deslocamentos Verticais	79
6.2.3 Índices Físicos	83
6.2.4 Estimativa de Recalque	87
7 CONCLUSÕES	91
REFERÊNCIAS	93
APÊNDICE A – Dados coletados nos Ensaios de Cisalhamento Direto	96
APÊNDICE B – Dados coletados nos Ensaios de Compressão Confinada	102
APÊNDICE C – Ensaio Peso Específico Real dos Grãos	106

1 INTRODUÇÃO

A prosperidade da economia brasileira está fortemente ligada à atividade de mineração. A exploração de jazidas possibilita o beneficiamento de matérias-primas para segmentos fundamentais no desenvolvimento de qualquer país, como construção civil, saneamento básico, distribuição de energia elétrica, rodovias, etc. De acordo com dados do Ministério do Trabalho e Emprego (MTE), o setor Extrativo Mineral possui mais de 214.000 empregos diretos (dados de julho/2015). Já ao longo de toda a cadeia produtiva, o efeito multiplicador para empregos indiretos é de 13, isto é, quase 2,7 milhões de trabalhadores estão envolvidos de alguma forma com a atividade de mineração. Além dos empregos, a importância da mineração é destacada no Produto Interno Bruto, a qual representa 5% de toda a receita anual bruta no ano de 2015 (IBRAM, 2015).

Para atender a demanda do minério de valor econômico, grandes volumes e massas de materiais são extraídos e movimentados. A maior parcela destes materiais são resíduos sólidos sem relevância econômica e são denominados de estéreis e rejeitos. Os rejeitos são os resíduos gerados nas usinas de beneficiamento das substâncias minerais, com o propósito de dar a qualidade e pureza ao produto final. O estéril, que será o tema principal do presente trabalho, é um agregado composto de um ou mais minerais, oriundo do desmonte das rochas e retirado da mina para liberar o minério. É o produto minerado, mas que não é processado antes do destino em pilhas controladas (ROBERTSON et al., 1985, tradução nossa). Como alternativa de utilização do estéril da área de lavra, podemos citar a construção de barragens de enrocamentos para contenção dos rejeitos.

Moreira (2012, p. 29) defende que é relativamente conhecido o comportamento mecânico das barragens. Entretanto, a maior parte dos estudos referem-se a barragens construídas com a finalidade de gerenciamento de recursos hídricos, pouco é referente a barragens para conter rejeitos de mineração. O comportamento das duas barragens em si é semelhante, porém barragens de rejeito têm um condicionante especial, que é a forma de construção e o material contido, o qual possui características particulares, função do tipo de mineração, do beneficiamento e da forma como é depositado no reservatório.

De acordo com McCarter (1990, tradução nossa), no passado, o estéril era depositado nas encostas ou em terrenos no entorno das minas, formando pilhas desordenadas, chamadas de bota-fora. Devido à falta de controle, muitas pilhas sofreram com problemas de estabilidade, resultando em gastos com reforços estruturais, remanejamento de resíduos, desastres ecológicos e até fatalidades. Face a isto, a partir do início da década de 1980 muitas medidas foram tomadas para controlar e planejar a deposição dos resíduos (MCCARTER, 1990, tradução nossa). No Brasil, a norma ABNT NBR 13029 (2006) regulamenta os requisitos mínimos para elaboração e apresentação de projeto para disposição de estéril.

A crescente preocupação com as questões ambientais e o fato de que desde o ano 2000 houve 20 episódios de ruptura de barragens de rejeito até a presente data (FEBRABAN, 2016), faz com que haja certo receio com relação à segurança destas pilhas. Para tentar minimizar este desconforto, o presente trabalho tem por objetivo analisar alguns parâmetros geotécnicos de resistência e de deformabilidade do estéril gerado em uma mina de chumbo e zinco, a ser instalada na cidade de Caçapava do Sul (RS), com o intuito de servir como ferramenta útil para o projeto do dique de contenção dos rejeitos que serão gerados, de forma a garantir uma estrutura de pilha estável e segura.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Neste capítulo é apresentado o foco do estudo deste trabalho, bem como uma breve descrição dos métodos de pesquisa utilizados para se chegar aos resultados esperados.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa é: o estéril gerado a partir do desmonte da rocha atenderá de forma satisfatória aos parâmetros de resistência e de deformabilidade exigidos para servir como enrocamento para os diques de contenção do rejeito gerado na mina de Caçapava do Sul?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

A seguir serão apresentados os objetivos principais e secundários que fundamentam a pesquisa neste trabalho.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é analisar o estéril a ser gerado, proveniente da exploração de uma nova mina de chumbo e zinco, em Caçapava do Sul (RS), a fim de estudar algumas das características de algumas misturas para as pilhas de estéril.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários são partes constituintes para se chegar ao objetivo principal, os quais estão listados a seguir:

- a) obter o material a partir de alguns testemunhos de sondagem, classificá-lo de acordo com as diferentes litologias e fragmentá-lo em britador de mandíbula;
- b) avaliar a curva granulométrica resultante;

- c) realizar ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada neste material;
- d) determinar a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb;
- e) determinar os parâmetros de resistência e deformabilidade do material e estimativa de recalques gerados.

2.3 PREMISSA

Obras com alto risco de impacto ambiental e econômico, como são barragens de enrocamento, necessitam ter suas características geotécnicas previamente definidas para garantir sua estabilidade e evitar acidentes.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimitou-se ao estudo dos parâmetros geomecânicos dos materiais obtidos da mina a ser instalada na cidade de Caçapava do Sul (RS), com enfoque ao estéril que será produzido.

2.5 LIMITAÇÕES

A análise se restringirá aos testemunhos coletados no processo de investigação mineral (econômica) e não enfoca o estéril gerado a partir do desmonte da rocha em si. Isto se fez necessário em virtude de que a extração mineral não foi iniciada.

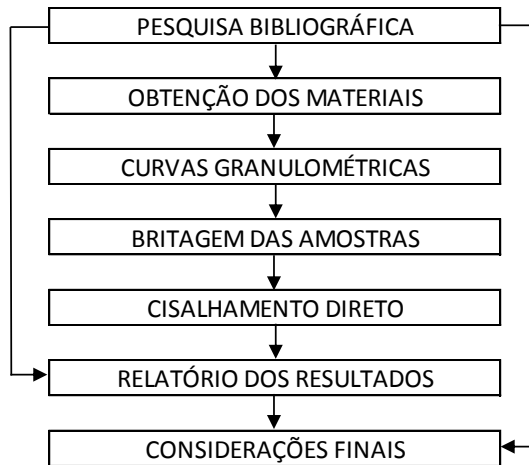
2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa se desenvolveu a partir das etapas apresentadas a seguir:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) obtenção do material a partir de alguns testemunhos de sondagem;
- c) britagem das amostras e determinação das curvas granulométricas do material;
- d) ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada;
- e) análise dos resultados obtidos;
- f) considerações finais.

A disposição dos itens do delineamento da pesquisa, bem como a relação entre elas, pode ser observada na Figura 1:

Figura 1 – Delineamento da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão descritos os aspectos gerais referentes a barragens e diques de enrocamento, desde sua definição, até os diferentes tipos de alteamento e seções transversais.

3.1 BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Barragem de enrocamento é um tipo de barragem em que são utilizados blocos de rocha de tamanho variável e uma membrana impermeável na face de montante. Marangon (2009, p.5) defende que: “[...] a construção desse tipo de barragem, somente é econômico em áreas onde o custo do concreto fosse elevado ou onde ocorresse escassez de materiais terrosos e houvesse, ainda, excesso de rocha dura e resistente.”. Esta afirmação justifica a escolha do estéril como enrocamento para a construção de barragens de rejeito provenientes da mina em estudo, visto que com o desmonte da rocha serão geradas milhões de toneladas de estéril para a formação das pilhas.

Terzaghi e Peck (1967, tradução nossa) classificaram enrocamento como um material fragmentado, derivado de rocha sã com partículas pesando entre 13kg e 18t. Marsal (1973, tradução nossa) classifica enrocamentos como fragmentos de materiais rochosos que sofrem transformações estruturais devido a deslocamentos, rotação e quebra de partículas, quando submetidos a uma variação de tensões. Já no Congresso Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) de 1964, definiu-se barragem de enrocamento como sendo aquela que possui elemento estrutural principal rocha, depositada ou compactada.

Em relação à deformabilidade, há uma série de fatores que influenciam nos enrocamentos, tais como nível de tensões aplicada, tipo de rocha, distribuição granulométrica e forma dos blocos. Albuquerque Júnior (1993) lista estes fatores e suas consequências em relação à compressibilidade, conforme o Quadro 1.

Quadro 1 – Fatores que influenciam características geomecânicas de enrocamentos

Fatores	Observações
Granulometria	Maior uniformidade aumenta a compressibilidade
Índice de Vazios	Maior densidade diminui a compressibilidade
Forma das partículas	Partículas angulares sofrem maior fraturamento
Molhagem	Água aumenta a compressibilidade
Resistência dos grãos	Menor fraturamento aumenta a resistência
Tamanho e textura	Tamanho maior causa mais fraturamento
Tipo de carregamento	Menor compressão sob deformação plana
Grau de alteração	Enrocamento alterado sofre mais fraturamento
Mineralogia	Afeta o coeficiente de atrito
Velocidade de carregamento	Não tem influência significativa.

(fonte: adaptado de ALBUQUERQUE JR, 1993)

3.2 HISTÓRICO DE USO DE ENROCAMENTOS

De acordo com Davis e Sorensen (1974, tradução nossa), a primeira vez que se utilizou enrocamento como elemento principal de uma barragem foi no século XIX, em Serra Nevada, na Califórnia. A associação do fato de ter rocha em abundância e a familiaridade ao uso de explosivos dos mineradores viabilizaram a construção da primeira barragem de enrocamento.

No início do século XX, foram construídas várias barragens de enrocamento, sendo que algumas apresentaram problemas de grandes deformações em decorrência de vazões excessivas. Na época, acreditava-se que estes problemas eram relacionados ao período de enchimento do reservatório, quando ocorria redução de atrito em virtude da lubrificação do contato entre os blocos de rocha. Terzaghi (1960) mostrou que o fato de molhar os blocos de rocha não reduzia o ângulo de atrito, mas provocava perda de resistência, ocasionando quebra dos grãos.

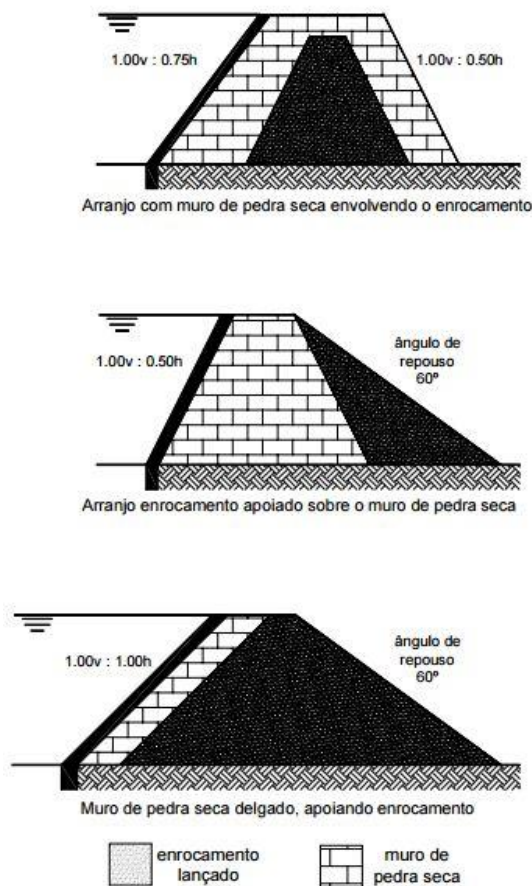
O efeito da água depende do estado de alteração e da mineralogia da rocha. Terzaghi sugeriu então a molhagem inicial dos maciços de enrocamento, de forma a acentuar o esmagamento dos grãos, diminuindo os recalques subsequentes. Com estes estudos, comprovou-se que a molhagem – principalmente inicial - aumenta a compressão do maciço de enrocamento.

O desenvolvimento das barragens de enrocamento pode ser dividido em três períodos históricos, de acordo com Cooke (1984, tradução nossa).

O primeiro período vai de 1850 a 1940, o qual é representado por aterros de enrocamentos lançados. Nesta fase, a barragem era dividida estruturalmente em corpo do enrocamento lançado, colchão de cascalho – responsável pelo bom desempenho da barragem - e face impermeável a montante. O colchão de cascalho era arrumado manualmente, de forma a distribuir as tensões na cortina. A junta de conexão entre a fundação e a face impermeável deveria ter certa flexibilidade, a fim de suportar os recalques sofridos pela face sem causar fissuras e infiltrações.

Na Figura 2 é ilustrada uma seção tipo de barragem desse período. Pode-se notar que o ângulo de repouso do material lançado fica em torno de 60° .

Figura 2 – Seções transversais das barragens de enrocamento no período inicial



(fonte: adaptado de COOKE, 1984)

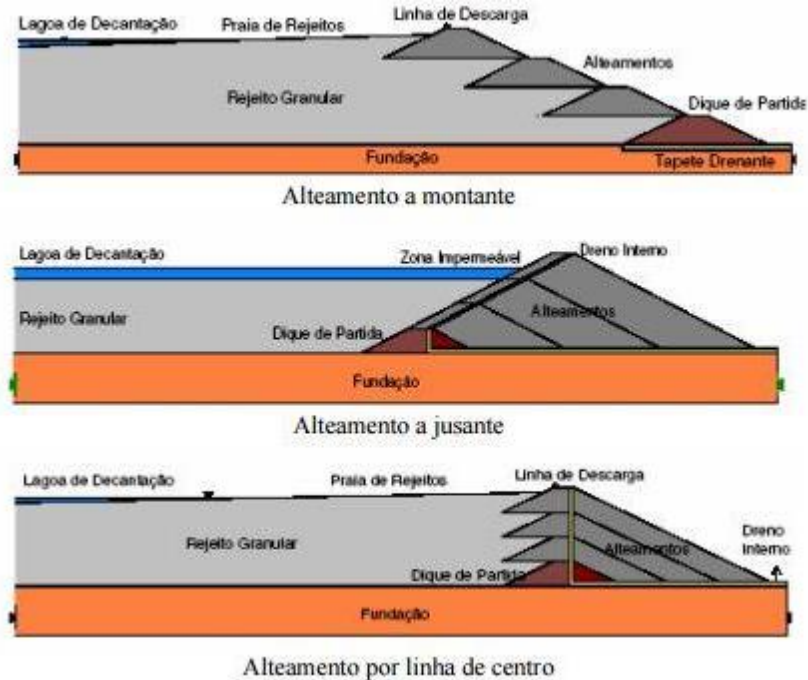
O período de transição, que foi de 1940 a 1965, caracteriza-se por ser a fase de experimentação agressiva, através de novas técnicas de projeto e construção. Neste período Terzaghi sugeriu o uso de enrocamento compactado em seu estudo, onde o autor relaciona a alta compressibilidade dos enrocamentos lançados à segregação formada na pilha após o lançamento. Face a isto, o conceito de barragem de enrocamento mudou para: “Barragens compostas de blocos de rocha compactados em camadas de no máximo dois metros de espessura” (COOKE, 1984, tradução nossa).

No período recente, de 1965 até a data presente, a utilização de enrocamentos de rocha depositada tornou-se menos comum, dando lugar ao método de compactação vibratória, que aumenta a densidade e o módulo de compactação e reduzindo, conseqüentemente, a deformação em barragens (CHEN et al., 2016, tradução nossa). Como resultado, a altura das barragens de enrocamento tem aumentado continuamente, desde 100 a 200m ao longo dos últimos cinquenta anos (ICOLD, 2010). A maior barragem de enrocamento construída até a data é a Shuibuya Dam, com 233m de altura, localizada na província de Hubei, China (ZHOU et al., 2011, tradução nossa).

3.3 BARRAGENS DE REJEITO - MÉTODOS DE ALTEAMENTO

As barragens de contenção de rejeitos são construídas conforme o avanço da cava de mineração, com o intuito de diluir os custos no processo de extração mineral, através de alteamentos sucessivos. Dessa forma, um dique de partida é construído, através de três métodos: montante, jusante ou linha de centro, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 – Métodos construtivos de barragens de rejeito



(fonte: ARAUJO, 2006)

3.3.1 Método de Montante

Araujo (2006, p. 13) define que:

A etapa inicial na execução deste tipo de barragem consiste na construção de um dique de partida, normalmente de material argiloso ou enrocamento compactado. Após realizada esta etapa, o rejeito é lançado por canhões em direção a montante da linha de simetria do dique, formando assim a praia de deposição, que se tornará a fundação e eventualmente fornecerá material de construção para o próximo alçamento. Este processo continua sucessivamente até que a cota final prevista em projeto seja atingida.

De acordo com Troncoso (1997), o método de montante para alçamento de barragens de rejeito é o mais econômico a curto prazo, visto que permite obter a menor relação entre volumes de areia/lama.

Uma preocupação a ser apontada é o baixo controle construtivo apresentado, mesmo sendo o método mais utilizado pelas mineradoras. O fato dos alçamentos serem realizados sobre materiais depositados e não consolidados, faz com que estes rejeitos – granulares – tendam a

apresentar baixa resistência ao cisalhamento e suscetibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos, quando estiverem sob condição saturada (ARAUJO, 2006).

3.3.2 Método de Jusante

Neste método também se constrói um dique de partida, de solo ou enrocamento compactado. Os alteamentos subsequentes são realizados para jusante do dique de partida. Este processo continua até que a cota final prevista em projeto seja atingida (ARAUJO, 2006).

As vantagens envolvidas no processo de alteamento para jusante são decorrentes do fato de que nenhuma parte da barragem é construída sobre o rejeito previamente depositado, o que aumenta o controle do lançamento e da compactação. O sistema de drenagem interna pode ser prolongado à medida que o alteamento avança, permitindo o controle da linha de saturação na estrutura e aumentando sua estabilidade (KLOHN, 1981, tradução nossa).

3.3.3 Método de Linha de Centro

O método de linha de centro consiste em realizar o alteamento da crista de forma vertical, alinhando o eixo vertical dos alteamentos com o eixo do dique de partida. Assis e Espósito (1995) defendem que este método é uma variação do método de jusante, em virtude da semelhança de comportamento geotécnico entre os dois. Este método promove uma dissipação de poropressões, tornando-o apropriado para utilização inclusive em áreas de alta sismicidade (ARAUJO, 2006).

Ainda segundo Araujo (2006), a escolha do método de execução dependerá de fatores como: tipo de processo industrial, características geotécnicas e nível de produção de rejeitos, necessidade de reservar água, necessidade de controle de água percolada, sismicidade, topografia, hidrologia, hidrogeologia e custos envolvidos.

3.4 SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS

Em virtude do alto coeficiente de permeabilidade dos enrocamentos, faz-se necessário agregar à obra um elemento de vedação, o qual pode ser interno ou externo. É em decorrência do tipo de vedação escolhido que se denomina a barragem de enrocamento.

3.4.1 Barragem de Enrocamento com Vedação a Montante (BEVM)

Nesse tipo de construção, o corpo do aterro é constituído exclusivamente de enrocamento e o elemento impermeável situa-se na superfície do paramento de montante – Figura 4. O elemento vedante pode ser constituído de concreto, aço, material sintético, madeira ou betume.

Massad (2010, p. 180) aponta que:

As barragens com membranas de concreto apresentam, como septo impermeável, placas de concreto sobre o talude de montante, de enrocamento. Essas placas são ligadas umas às outras por juntas especiais, pois apoiam-se em meio deformável, o enrocamento, que pode sofrer recalques significativos por ocasião do primeiro enchimento.

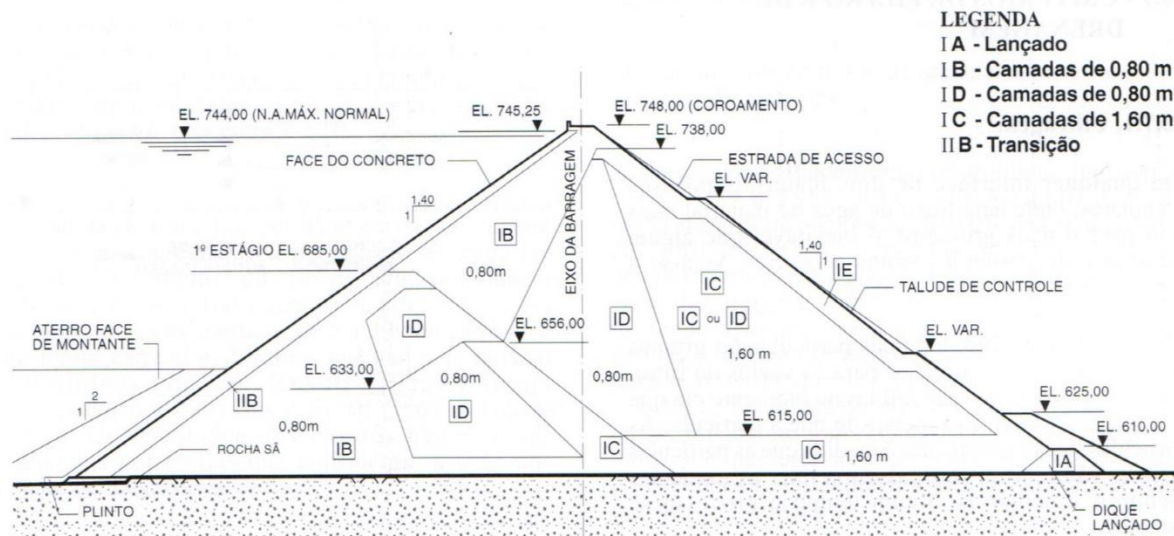
Na literatura, as barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) são as mais difundidas, já que são as mais comuns entre as de face impermeabilizante, devido à tecnologia desenvolvida nas últimas décadas. Porém a afirmação de Massad é válida para as demais vedações, uma vez que qualquer que seja o sistema impermeável escolhido, terá de suportar os recalques sofridos pelo enrocamento.

Em geral, no lado de montante, o enrocamento é compactado em camadas mais delgadas do que no lado de jusante, com o objetivo de reduzir as deformações na fase construtiva e na fase de enchimento do reservatório. Para apoio da vedação, emprega-se uma rocha graduada fina.

Cruz (2004, p. 329) explica que:

A consequência dessas especificações construtivas é a de se construir um maciço de enrocamento, com permeabilidade crescente de montante para jusante. Dessa forma, sempre que haja vazamento nas lajes, o fluxo será facilmente absorvido pela sequência de camadas de enrocamento de permeabilidade crescente.

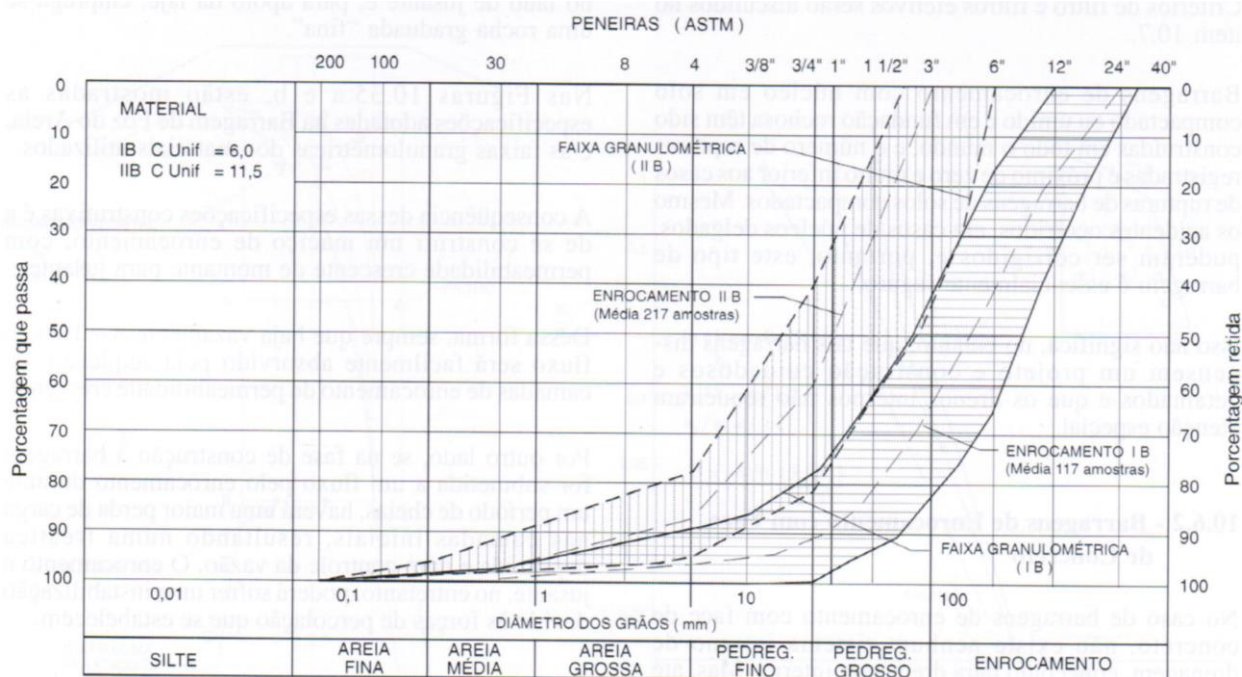
Figura 4 – Barragem de enrocamento com vedação a montante



(fonte: CRUZ, 2004)

Com o intuito de utilizar ao máximo as escavações de caráter obrigatório, desde que sem prejuízo à resistência ao cisalhamento, pode-se proceder a um zoneamento interno da barragem. Na figura 4 ilustra-se as especificações adotadas na Barragem de Foz do Areia; as faixas granulométricas dos materiais utilizados podem ser observadas na figura 5.

Figura 5 – Faixas granulométricas dos materiais utilizados



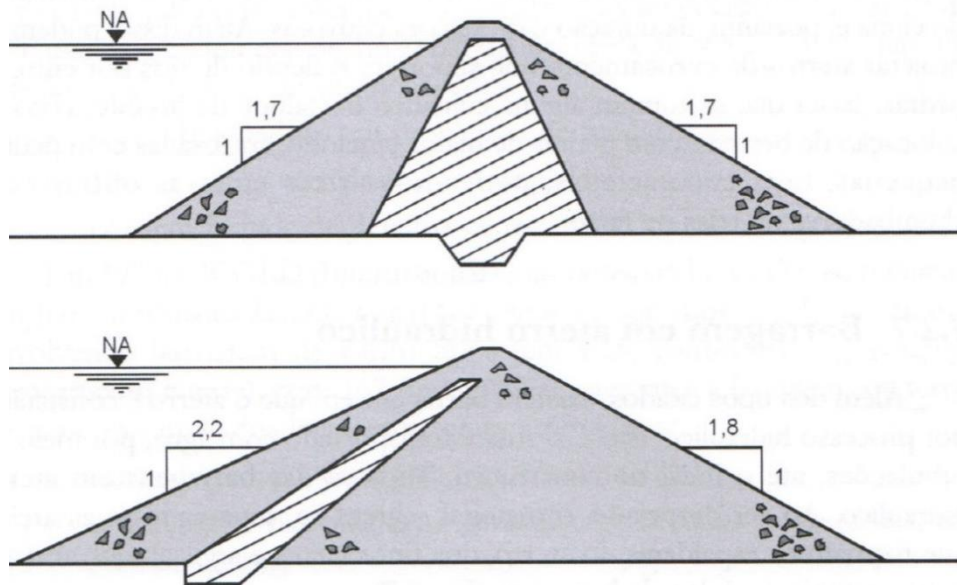
(fonte: CRUZ, 2004)

3.4.2 Barragem de Enrocamento com Vedação Central

Nesse tipo de barragem, o elemento de vedação situa-se no núcleo, geralmente de solo argiloso compactado. O núcleo pode ser central ou inclinado para montante – Figura 6 -, assim como pode ser constituído de aço, concreto ou betume (BASSO, 2007).

Se a argila e o enrocamento possuírem compressibilidades comparáveis entre si, o núcleo central tem a vantagem de exercer uma pressão maior nas fundações. Porém se a argila for mais compressível do que o enrocamento, o fenômeno de arqueamento pode vir a ocorrer, podendo gerar trincas no núcleo, na direção do fluxo de água. Esse fenômeno ocorre porque a argila tende a recalcar mais, sendo impedida pelos espaldares. Para evitar este problema, iniciou-se os projetos com núcleo inclinado, já que desse modo não há como transferir seu peso para os espaldares (MASSAD, 2010).

Figura 6 – Barragem de enrocamento com vedação central



(fonte: MASSAD, 2010)

A interface de materiais com características de deformabilidade distintas resulta numa redistribuição das tensões, com tendência de transferir os esforços de zonas com materiais mais compressíveis (em geral, o núcleo) para as zonas com materiais menos compressíveis (transições e enrocamentos) (CRUZ, 2004).

4 PARÂMETROS DE PROJETO

O projeto de uma barragem deve pautar-se pelos princípios básicos de segurança e economia. Este último inclui a disponibilidade de matéria-prima e custos de manutenção da obra, durante sua vida útil (MASSAD, 2010).

Massad (2010) cita que a segurança da barragem deve ser garantida quanto:

- a) ao transbordamento, que pode abrir brechas no corpo de barragens de terra e de enrocamento;
- b) ao *piping* e ao fenômeno de liquefação;
- c) à ruptura dos taludes artificiais, de montante e de jusante;
- d) ao efeito erosivo das águas das chuvas sobre o talude de jusante.

Para atender a tais requisitos, alguns parâmetros - abordados a seguir - devem ser estudados, de forma a garantir uma estrutura plena e estável.

4.1 COMPRESSIBILIDADE DE ENROCAMENTOS

O primeiro ponto a ser levado em conta para se obter o êxito no projeto (no quesito compressibilidade) é a utilização de equipamentos compactadores nos enrocamentos. Cooke (1984, tradução nossa) menciona que enrocamentos compactados apresentam, em geral, compressibilidade dez vezes menor que o enrocamento lançado.

Por isso, a análise da compressibilidade do enrocamento fica atrelada ao controle dos materiais de construção e aos equipamentos que serão utilizados na execução do aterro.

O estado de compacidade, ou índice de vazios, provavelmente é o fator que mais influencia nas características de resistência e compressibilidade de materiais granulares (CARVALHO, 2009).

Como o enrocamento é composto de blocos de rocha, espaços vazios são inerentes à estrutura, nos quais partículas menores podem se acomodar sem estar interligadas às demais por qualquer estado de tensões (CRUZ, 2004). Desse fato, foi proposto o “índice de vazios estrutural” (e_s),

no qual se “eliminam” as partículas soltas, denominadas inativas (CRUZ, 2004). O índice de vazios é determinado a partir da seguinte fórmula:

$$e_s = \frac{V_v + \Delta V_s}{V_s - \Delta V_s} \quad (1)$$

Onde:

V_v = volume de vazios (m^3)

ΔV_s = volume das partículas inativas (m^3)

V_s = volume de sólidos (m^3)

Cruz (2004) ainda complementa dizendo que quanto mais denso o enrocamento, menor será o número de partículas inativas, corroborando a ideia de Cooke (1984) sobre a compactação de aterros de enrocamento a fim de se obter menor compressibilidade.

Entretanto, devido ao fato de que o tamanho e a forma dos grãos constituem problema de macroescala, Albuquerque Júnior (1993) ressalta que o índice de vazios pode não ser um bom parâmetro de comparação, recomendando, nesses casos, o uso da densidade relativa (D_r) (CARVALHO, 2009).

Marsal (1975) realizou ensaios em amostras de enrocamentos de nove aterros diferentes, em aparatos que eram capazes de portar amostras com mais de 1m e tamanho dos grãos de 20cm. A partir de curvas que relacionam o índice de vazios *versus* pressão aplicada ($e_s \times \sigma_a$) e deformação *versus* pressão aplicada ($\epsilon_t \times \sigma_a$), o autor obteve os valores dos coeficientes de compressibilidade (a_v) de cada amostra, concluindo que: “[...] em geral, a compressibilidade diminui ao aumentar a pressão aplicada. A ruptura dos grãos e o grau de compactação têm forte influência no coeficiente de compressibilidade [...]”. Alguns resultados dos ensaios de compressão unidimensional estão expostos na Tabela 1, onde é possível notar o comportamento diferente dos enrocamentos - principalmente na compressibilidade em tensões baixas – alterando-se a granulometria, compacidade e tensão aplicada para amostras de mesma origem.

Tabela 1 – Resultados de ensaios de compressão unidimensional

Material	Índice de vazios e_i	Esforço médio σ_a [kg/cm ²]	Coefficiente de compressibilidade a_v [cm ² /kg]	Ruptura dos grãos B_g [%]	Esforço máximo $\sigma_{máx}$ [kg/cm ²]
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	0,8	2	0,0064	27	96,7
		5	0,0051		
		10	0,0055		
		20	0,0045		
		40	0,0038		
Diorito de El Infiernillo	0,54	2	0,0058	28,3	96,9
		5	0,0061		
		10	0,0053		
		20	0,0045		
		40	0,0025		
Conglomerado de Malpaso	0,28	2	0,0035	11,9	96,8
		5	0,0024		
		10	0,0022		
		20	0,0016		
		40	0,0009		
Diorito de El Infiernillo	0,34	2	0,0040	1,3	106
		5	0,0018		
		10	0,0009		
		20	0,0008		
		40	0,0010		
Basalto de San Francisco (gran. 2)	0,32	2	0,0021	3	105
		5	0,0013		
		10	0,0006		
		20	0,0005		
		40	0,0007		
Filito de Chivor (gran. A, solto)	0,68	2,6	0,0073	15,9	48,9
		5,8	0,0069		
		11	0,0060		
		22	0,0050		
		39	0,0033		
Filito de Chivor (gran. A, denso)	0,57	2,5	0,0034	18,4	49,2
		5,5	0,0055		
		11	0,0057		
		21	0,0042		
		39	0,0027		
Filito de Chivor (gran. B, solto)	0,79	2,4	0,0082	28,8	52
		5,5	0,0027		
		11	0,0076		
		21	0,0071		
		40	0,0047		
Filito de Chivor (gran. B, denso)	0,76	2,4	0,0039	29,7	51,6
		5,6	0,0071		
		11	0,0056		
		21	0,0057		
		40	0,0044		
Filito de Chivor (gran. C, denso)	0,26	1,6	0,0024	5,4	35,7
		3,6	0,0015		
		8,2	0,0013		
		17	0,0013		
		30	0,0010		

(fonte: MARSAL, 1975)

4.2 FORÇAS DE CONTATO

A força de contato é um importante parâmetro na análise de quebra das partículas para materiais granulares sujeitos a níveis elevados de tensões. Marsal (1973, tradução nossa) afirma que para entender as variações e a influência nas características de deformação e resistência dos enrocamentos, é necessário estudar a distribuição das forças de contato e os fundamentos da quebra de partículas.

Cruz (2004, p. 235) relaciona a força de contato com a quebra das partículas da seguinte forma: “Se a força P atuando num contato for superior à força de esmagamento (F_e), a partícula se quebra. Se a força P for inferior à F_e , não ocorre a quebra.”. Cruz (2004) ainda sugere que para enrocamentos com diâmetro médio (d') de 70 cm, a força de contato média seria em torno de 1 tonelada.

A partir de ensaios de compressão triaxial, deformação plana e compressão unidimensional, Marsal (1975) demonstrou que os grãos de um enrocamento podem vir a sofrer ruptura, mesmo operando a níveis de esforços relativamente baixos, em virtude da elevada força de contato.

De acordo com Lambe e Whitman (1969; citado em Divino, 2010), em função da magnitude das forças internas (peso próprio) e externas (cargas induzidas), as partículas individuais deformam-se conforme as forças de contato. Assim, deformações elásticas (recuperáveis) e/ou plásticas (irrecuperáveis) podem ocorrer nos pontos de contato.

Em ensaios oedométricos utilizando um equipamento de 50cm de diâmetro e 55cm de altura, Marsal (1973) obteve os valores da quebra dos grãos para os enrocamentos estudados. Estes ensaios foram realizados com uma tensão axial aplicada de 32kg/cm², sendo os materiais moldados em estado fofo (inicial) e denso (final). Os resultados são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Quebra das partículas

Material	γ_m (t/m ³)	S_g (%) *	E_t (%) **	B_g (%) ***	Inicial		Final	
					d_{10} (mm)	C_u	d_{10} (mm)	C_u
Diorito de La Soledad (a seco)	1,4	2,62	9,0	31,3	52,0	1,2	32,0	1,9
	1,2				52,0		24,0	
Areia do Rio Colorado (a seco)	1,5	2,66	2,7	15,8	0,13	1,9	0,10	1,4
Conglomerado silicificado de El Infiernillo (saturado)	1,65	2,73	7,0	9,7	19,0	3,3	14,0	3,9
	1,54				20,0		16,0	
Conglomerado silicificado de El Infiernillo (saturado)	1,64	2,73	7,3	9,0	19,0	3,2	14,0	3,6
	1,55				18,0		14,0	
Conglomerado alterado de El Infiernillo (a seco)	1,84	2,73	3,1	2,2	4,0	6,4	3,5	7,1
	1,70				3,9		3,0	
Areia de Pinzadarán (a seco)	1,83	2,77	3,0	-4,3	0,22	7,7	0,25	7,8
	1,67				0,22		0,29	
Conglomerado de Malpaso (a seco)	1,95	2,70	5,4	13,6	0,32	66,0	0,30	67,0
	1,80				0,50		0,40	
Tufo Vulcânico de Santa Fé (a seco)	1,28	2,30	16,0	41,6	54,0	1,6	13,0	4,6
	1,14				54,0		5,7	
Areia e cascalho de Santa Fé (a seco)	1,79	2,37	3,7	3,4	0,22	27,0	0,25	24,0
	1,65				0,20		0,20	
Seixo de Contreras (a seco)	1,50	2,30	8,1	15,6	33,0	1,9	1,9	3,2
	1,43				0,34		15,0	

(fonte: CRUZ, 2004)

* Peso específico dos grãos

** Deformação total

*** B_g = quebra dos grãos. Valores negativos de B_g indicam partículas agregadas

Marsal (1973) conclui que a graduação de um material granular se modifica no processo de carregamento, devido à quebra das partículas. O grau de quebra das partículas depende principalmente da graduação, da resistência ao esmagamento dos grãos e do nível de tensões.

4.3 GRANULOMETRIA

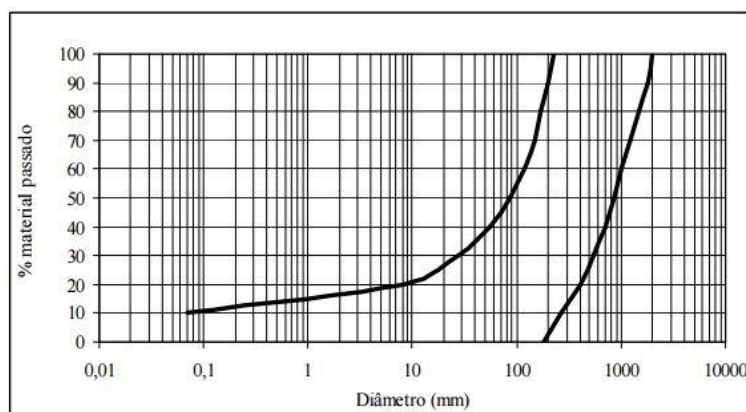
A dimensão e o tipo das partículas utilizadas no enrocamento estão diretamente relacionadas à disponibilidade do material e finalidade da obra. Atualmente, não existem limitações na definição do diâmetro mínimo das partículas de enrocamentos (CARVALHO, 2009). Porém, necessita-se limitar a porcentagem de material fino, a fim de garantir que não ocorra excesso de poropressões no interior do enrocamento.

Maranha das Neves (2002) e Albuquerque Júnior (1993) recomendam que a porcentagem de materiais que passam na peneira 200 (dimensão inferior a 0,074mm – ASTM) não exceda 10%, garantindo a permeabilidade superior a 10^{-5} m/s.

Já a dimensão máxima dependerá do tipo de equipamento de compactação, do método de extração e da potência utilizada no desmonte. Fraiha Neto (1993) sugere que o diâmetro máximo seja de $\frac{3}{4}$ da altura da camada compactada. Porém é comum em barragens brasileiras a igualdade entre o diâmetro máximo e a espessura da camada (CARVALHO, 2009).

Maranha das Neves (2002) sugere uma faixa granulométrica onde devem limitar-se as granulometrias dos enrocamentos (Figura 7).

Figura 7 – Faixa granulométrica para enrocamentos



(fonte: MARANHA DAS NEVES, 2002)

Basso (2007, p. 9) estima que o enrocamento obtido de desmontes possui menos do que 30% de fragmentos menores que 2,5cm. Afirma ainda que:

As propriedades mais importantes dos enrocamentos são baixa compressibilidade e alta resistência ao cisalhamento. Dessa forma, qualquer desmonte de rocha dura com uma distribuição granulométrica média, tendo 20% ou menos de partículas passantes na peneira 4 (4,76mm) e 10% ou menos passantes na peneira 200 (0,074mm), terá alta resistência e baixa compressibilidade.

Carvalho (2009) também comenta a respeito da granulometria, onde afirma que se o enrocamento possuir um coeficiente de uniformidade (C_u) maior de 15, este será mais resistente e menos deformável que os uniformes. Segue, afirmando que enrocamentos bem graduados facilitam o preenchimento de um maior volume de vazios, o que diminui as forças de contato, gerando, ao final, menores índices de quebra dos grãos.

Em decorrência da variação granulométrica empregada no dimensionamento de enrocamentos, não se faz necessário qualquer sistema interno de drenagem – garantidos alguns critérios de execução (conforme visto no item 3.4.1). Porém, é fundamental a prevenção contra o *piping*, que é o carreamento de partículas no interior da barragem, que pode vir a causar problemas de estabilidade na estrutura.

Para se prevenir contra o *piping*, pode-se utilizar do Critério de Terzaghi abrandado, o qual estabelece as seguintes condições a serem satisfeitas (MASSAD, 2010):

$$\frac{D_{15} (Filtro)}{D_{85} (Solo)} < 10 \quad (2)$$

Já para garantir a passagem da água, Terzaghi estabeleceu que:

$$\frac{D_{15} (Filtro)}{D_{15} (Solo)} > 4 \text{ ou } 5 \quad (3)$$

Onde:

D_{15} : diâmetro ao qual 15% das partículas, em peso, possuem diâmetro menor que D;

D_{85} : diâmetro ao qual 85% das partículas, em peso, possuem diâmetro menor que D.

4.4 ÂNGULO DE ATRITO

Pinto (2006, p. 260-261) define que: “O ângulo de atrito pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento.”. Se ultrapassado esse ângulo, a componente tangencial da força supera a resistência ao deslizamento oferecido pelo solo.

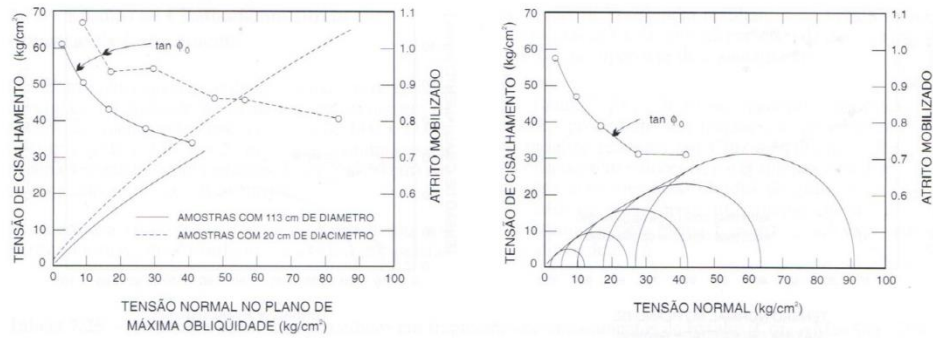
Obtido em um gráfico de tensões máximas (gráfico de Mohr), o ângulo de atrito é a relação entre τ (tensão de cisalhamento) e σ (tensão normal) na ruptura, cuja resistência é mobilizada de acordo com a estrutura do enrocamento, tensões de contato e quebra de partículas (CRUZ, 2004).

Massad (2010) afirma que o material do enrocamento apresenta elevado ângulo de atrito, o que garante a estabilidade dos taludes de montante e jusante, mesmo quando são íngremes - inclinações de 1:1,6 até 1:2,2 (H:V).

As envoltórias de Mohr são uma forma adequada de interpretação dos dados de ensaios, pois reproduzem, para fins práticos, a resistência ao cisalhamento de enrocamentos. Cruz (2004) afirma que em análises de estabilidade, é conveniente usar envoltórias do tipo $\tau = a\sigma^b$, já que dessa forma se expressa de maneira mais correta a variação da resistência com a tensão normal aplicada, principalmente quando as envoltórias geradas possuem alguma curvatura.

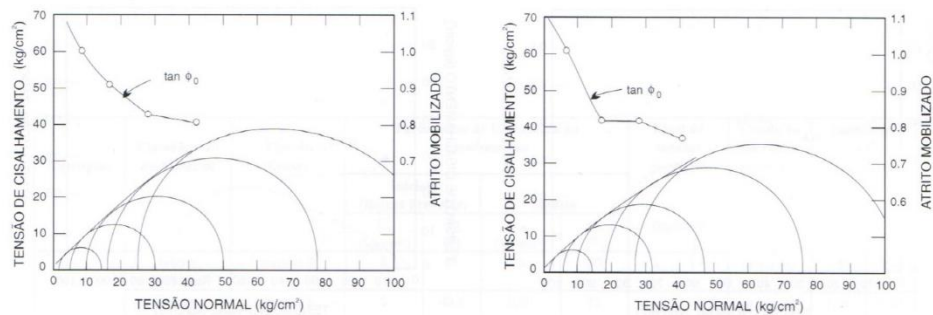
A Figura 8 reproduz envoltórias de Mohr para ensaios de compressão triaxial de alguns enrocamentos (MARSAL, 1973).

Figura 8 – Envoltórias de Mohr para ensaios de compressão triaxial



a) Conglomerado silicificado de El Infiernillo - amostra 1

b) Diorito de El Infiernillo - amostra 2



c) Areia e cascalho de Pinzadarán - amostra 3

d) Conglomerado de Malpaso - amostra 4

(fonte: CRUZ, 2004)

4.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

De acordo com Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo e simples procedimento para se determinar a resistência ao cisalhamento. Este ensaio é baseado no Critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\phi) \quad (4)$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

c = coesão;

σ = tensão normal no plano de ruptura;

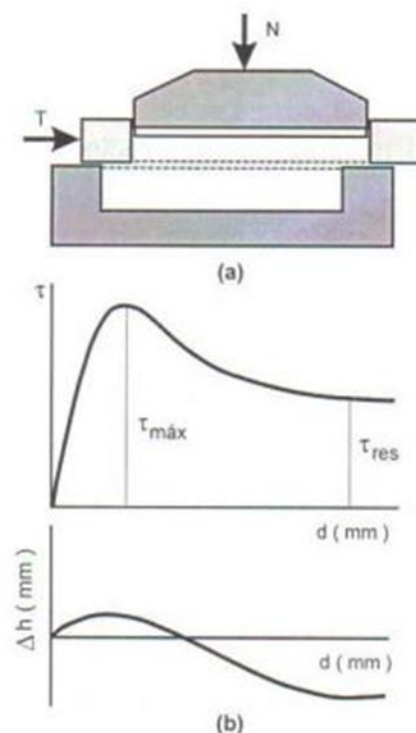
ϕ = ângulo de atrito.

O ensaio consiste em aplicar tensões normais – neste trabalho em específico: 50, 100, 250 e 500 kPa - em um plano e verificar a tensão cisalhante que provoca a ruptura. No Brasil, um grande número de ensaios de cisalhamento direto foi realizado em caixas de 1,0 x 1,0 x 0,40m e 0,20 x 0,20 x 0,20m, que podiam ensaiar materiais granulares com partículas de até 7,5cm nas caixas grandes e 2,5cm nas caixas menores (CRUZ, 2004).

Na Figura 9 está esquematicamente ilustrado um exemplo de ensaio de cisalhamento direto, onde aplica-se inicialmente uma força vertical N . A fim de provocar um deslocamento horizontal, aplica-se uma força tangencial T , medindo-se a força suportada pelo solo a fim de se manter um deslocamento constante e preestabelecido. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões τ e σ que nele estão ocorrendo, respectivamente.

A tensão τ é plotada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento. Na Figura 9 (b) é possível identificar a tensão de ruptura ($\tau_{\text{máx}}$) e a tensão residual (τ_{res}), que o corpo sustenta após a ruptura. O deslocamento vertical também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento.

Figura 9 – Ensaio de cisalhamento direto



(fonte: PINTO, 2006)

No quadro 2 estão resumidos resultados obtidos de ensaios em fragmentos de enrocamento reunidos por Cruz e Maiolino (1983). Algumas envoltórias foram representadas através da forma $\tau = a\sigma^b$ para análise da estabilidade, conforme comentado anteriormente. O quadro apresenta valores de c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito) iniciais e médios (para tensões mais elevadas) obtidos de gráficos de Mohr (CRUZ, 2004).

Quadro 2 – Resultados de Ensaios Realizados em Fragmentos de Enrocamentos

Barragem	Classificação do Material	Tipo de Ensaio	Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento				Nível de tensões do ensaio (kg/cm ²)	Condição da Rocha no Ensaio	Parâmetro de Resistência $\tau = a\sigma^b$	
			Iniciais (Baixas Pressões)		Médios				a	b
			C ₀ (kg/cm ²)	ϕ (°)	C _m (kg/cm ²)	ϕ (°)				
Ilha Solteira	brecha basáltica	triaxial S	0	45	0	37	$\sigma_{3m\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	1,03	0,86
	brecha basáltica	triaxial S	0	40,5	0,9	38	$\sigma_{3m\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	1,06	0,83
	brecha basáltica	C.D. 100 x 100 x 30cm	-	-	0	33	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 8$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto vesicular e compacto	C.D.	-	-	0	42 a 44	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 8$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto vesicular e brecha	C.D. 200 x 200 x 80cm	-	-	0,24	36	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto vesicular e brecha	C.D. 100 x 100 x 40cm	-	-	0,62	42	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 8$	<i>in natura</i>	-	-
Salto Osório	brecha basáltica	C.D. 20 x 20 x 20cm	-	-	0	54 a 55	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 10$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto vesicular	C.D. 20 x 20 x 20cm	-	-	0	43 a 50	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 10$	<i>in natura</i>	-	-
Cavivara	basalto compacto (A)	C.D.	-	-	0	47,5	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 8$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto vesicular amigdaloidal (B)	C.D.	-	-	0	43	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto microvesicular e/ou amigdaloidal (C)	C.D.	-	-	0	48	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	-	-
	basalto são	C.D. 20 x 20 x 20cm	-	-	0	46	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 11$	<i>in natura</i>	-	-
		C.D. 100 x 100 x 40cm	-	-	0	49	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	-	-
		triaxial	0	53,5	2	36	$\sigma_{nm\acute{a}x} = 6$	<i>in natura</i>	-	-

(fonte: CRUZ, 2004)

4.6 INSTRUMENTAÇÃO

Face aos custos e riscos relativos aos grandes empreendimentos da Engenharia Civil, em especial às barragens, nas últimas décadas houve uma valorização dos sistemas de inspeção e observação destas obras (CRUZ, 2004).

Wilson, no Simpósio sobre Instrumentação (CESP, 1974), descreve que o processo envolvido na instrumentação de uma barragem é bastante longo e que depende da escolha dos instrumentos, compra, aferição e preparação, instalação, coleta das leituras, cálculos e avaliação dos resultados e interpretação final dos mesmos.

É necessário primeiro determinar o que se deseja medir, para então escolher os instrumentos a serem utilizados. Abaixo estão listados alguns fenômenos que ocorrem em barragens no geral e que podem ser analisados:

- a) medida de pressões de água dentro e em volta da barragem, de maneira a avaliar as subpressões, pressões neutras e os gradientes hidráulicos que podem se desenvolver durante e após a construção. Para tanto, utiliza-se piezômetros;
- b) medida das grandezas dos recalques durante e após a construção. Utiliza-se medidores de recalque;
- c) medida dos movimentos horizontais. É possível utilizar inclinômetros;
- d) medida de movimentos superficiais. São usados marcos superficiais;
- e) registros sísmicos na barragem e no reservatório. São usados registradores contínuos e interligados.
- f) medida da deformabilidade da rocha de fundação através de medidas de deslocamentos durante o período construtivo. Para tanto, utiliza-se extensômetros de hastes verticais.

Na análise destas medidas, são incluídos valores limites ao programa de instrumentação, com o intuito de facilitar e agilizar a detecção de possíveis anomalias. Dessa maneira, um programa de instrumentação tende a garantir acurácia, bem como fornecer parâmetros relacionados à confiabilidade das leituras, à compatibilidade em relação aos métodos construtivos e às premissas de projeto (FONSECA, 2003).

A forma de interpretação dos resultados a partir destas medidas é denominada auscultação e, de acordo com definição disponível em Itaipu <www.itaipu.gov.br/energia/auscultacao>, é o conjunto de formas de observação do comportamento da barragem, para controlar suas

condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculos utilizados no projeto e verificar a necessidade de medidas corretivas.

No Quadro 3 resume-se as principais causas de comportamento insatisfatório apresentado por barragens de terra e enrocamento, indicando os sistemas de observação que podem ser utilizados.

Quadro 3 – Principais causas de comportamento insatisfatórios de barragens

Comportamento		Causa	Sistema de Observação
Erosão Externa	Taludes e áreas de jusante	Chuva intensa	Inspeção visual
		Galgamento de ondas de montante	
		Transbordamento	Inspeção visual
	Batimento de ondas de jusante		
	Velocidade tangencial da água de jusante	Batimetria	
Taludes de montante	Batimento de ondas		
Erosão Interna		Trincas/canalículos	Inspeção visual
		Deficiência de compactação/interfaces	Instrumentação
Cisalhamento		Deterioração da fundação ou do maciço	Instrumentação
		Sismos	Topografia
		Pressões neutras	Inspeção visual
		Recalques diferenciais	
Trincas		Ressecamento	Inspeção visual
		Ruptura hidráulica	Instrumentação

(fonte: CRUZ, 2004)

No Quadro 4, há uma sugestão de frequência para as leituras de instrumentos instalados em barragens, proposta por Cruz (2004).

Quadro 4 – Frequências usuais de leituras

Instrumento	Construção	Enchimento +3 meses	4º ao 6º mês	7º ao 12º mês	13º ao 36º mês	37º mês em diante
Medidor de nível d'água	semanal	2/semana	2/semana	semanal	semanal	quinzenal
Medidores de vazão	semanal	3/semana	3/semana	2/semana	semanal	quinzenal
Piezômetros de fundação	semanal	2/semana	2/semana	semanal	semanal	quinzenal
Piezômetros de maciço	semanal	semanal	semanal	semanal	quinzenal	quinzenal
Medidores de recalques	semanal	2/semana	semanal	quinzenal	mensal	bimestral
Inclinômetros	quinzenal	semanal	quinzenal	quinzenal	mensal	trimestral
Célula de tensão total	semanal	2/semana	semanal	semanal	quinzenal	quinzenal
Extensômetros de hastes	semanal	3/semana	3/semana	semanal	quinzenal	quinzenal

(fonte: CRUZ, 2004)

Manter uma periodicidade na análise dos resultados fornecidos pelos instrumentos é de suma importância para se evitar uma catástrofe. Dessa forma, fica mais fácil interpretar comportamentos anômalos e tomar a decisão de tratar o instrumento como defeituoso e descartar as informações por ele fornecidas ou partir para uma intervenção emergencial. Por outro lado, é recomendável questionar se o instrumento está apresentando uma falsa indicação de situação normal, pelo fato de estar danificado, o que viria a comprometer a segurança da estrutura.

Porém, cabe salientar que a instrumentação constitui um método de observação da barragem, não aumentando a segurança da obra em si. A segurança da barragem depende fundamentalmente do projeto e da construção.

Cruz (2004, p. 606) conclui que:

Apesar de a instrumentação não constituir a solução para todos os problemas, é inegável sua utilidade quando convenientemente projetada, instalada e interpretada, não só para a avaliação das condições de segurança de um empreendimento, em todas as suas fases, mas também para verificação das hipóteses adotadas em projeto, com o objetivo principal de tornar as obras mais econômicas, dentro das necessárias condições de segurança.

5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste capítulo serão abordados os métodos utilizados para analisar as características do estéril do presente trabalho, com o intuito de explicitar as propriedades geotécnicas do material em estudo para posterior utilização como ferramenta inicial no projeto de enrocamento. A caracterização do material foi realizada no Laboratório de Mecânica de Rochas, já a análise granulométrica, bem como os ensaios de cisalhamento direto e de compressibilidade foram realizados no Laboratório de Geotecnologia, ambos da UFRGS.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados nos ensaios foram obtidos a partir de testemunhos de sondagem rotativa realizadas no local onde será a cava de mineração. Estes testemunhos foram dispostos para transporte e armazenamento em caixas plásticas apropriadas, com separadores dos intervalos de manobra, os quais marcam o avanço, recuperação e profundidade.

Figura 10 – Caixa de Armazenamento dos Testemunhos



(fonte: elaborada pelo autor)

A caracterização do material é realizada a partir de um *checklist* preestabelecido, classificando o material em função de algumas grandezas. Um exemplo de caracterização pode ser analisado na Tabela 3.

Com base na litologia, analisando visualmente (Figuras 10 e 14) o tamanho dos grãos, cor e textura, pode-se dizer que o material é oriundo de rocha sedimentar detrítica, composto principalmente por conglomerados, arenitos e alguns siltitos.

Na Figura 11: Profundidade: 30,80m; Avanço 2,90m; Recuperação: 2,85m.

Figura 11 – Marcador do Intervalo de Manobra



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 3 – Caracterização do Material

FURO: 149B											DATA: 06/01/17		OBS
MANOBRA	REC (m)	ROCHA	RQD (cm)	ALT	N° DESC	TIPO DESC	PRE OU ALT	JRC	FRAT	UCS	JCS		
30,80	33,70	2,50	Conglomerado	122	W2	6	Fratura		8 - 10	F3	1,9	0,5	
33,70	36,60	0,90	Conglomerado	0	W2	1	Fratura		6 - 8	F2	3,0	1,6	
36,60	39,50	2,90	Conglomerado	236	W3	3	Fratura	1	8 - 10	F2	2,0	0,5	15cm finais cor clara, graduação mais fina
39,50	42,40	2,90	Conglomerado	290	W3	4	Fratura	1	4 - 6	F2	1,5	0,5	
42,40	45,30	2,90	Conglomerado	220	W3	5	Fratura	1	6 - 8	F3	2,0	0,5	10cm banda de granulação mais fina
45,30	48,20	2,90	Conglomerado	221	W2	4	Fratura		4 - 6	F2	2,0	0,5	
48,20	51,10	2,90	Conglomerado	270	W2	3	Fratura		6 - 8	F2	2,0	0,5	
51,10	54,00	2,90	Conglomerado	280	W2	2	Fratura	1	4 - 6	F2	2,2	1,0	
54,00	56,90	2,90	Conglomerado	280	W2	2	Fratura		4 - 6	F2	2,0	0,5	35cm iniciais arenito
56,90	59,80	2,90	Conglomerado	256	W2	2	Fratura	1	6 - 8	F2	1,5	0,5	
59,80	62,70	2,90	Conglomerado	286	W2	1	Fratura		4 - 6	F1	1,5	0,5	
62,70	65,60	2,90	Conglomerado	290	W2	2	Fratura	1	4 - 6	F2	2,0	1,0	Ocorrência minério
65,60	68,55	2,95	Arenito	276	W2	3	Fratura		4 - 6	F2	2,2	1,0	Bandas com grãos maiores

(fonte: fornecido pelo Laboratório de Mecânica de Rochas)

A manobra é o intervalo de profundidade que a sondagem está. A recuperação é quanto de material foi possível recuperar na respectiva manobra. O RQD (*Rock Quality Designation*)

indica a qualidade da rocha a partir da porcentagem de pedaços que possuem mais de 100mm em comparação com o comprimento total de cada manobra. Neste caso foi colocado no *checklist* o comprimento total dos pedaços, que também serve para a classificação, já que dividindo pelo comprimento total tem-se o RQD na sua forma original, em porcentagem.

O grau de alteração (ALT) varia de W1 a W5, sendo W1 o material sem qualquer sinal de alteração e W5 o material totalmente decomposto. O índice JRC indica a rugosidade da fratura característica do trecho, a qual é obtida a partir de um gabarito (Figura 12). O grau de fraturação (FRAT), da mesma forma que o grau de alteração, é classificado em 5 intervalos, onde o F1 designa fraturas muito afastadas umas das outras e F5 muito próximas.

UCS designa a resistência de compressão uniaxial da amostra obtida a partir de um Esclerômetro Schmidt, que consegue estimar de forma não destrutiva a resistência dos materiais. Já o parâmetro JCS designa a resistência compressiva das descontinuidades.

Tabela 4 – Índice RQD

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 - 25%	muito fraco
25 - 50%	fraco
50 - 75%	razoável
75 - 90%	bom
90 - 100%	excelente

(fonte: adaptado de OLIVEIRA, 1998)

Tabela 5 – Grau de Alteração de Maciços Rochosos

Símbolos	Designações	Características
W1	são	sem quaisquer sinais de alteração
W2	pouco alterado	sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W3	medianamente alterado	alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha não é friável
W4	muito alterado	alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W5	decomposto	o maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

(fonte: adaptado de OLIVEIRA, 1998)

Figura 12 – Índice JRC



(fonte: fornecido pelo Laboratório de Mecânica de Rochas)

Tabela 6 – Grau de Fraturação

Símbolos	Intervalo entre Fraturas (cm)	Designação
F1	> 200	muito afastadas
F2	60 - 200	afastadas
F3	20 - 60	medianamente afastadas
F4	6 - 20	próximas
F5	< 6	muito próximas

(fonte: adaptado de OLIVEIRA, 1998)

Figura 13 – Esclerômetro Schmidt: índices UCS e JCS



(fonte: elaborada pelo autor)

Para os ensaios deste trabalho, se escolheu utilizar as amostras mais superficiais – primeiros 30 metros -, já que serão estes os materiais utilizados mais críticos para construção do enrocamento futuramente. Outra preocupação foi escolher os materiais mais intemperizados, de forma a ensaiar os materiais com menores resistência. Foram separados em torno de 60 kg de amostra.

Figura 14 – Amostras Escolhidas para os Ensaios



(fonte: elaborada pelo autor)

A fim de simular a heterogeneidade granulométrica oriunda do desmonte das rochas, realizou-se a britagem destes testemunhos em um britador de mandíbula, deixando a abertura máxima do britador em torno de três centímetros.

Figura 15 – Britador de Mandíbula



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 16 – Material Britado



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica foi obtida a partir de peneiramento da amostra. Devido ao armazenamento e transporte, há a tendência de as partículas finas ficarem mais ao fundo e as mais grosseiras por cima. De modo a homogeneizar a amostra, foi utilizado o Método “B” exposto na NBR NM 27 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 4), método este que indica a redução da amostra dividindo-a em quatro partes iguais até a quantidade desejada. Realizando a redução, obteve-se uma amostra homogênea de 16.590,3g de massa. A NBR 7217 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 2) estipula como 5kg a quantidade mínima de amostra necessária para determinar a composição granulométrica de um material com dimensão máxima característica entre 9,5 e 25mm.

Figura 17 – “Quarteamento” da Amostra



(fonte: elaborada pelo autor)

Pinto (2006, p. 22) define que para se conhecer o tamanho dos grãos de um solo é necessária a análise granulométrica. Para tal, se relaciona, através de peneiramento, a massa de material passante em cada peneira com a massa total seca da amostra, porcentagem essa representada graficamente em função da abertura nominal de cada peneira. As massas retidas, bem como a abertura nominal de todas as peneiras utilizadas no ensaio podem ser observadas na Tabela 7.

A curva granulométrica obtida a partir do peneiramento foi plotada em função da porcentagem passante em cada peneira (Figura 18).

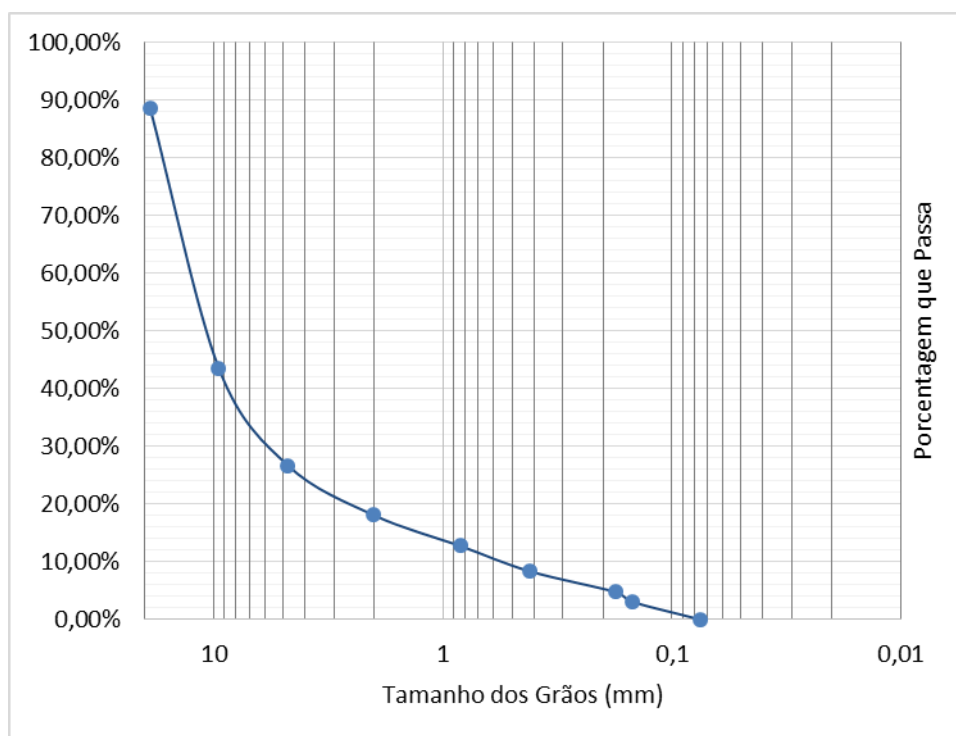
Tabela 7 – Distribuição Granulométrica da Amostra

Peneira (mm)	Massa (g)	Retido	Acumulado	Passante
19,05	1867,4	11,27%	11,27%	88,73%
9,52	7493	45,23%	56,50%	43,50%
4,76	2781,5	16,79%	73,29%	26,71%
2,00	1430,5	8,63%	81,93%	18,07%
0,84	884,9	5,34%	87,27%	12,73%
0,42	719,5	4,34%	91,61%	8,39%
0,177	598,3	3,61%	95,22%	4,78%
0,149	284,2	1,72%	96,94%	3,06%
0,074	419,3	2,53%	99,47%	0,53%
Fundo	87,8	0,53%	100,00%	0,00%
Total	16566,4			

(fonte: elaborada pelo autor)

A NBR 7217 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p.2) estabelece que a diferença entre a amostra inicial seca e o somatório de todas as massas retidas nas peneiras mais o fundo não deve diferir mais de 0,3%. No peneiramento realizado, a diferença foi de 0,14%.

Figura 18 – Curva Granulométrica da Amostra



(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando a curva granulométrica obtida, é possível caracterizá-la em função do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU), o qual relaciona o diâmetro que passa 60% das partículas de solo e o diâmetro pelo qual passam 10% das partículas (PINTO, 2006). Este coeficiente é um importante parâmetro para caracterização de solos grosseiros, uma vez que solos mal graduados possuem CNU próximo da unidade, ao passo que quanto maior este valor, melhor graduado o solo é. Neste caso, o Coeficiente de Não Uniformidade obtido foi de aproximadamente 21, indicando claramente que se trata de um solo não uniforme.

Outro indicativo da graduação do material se dá através da análise do Coeficiente de Curvatura, que identifica descontinuidades na distribuição granulométrica. Um material bem graduado possui CC entre 1 e 3 (PINTO, 2006).

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (4)$$

Onde:

D_{10} = diâmetro pelo qual passam 10% das partículas;

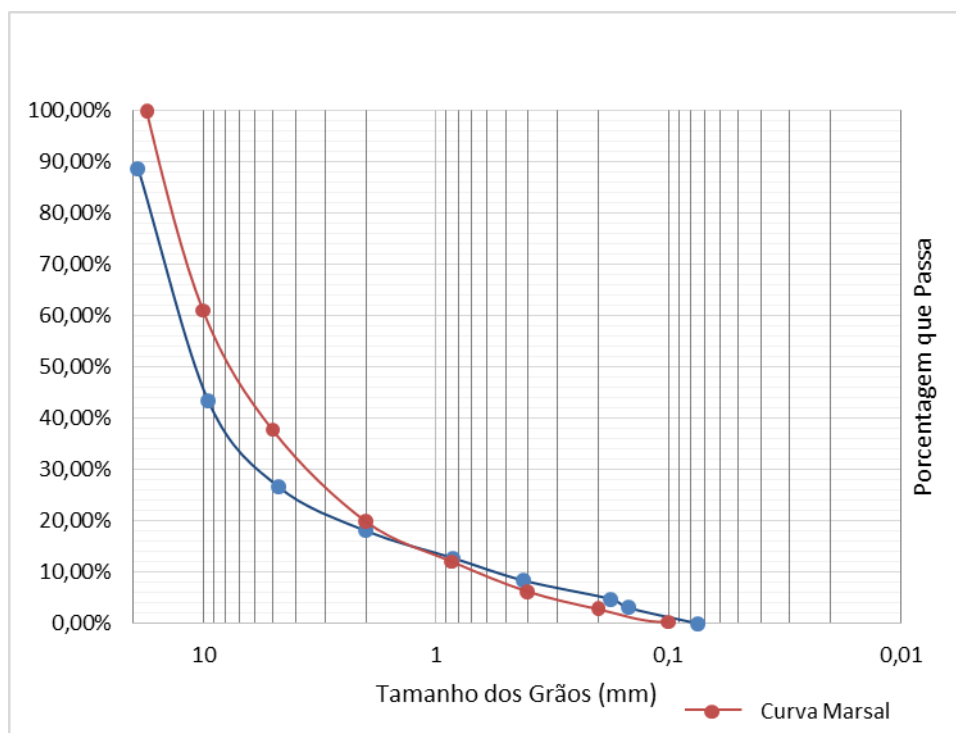
D_{30} = diâmetro pelo qual passam 30% das partículas;

D_{60} = diâmetro pelo qual passam 60% das partículas.

Para a curva granulométrica obtida, o valor do Coeficiente de Curvatura foi de aproximadamente 4,5, o que indica que há certa descontinuidade dos grãos na distribuição granulométrica. A fim de obter valores de CC entre 1 e 3, a parcela de materiais grosseiros deveria ser um pouco menor do que a verificada.

Na Figura 19, compara-se a curva obtida no peneiramento com a curva de uma amostra de enrocamento proposta por Marsal (1973). É possível notar que são comparáveis entre si, isto é, a britagem simulou de forma satisfatória a granulometria observada em enrocamentos. Nota-se, também, que a curva obtida nos ensaios apresenta maior teor de materiais grosseiros – maiores de 2 mm -, igualando as porcentagens próximo de 1 mm e seguindo praticamente iguais até as parcelas mais finas de solo.

Figura 19 – Comparativo entre Curva Marsal e Curva Obtida



(fonte: elaborada pelo autor)

Verdugo (2006, tradução nossa) ressalta que os solos com grandes partículas apresentam, em geral, maior rigidez e resistência que solos de grãos menores, como por exemplo solos arenosos. Todavia, a avaliação das propriedades mecânicas de enrocamentos é difícil e de alto custo, devido às dimensões necessárias para realizar os ensaios.

Como medida alternativa, foram desenvolvidos métodos que permitem estabelecer os parâmetros geomecânicos a partir de resultados de ensaios em amostras “equivalentes” de partículas de menor tamanho, que simulam o comportamento do material original e que são compatíveis com os equipamentos disponíveis. Aceitar a realidade de que nem sempre o tempo e a magnitude dos projetos viabilizam a execução de testes em grande escala é fundamental, de modo que se possa utilizar escalas convencionais para estimar os parâmetros de resistência de um material grosseiro (VERDUGO, 2006).

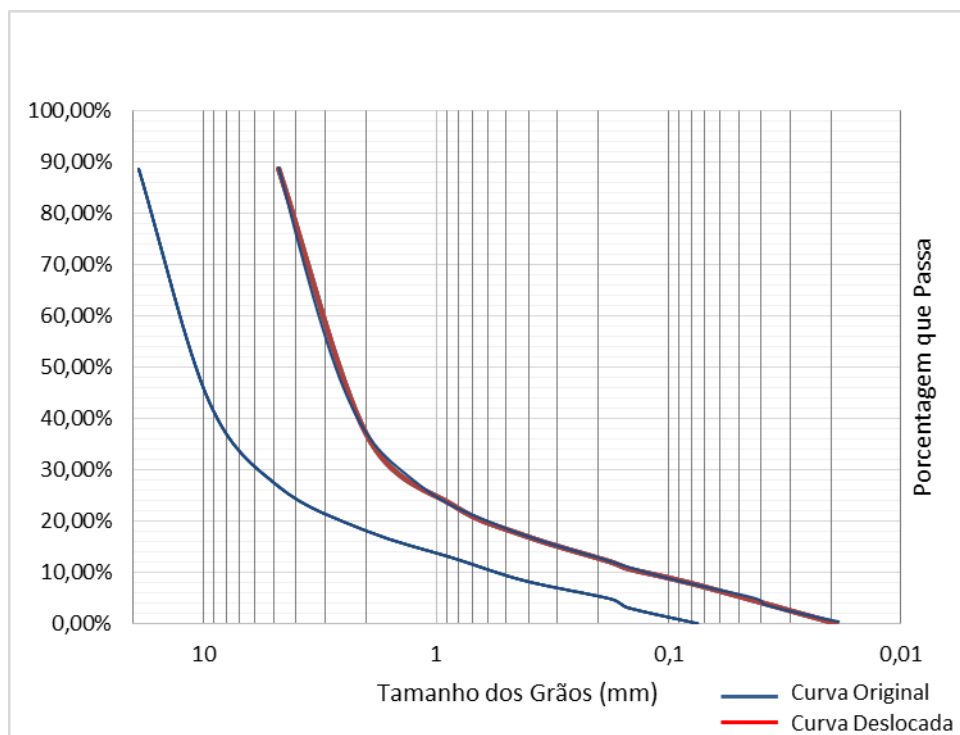
Para o presente trabalho, foi utilizado o Método da Granulometria Homotética, proposto pela primeira vez por Lowe (1964). O método consiste em ensaiar amostras com partículas de menor tamanho que o solo original, utilizando uma curva granulométrica deslocada e paralela à curva do material grosseiro original. Este procedimento só pode ser utilizado quando as amostras homotéticas resultantes não superarem um conteúdo de finos da ordem de 10% e quando

variáveis como mineralogia, dureza e forma das partículas são similares, independentemente do tamanho das partículas (AL-HUSSAINI, 1983; SANTAMARINA e DÍAZ-RODRÍGUEZ, 2003).

A fim de posicionar a curva transladada, foi fixado como limite superior a parcela retida na peneira de abertura nominal 4,76 mm, com o intuito de evitar que grãos muito grandes pudessem comprometer os resultados do ensaio de cisalhamento direto, já que a altura efetiva da câmara do corpo de prova utilizada possui aproximadamente 30 mm de altura.

A seguir apresenta-se a curva deslocada, juntamente com a original obtida no peneiramento. Inicialmente realizou-se uma cópia da curva original, deslocando-a até a posição desejada e determinando visualmente as porcentagens retidas desta, para só então plotar a curva transladada, de modo a confirmar as porcentagens retidas graficamente.

Figura 20 – Curva Granulométrica Deslocada



(fonte: elaborada pelo autor)

Com as porcentagens retidas calculadas da curva deslocada, foi possível determinar a massa retida em cada peneira em função da massa total da amostra. Em virtude da peneira 10 (abertura 2 mm) apresentar elevado percentual retido na curva deslocada, determinou-se a massa total de

amostra de forma a utilizar todo o material retido nesta peneira. O resultado é apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 – Distribuição Granulométrica a ser Utilizada nos Ensaios

Peneira (mm)	Massa (g)	Retido (%)	Acumulado (%)	Passante (%)
4,76	311,7	11,27%	11,27%	88,73%
2,00	1430,5	51,73%	63,00%	37,00%
0,84	387,1	14,00%	77,00%	23,00%
0,42	160,4	5,80%	82,80%	17,20%
0,177	143,8	5,20%	88,00%	12,00%
0,149	35,9	1,30%	89,30%	10,70%
0,074	171,4	6,20%	95,50%	4,50%
Fundo	87,8	4,50%	100,00%	0,00%
Total	2728,68			

(fonte: elaborada pelo autor)

Avaliando a porcentagem de material fino da curva deslocada obtida, nota-se que é possível utilizar o Método da Granulometria Homotética, uma vez que o percentual de finos não excede os 10%, condição mencionada por Al-Hussaini (1983) e Díaz-Rodríguez (2003).

Com as quantidades de cada granulometria obtidas, deu-se início à composição da amostra para o ensaio de cisalhamento direto. Na Figura 21 é possível verificar as diferentes granulometrias da amostra inseridas separadamente para compor os corpos de prova.

Figura 21 – Diferentes Granulometrias da Amostra



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a amostra devidamente composta e misturada, aplicaram-se 85g de água para aumentar o teor de umidade em aproximadamente 3%, deixando esta mistura homogênea por 24h, para só então dividi-la em quatro partes iguais para formação dos quatro corpos de prova a serem utilizados no ensaio de cisalhamento direto.

Figura 22 – Aplicação de 3% de Umidade



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 23- Mistura Homogeneizada



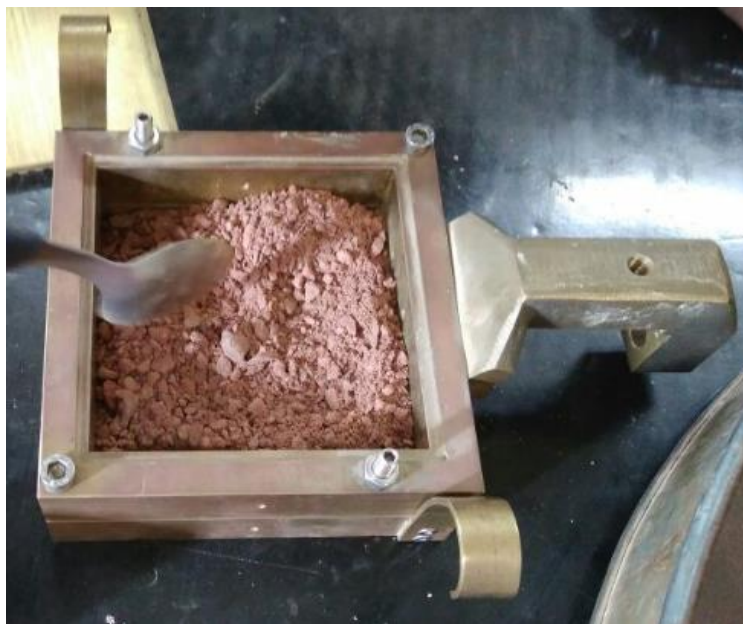
(fonte: elaborada pelo autor)

Marachi *et al.* (1969) realizaram ensaios com o intuito de comparar o comportamento variando-se a composição granulométrica. Utilizaram a relação diâmetro do amostrador-diâmetro máximo da amostra $d_p/d_g = 6$ para todos os ensaios. Deste estudo experimental se conclui que os resultados não são invariáveis a uma translação da curva granulométrica, mesmo quando a forma das partículas não difere significativamente entre os distintos modelos do material. Porém, o efeito de escala sobre as características acima mencionadas é moderado e sobretudo suscetível de predição confiável para fins práticos (MARSAL, 1975).

5.3 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Após deixar o material com umidade próxima dos 3% e separado em quatro parcelas iguais (conforme Figura 23), iniciou-se a moldagem do corpo de prova dentro da câmara bipartida de cisalhamento, a qual possui dimensões de base quadrada de 10cm e altura efetiva de 3,11cm. A inserção do material foi realizada da forma mais homogênea possível em três camadas, sendo cada camada compactada de forma suave, apenas para acomodação dos grãos na câmara.

Figura 24 – Amostra sendo inserida no CP



(fonte: elaborada pelo autor)

Antes de iniciar o ensaio, foi medida a massa de solo inserida para composição do corpo de prova, de modo que se utilizasse a mesma massa para todos os ensaios, com o intuito de obter um grau de compactação muito próximo para as quatro amostras. A massa de solo inserida nos ensaios foi de 472,76g, com variação de $\pm 0,02$ g (ver Figura 24).

Por se tratar de material composto de uma porcentagem de finos, optou-se por realizar o ensaio de cisalhamento direto drenado, isto é, inundado de água, a fim de se evitar sucção. Outra escolha foi a velocidade de carregamento de 0,083mm/min para o deslocamento horizontal, assumindo, por conseguinte, que com esta baixa velocidade não seria gerada poropressão.

Inicialmente aplicou-se a carga normal sem que o corpo de prova estivesse inundado e acompanhou-se o deslocamento vertical. Após certo tempo – o suficiente para acomodação inicial dos grãos -, inundou-se o corpo de prova por um período de aproximadamente 24h, antes de iniciar o rompimento por cisalhamento propriamente dito.

O deslocamento horizontal foi fixado em 10mm, o que foi considerado como suficiente para coleta dos dados para obtenção dos parâmetros de resistência do material. As tensões normais utilizadas foram de 50, 100, 250 e 500 kPa. Ao término de cada ensaio, realizou-se a coleta do material cisalhado para obtenção do teor de umidade (ver Figura 25).

Figura 25 – Amostra Cisalhada



(fonte: elaborada pelo autor)

5.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA

O ensaio de compressão confinada foi realizado com o intuito de obter os parâmetros de deformabilidade do material. Além disso, teve como objetivo avaliar a mudança no comportamento do material alterando-se o teor de umidade. Para isso, realizou-se três ensaios com diferentes umidades: 4%, 8% e 12%.

O corpo de prova utilizado no ensaio foi um molde cilíndrico de compactação Proctor de 10cm de diâmetro interno. Não obstante, a altura definida para a amostra foi de 8cm, de modo a minimizar a influência dos grãos maiores do material.

Mesmo utilizando diferentes umidades, a altura da amostra foi mantida, bem como o peso específico seco do material, alterando-se, por conseguinte, o peso específico úmido da amostra e a massa inserida para cada umidade. Estas medidas foram tomadas visando a tentativa de realizar os ensaios com o mesmo índice de vazios inicial. A inserção da amostra no molde cilíndrico foi realizada em 3 camadas de mesma espessura, compactando-a de forma suave, apenas para deixar na altura final de 8 centímetros.

Os ensaios foram realizados aplicando-se acréscimos de tensões verticais graduais, fixados em: 25, 50, 100, 150, 200, 300, 400, 500, 600, 700 e 800 kPa. Após a estabilização da compactação, ou superado 12 minutos, realizava-se novo acréscimo de tensão. Após aplicação da tensão de 800 kPa, realizava-se a descarga em 4 tensões: 600, 400, 200 e 100 kPa. Concluído o ensaio, retirava-se uma parcela da amostra para obtenção do teor de umidade.

No quadro 5, são apresentados os dados de entrada para realização dos ensaios com diferentes umidades.

Quadro 5 – Dados de Entrada dos Ensaios

Nº cápsula	W_c (gf)	W_{c+s+w} (gf)	W_{c+s} (gf)	w (%)
83	85,47	168,63	165,31	4,16

Diâmetro (cm)	10
Altura (cm)	8
W anel (gf)	3997
Área anel (cm ²)	78,54
W an.+ solo úm.(gf)	4951,49
Peso de solo seco (kN)	0,00899

Nº cápsula	W_c (gf)	W_{c+s+w} (gf)	W_{c+s} (gf)	w (%)
83	85,47	237,2	226,08	7,91

Diâmetro (cm)	10
Altura (cm)	8
W anel (gf)	3997
Área anel (cm ²)	78,54
W an.+ solo úm.(gf)	4986,34
Peso de solo seco (kN)	0,00899

Nº cápsula	W_c (gf)	W_{c+s+w} (gf)	W_{c+s} (gf)	w (%)
83	85,47	243,37	226,79	11,73

Diâmetro (cm)	10
Altura (cm)	8
W anel (gf)	3997
Área anel (cm ²)	78,54
W an.+ solo úm.(gf)	5023,00
Peso de solo seco (kN)	0,00901

(fonte: elaborado pelo autor)

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada realizados neste programa de pesquisa.

6.1 CISALHAMENTO DIRETO

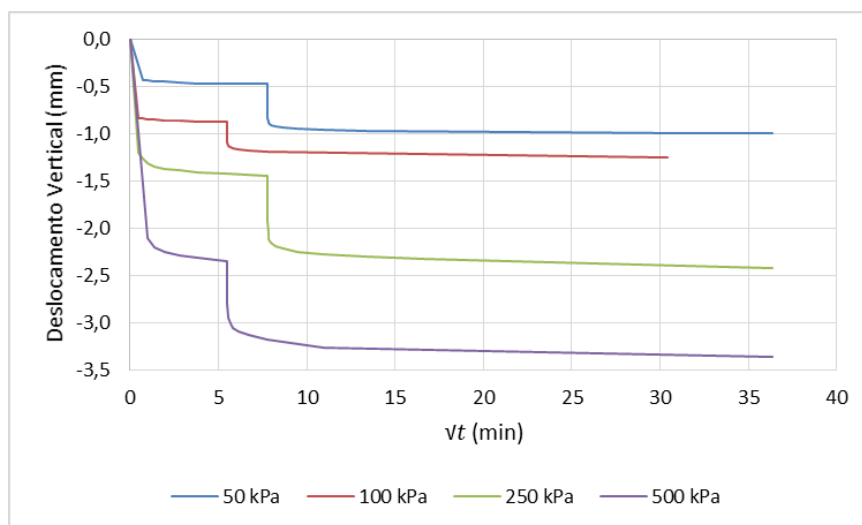
A seguir será explicitado os resultados oriundos dos ensaios de cisalhamento direto.

6.1.1 Aquisição dos Dados

Os dados foram obtidos a partir de leituras manuais, visto que o equipamento que dispunha da câmara de cisalhamento bipartida de dimensões maiores não era equipado com transdutores de deslocamento linear. As leituras foram realizadas em função do deslocamento horizontal, isto é, em deslocamentos horizontais preestabelecidos realizava-se a leitura do deslocamento vertical e do valor apresentado no anel de carga. As tabelas das leituras dos quatro ensaios estão apresentadas no Apêndice A.

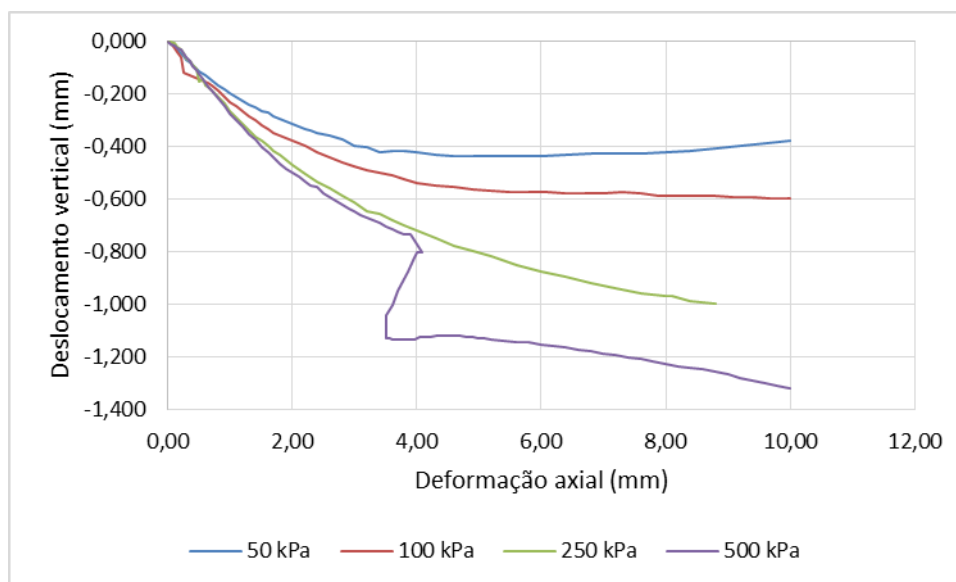
6.1.2 Deslocamentos Verticais

Na figura 26 é possível acompanhar o avanço do deslocamento vertical com o tempo antes da aplicação das tensões cisalhantes, sendo o “salto” repentino do gráfico o exato momento da inundação do material, o que evidencia um comportamento propício ao colapso com a inserção de água no material. Os valores de deslocamento vertical estão apresentados como negativos pois o material comprimiu ao se aplicar cargas normais sobre o *top cap*. Já os valores de tempo, em minutos, estão plotados da forma raiz quadrada apenas para melhor visualização dos dados.

Figura 26 – Deslocamento Vertical *versus* Tempo

(fonte: elaborada pelo autor)

Já na Figura 27 são apresentados os valores de deslocamento vertical com o início da aplicação das tensões cisalhantes, após a estabilização dos deslocamentos verticais oriundos da inundação.

Figura 27 – Deslocamento Vertical *versus* Deformação Axial

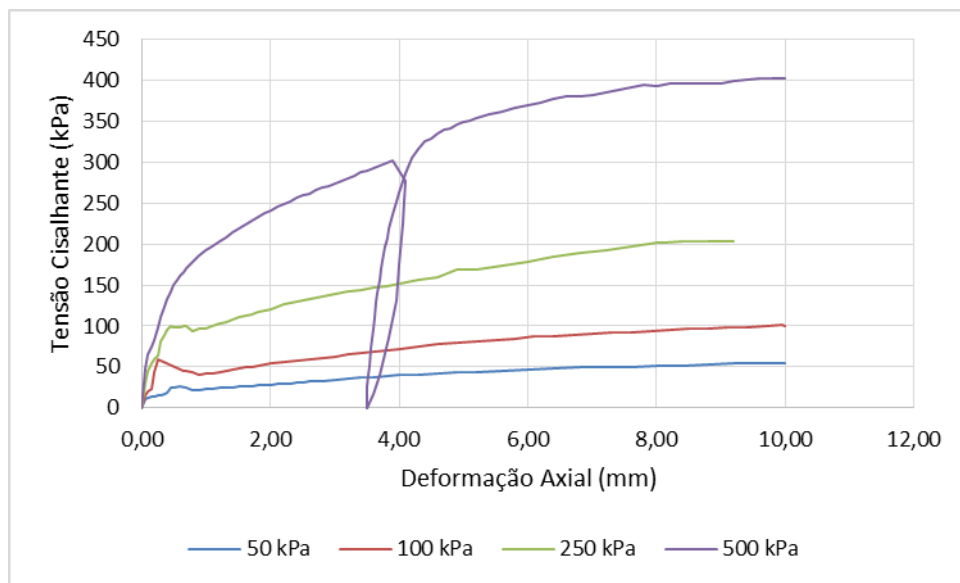
(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se uma anomalia na curva da tensão normal de 500 kPa, a qual é devido a um ajuste no anel de carga do ensaio, que será abordado a seguir.

6.1.3 Tensões Cisalhantes

Conforme mencionado anteriormente, o deslocamento axial limite do material foi fixado em 10mm e a velocidade de carregamento em 0,0833mm/min para o ensaio de cisalhamento direto. Na Figura 28 apresenta-se os gráficos tensão x deslocamento horizontal obtidos para os quatro ensaios realizados.

Figura 28 – Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento horizontal



(fonte: elaborada pelo autor)

É possível notar que para a tensão normal de 250 kPa o deslocamento horizontal limite foi de aproximadamente 9,2mm. Esta interrupção antecipada foi necessária em virtude de estar sendo utilizado para este ensaio um anel dinamométrico de capacidade máxima de 2kN de carga, carga esta igualada na deformação axial de 9,2mm. A curva de tendência do tipo polinomial de ordem 2 para este carregamento é dada pela equação:

$$-1,53x^2 + 31,12x + 64,67 = 0$$

Sendo que, para o caso de deformação axial de 10mm, a tensão cisalhante extrapolada seria de 222,87 kPa, valor muito próximo do obtido experimentalmente em 9,2mm (224 kPa),

evidenciando que mesmo parando o ensaio antes do previsto, foi adquirido valores representativos para o estudo.

A curva que mais chama atenção no gráfico é a de tensão normal de 500 kPa, já que foi necessário retirar a carga cisalhante, resultando em uma curva peculiar e distinta das demais. No início do ensaio – até aproximadamente 300 kPa de tensão cisalhante -, estava se utilizando um anel dinamométrico de 3kN de capacidade de carga. Porém, como o limite de carga do anel foi igualado antes dos 4mm de deslocamento horizontal, optou-se por substituir o anel por outro de capacidade de carga de 10kN, sendo necessário, portanto, descarregar as tensões cisalhantes no corpo de prova para troca dos anéis. Esta troca é o motivo da anomalia na curva dos deslocamentos verticais (Figura 27) para a tensão normal de 500 kPa, uma vez que quando se parou de aplicar a tensão cisalhante, houve alívio de tensões no material e o mesmo continuou deslocando verticalmente em virtude de a tensão normal ainda estar sendo aplicada.

Mesmo realizando a troca do anel, a evolução da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal permaneceu a mesma, isto é, não houve mudança significativa no comportamento do material.

Outro ponto que deve ser notado no gráfico tensão-deslocamento é o fato de que o material não apresentou tensão desviadora de pico, fato típico de materiais com baixo ou médio grau de compactação. Para escolha da tensão cisalhante máxima, foi adotado o Critério da Deformação Limite, já que Pitanga (2002, p. 9) afirma que é possível aplicar este critério nas situações em que uma grande deformação é necessária para mobilizar a resistência ao cisalhamento máxima de um solo ou a fim de atender a um determinado critério de projeto.

Pitanga (2002) ainda sugere que quando não há uma tensão cisalhante de pico bem definida, que se utilize para derivação da resistência cisalhante máxima a proporcional à deformação axial de 20%. Porém como um dos parâmetros de projeto do estudo foi deformação máxima de 10%, obteve-se o valor de resistência ao cisalhamento na deformação axial de 10%.

No início das curvas, observa-se algumas oscilações nos valores das tensões cisalhantes. É provável que isto se deva à acomodação inicial dos grãos com a aplicação da tensão cisalhante, haja vista que com o aumento das tensões, há uma estabilização no avanço das curvas.

No Quadro 6 encontram-se resumidos os valores de tensões cisalhantes máximas encontradas para cada ensaio realizado.

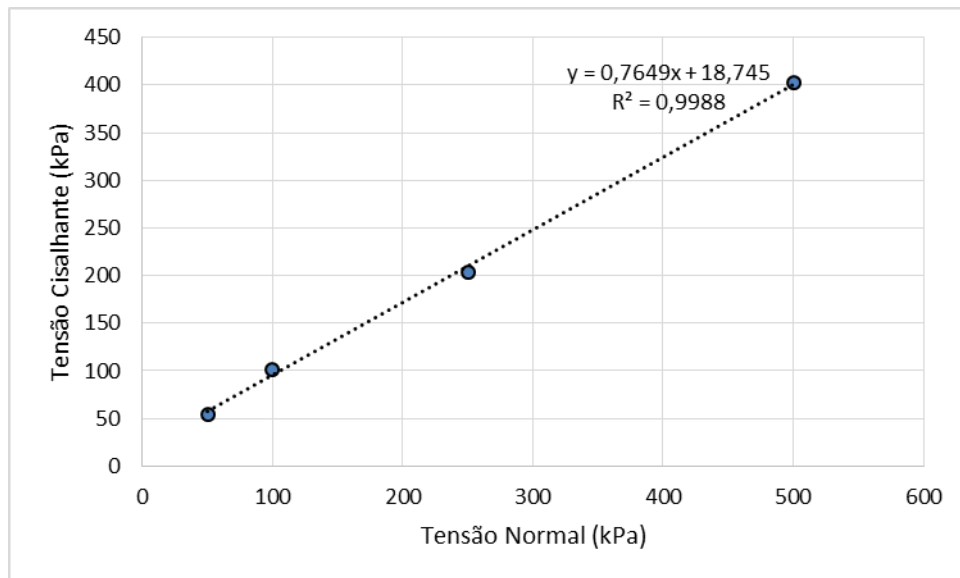
Quadro 6 – Tensões Cisalhantes Máximas

Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)
50	55
100	101
250	204
500	403

(fonte: elaborado pelo autor)

Plotando-se estes valores em um gráfico, chega-se finalmente à envoltória de resistência da amostra estudada.

Figura 29 – Envoltória de Resistência



(fonte: elaborada pelo autor)

Os parâmetros de resistência de interesse são obtidos a partir do Critério de Mohr-Coulomb, conforme citado no item 4.5, equação 4:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\theta)$$

O que resulta nos valores a seguir:

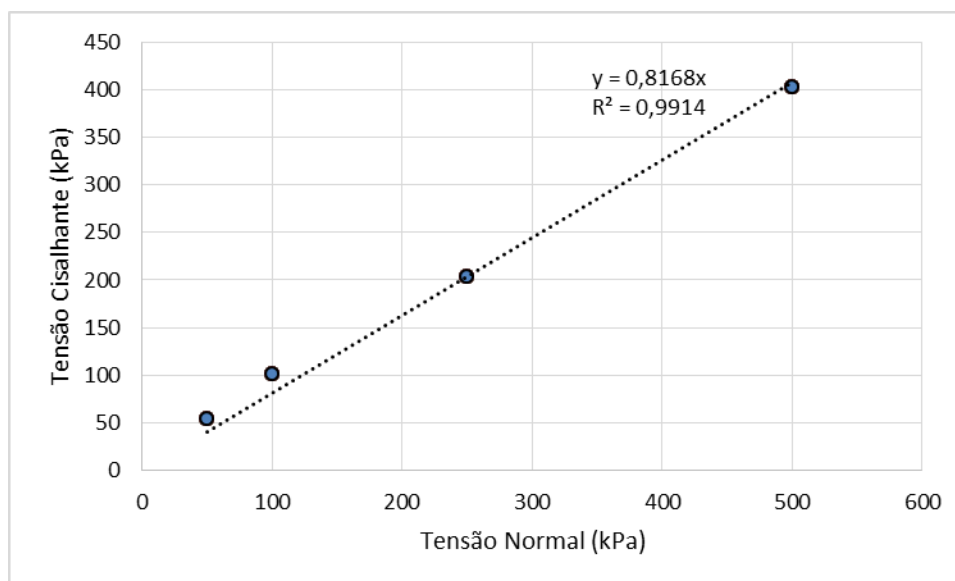
Quadro 7 – Parâmetros de Resistência

Ângulo de Atrito ϕ'	Intercepto Coesivo c'
37,4°	18,7 kPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Entretanto, é possível realizar um novo arranjo para a envoltória de resistência do material, assumindo o comportamento de um solo granular, isto é, desconsiderando a parcela de coesão, visto que para efeitos de borda de taludes, não há qualquer acréscimo de resistência em virtude da coesão. Procedeu-se esta adaptação fazendo com que a reta da envoltória cruzasse a origem, de acordo com o exposto na Figura 30.

Figura 30 – Envoltória de Resistência desconsiderando Coesão



(fonte: elaborada pelo autor)

Devido a este novo arranjo, houve um pequeno aumento no ângulo de atrito, como indicado no Quadro 8.

Quadro 8 – Parâmetros de Resistência da nova Envoltória

Ângulo de Atrito ϕ'	Intercepto Coesivo c'
39,2°	0 kPa

(fonte: elaborado pelo autor)

Estudos de Marsal (1965) realizados com modelos que conservaram o coeficiente de uniformidade, variando o tamanho máximo das partículas na medida necessária comprovaram que a resistência ao corte é notavelmente maior nas amostras de menor dimensão, principalmente se a relação diâmetro do amostrador-diâmetro máximo d_p/d_g é menor de 5 (MARSAL, 1975). No presente trabalho, utilizou-se a relação d_p/d_g igual a 5, não podendo descartar-se, portanto, a possibilidade de o valor de ângulo de atrito estar um pouco superestimado.

A seguir são apresentados valores de ângulo de atrito obtidos em ensaios realizados em fragmentos de enrocamentos reunidos por Cruz (2004), ver Quadro 9. Observa-se, por conseguinte, que os valores de ângulo de atrito destes enrocamentos variam de 33° até 55° e que, conseqüentemente, o valor obtido para o material em estudo é coerente com o usual em barragens de enrocamento.

Quadro 9 – Parâmetros de Resistência de Enrocamentos

Barragem	Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento			
	Iniciais (Baixas Pressões)		Médios	
	C_0 (kg/cm ²)	ϕ_0 (°)	C_m (kg/cm ²)	ϕ (°)
Ilha Solteira	0	45	0	37
	0	40,5	0,9	38
	-	-	0	33
	-	-	0	42 a 44
	-	-	0,24	36
	-	-	0,62	42
Salto Osório	-	-	0	54 a 55
	-	-	0	43 a 50
Capivara	-	-	0	47,5
	-	-	0	43
	-	-	0	48
	-	-	0	46
	-	-	0	49
	0	53,5	2	36

(fonte: adaptado de CRUZ, 2004)

Marsal (1975) disponibilizou diversas informações referentes aos parâmetros de resistência e deformabilidade dos enrocamentos em que estudou. A seguir são apresentados alguns dos resultados obtidos a partir de ensaios triaxiais que, embora tendo origem em ensaio diferente, apresentam da mesma forma os parâmetros de interesse para o projeto de barragens de enrocamento.

Quadro 10 – Parâmetros de Resistência e Deformabilidade

Material	Índice de vazios inicial e_i	Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Na ruptura			Observação
			σ_1/σ_3	Ângulo de Atrito ϕ' em graus	Deformação Axial ϵ_a (%)	
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	0,62	66	6,17	46,1	13,3	Material seco
	0,61	184	6,09	45,8	8,45	
	0,59	479	4,86	41,2	15,4	
	0,46	979	4,46	39,5	14,7	
	0,57	1657	3,86	36,1	13,3	
	0,51	2452	3,78	35,5	13,3	
Diorito de El Infiernillo	0,63	88	6,28	46,4	13,9	Material seco
	0,60	184	5,81	45,0	7,74	
	0,53	479	4,42	39,0	14,1	
	0,56	979	4,04	37,0	14,3	
	0,51	1657	3,77	35,3	16	
	0,49	2442	3,60*/3,73	34,5*/35,3	15,1*/20	
Conglomerado de Malpaso	0,42	39	7,72	50	6,8	Material seco
	0,35	88	7,22	49,2	6,6	
	0,43	184	6,92	48,3	4,32	
	0,34	479	6,00	45,2	4,93	
	0,45	979	4,32	38,6	9,76	
	0,37	1657	4,43	39,2	8,2	
	0,39	2442	4,02	37,0	12,9	
Gnaiss granítico de Mica	0,66	449	3,52	33,8	19,3	Material saturado por fluxo
	0,63	938	3,42	33,2	18,9	
	0,68	1628	3,21	31,7	19,2	
	0,67	2403	2,74*/2,8	27,7*/28,2	12,7*/20	
Ardósia de El Granero	0,89	70	6,04	45,6	17,7	Material saturado por fluxo
	0,72	148	5,66	44,4	16,7	
	0,70	456	4,20	38,0	14,3	
	0,68	808	3,67*/4,13	34,9*/37,5	14,2*/20	
	0,79	1481	3,26*/3,85	32,0*/36,0	13,7*/22	

* Não se alcançou a ruptura; os valores escritos após a barra são extrapolações a partir das curvas tensão-deformação

(fonte: adaptado de MARSAL, 1975)

É possível perceber que para a ruptura, foi necessário impor elevados níveis de deformações axiais – vários acima de 15% -, o que justifica o fato de o material do presente trabalho não ter

apresentado tensão desviadora de pico para deformações axiais limites de 10%, em todas as tensões verticais aplicadas. Além disto, o material testado tem um ângulo de atrito interno em acordo com os ângulos apresentados por aquele autor, com exceção do gnaisse granítico.

6.2 COMPRESSÃO CONFINADA

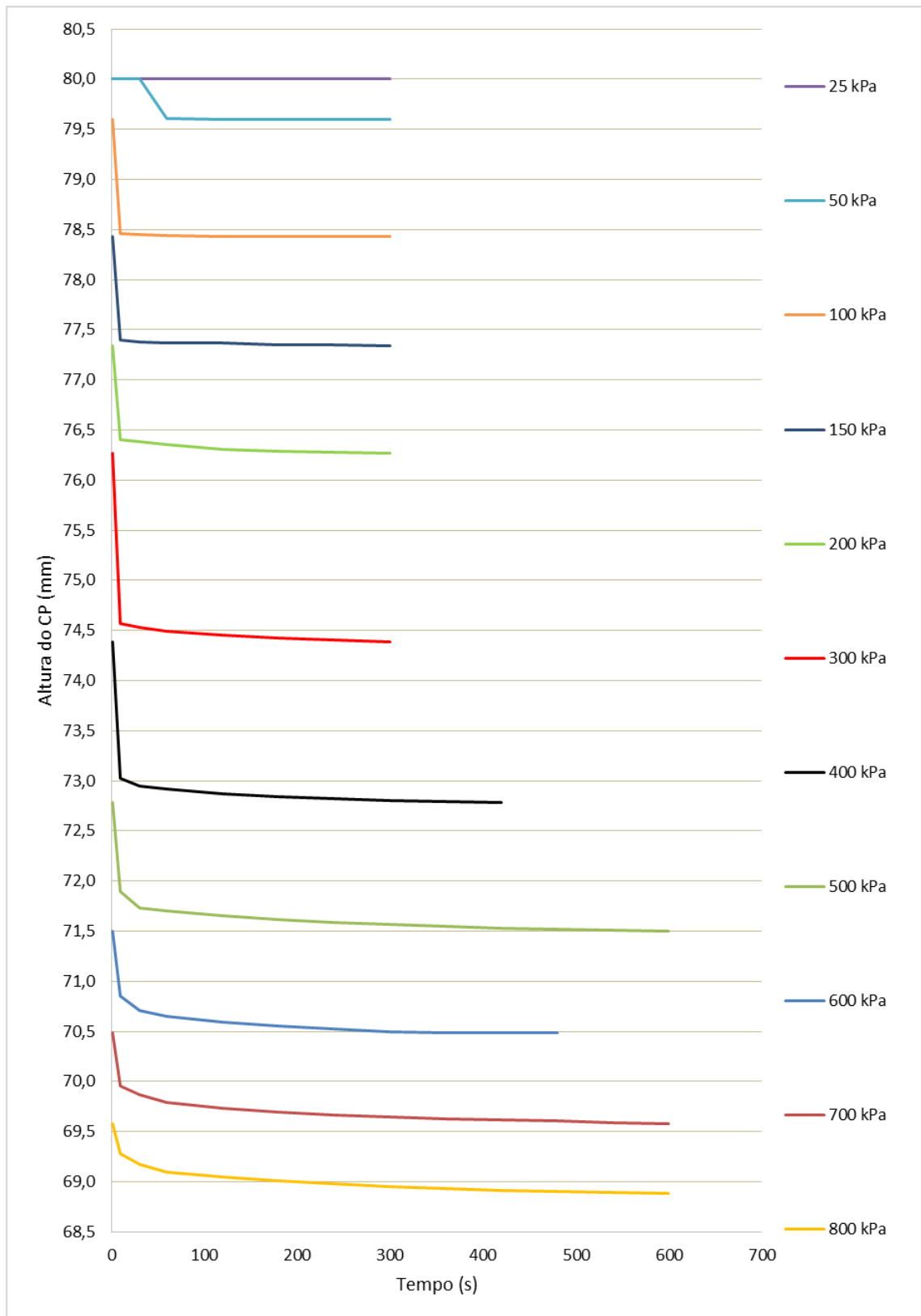
A seguir será explicitado os resultados oriundos dos ensaios de compressão confinada.

6.2.1 Aquisição dos Dados

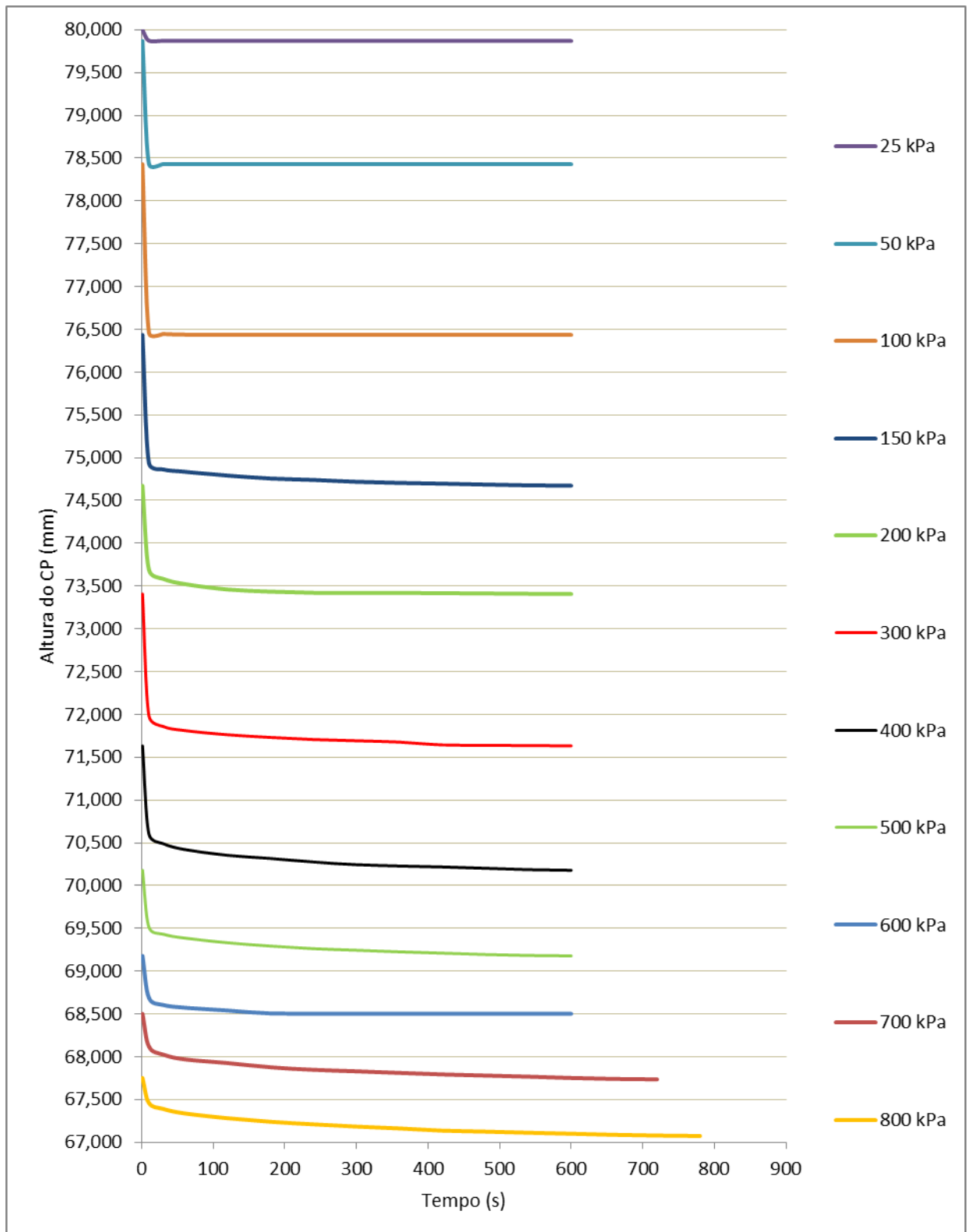
Os dados foram obtidos a partir de leituras manuais do deslocamento vertical, em períodos de tempo predeterminados em cada tensão aplicada. As tabelas com as leituras para cada incremento de tensão estão expostas no Apêndice B.

6.2.2 Deslocamentos Verticais

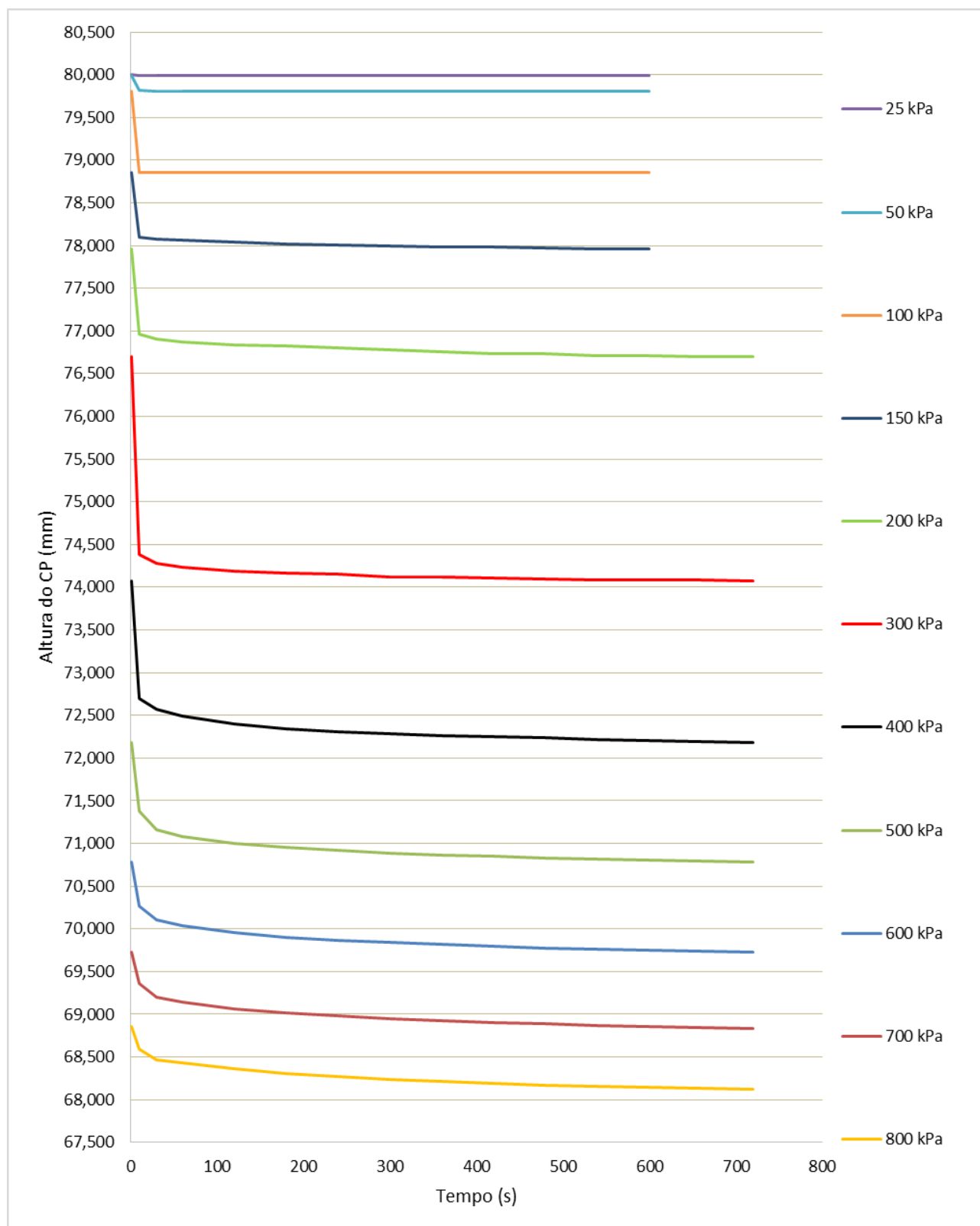
A seguir apresentam-se os gráficos da variação de altura da amostra para cada acréscimo de tensão vertical, para cada teor de umidade. É possível observar que, para tensões baixas, a amostra deixa de deslocar verticalmente antes mesmo dos 5 minutos. Com tensões acima de 400kPa, o material já apresenta deformações lentas que continuavam ocorrendo. Como regra, as deformações foram medidas até cerca de 10min depois da aplicação inicial da carga. É possível observar também que o material não apresenta uma clara tendência de comportamento com a variação do teor de umidade.

Figura 31 – Deslocamento Vertical *versus* Tempo (umidade 4%)

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 32 - Deslocamento Vertical *versus* Tempo (umidade 8%)

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 33 - Deslocamento Vertical *versus* Tempo (umidade 12%)

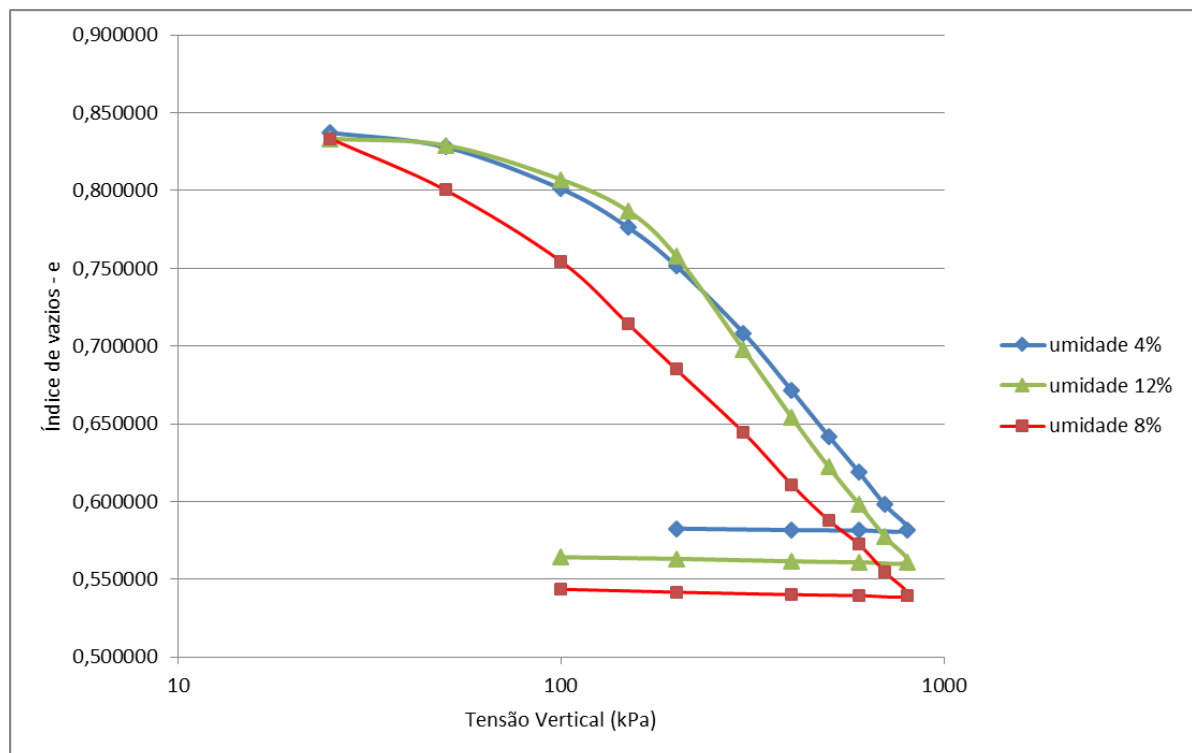
(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.3 Índices Físicos

A fim de obter os índices físicos do solo em estudo, um dos dados de entrada é o índice de vazios inicial. Para estimá-lo, é necessário determinar o peso específico real dos grãos, o qual é obtido realizando-se o ensaio padronizado pela ABNT através da NBR 6508/84 – Determinação da Massa Específica. A tabela contendo os dados de execução deste ensaio encontram-se no Apêndice C. O peso específico real dos grãos considerado para o material em estudo foi de $\gamma_s = 2,68\text{g/cm}^3$.

Com o volume de vazios inicial calculado para cada teor de umidade, foi possível calcular o índice de vazios para cada incremento de tensão vertical utilizada no ensaio de compressão confinada. A partir disso, plotou-se a variação do índice de vazios com o aumento da tensão vertical, neste caso apresentada em escala logarítmica (Figura 34).

Figura 34 – Índice de Vazios *versus* Tensão Vertical



(fonte: elaborada pelo autor)

Na Figura 34 é possível analisar a compressibilidade do material para as diferentes umidades testadas, porém não fica claro um comportamento compressível dependente do teor de umidade, uma vez que o material na umidade 4% apresentou uma curva muito semelhante à da umidade

de 12%, a qual apenas com carregamentos mais elevados apresentou um índice de compressão e um índice de vazios maior. Outro ponto que chama a atenção é o fato de o material na umidade intermediária ter apresentado a compressibilidade mais elevada. Uma possível causa para este comportamento distinto é uma possível existência de maior atrito nas laterais do molde cilíndrico nas umidades de 4 e 12%, causado por grãos maiores que podem ter ficado presos entre a lateral interna da câmara e o *top cap*, dificultando o avanço do deslocamento vertical da amostra com o aumento das tensões verticais.

$$e_i = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (5)$$

Onde:

e_i = índice de vazios inicial

γ_s = peso específico real dos grãos (kN/m³)

γ_d = peso específico seco (kN/m³)

Utilizando-se o trecho de compressão virgem de cada curva, é possível estimar o índice de compressão para cada amostra, através da expressão:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (6)$$

Onde:

C_c = índice de compressão

Δe = variação do índice de vazios

$\Delta \log \sigma'_v$ = variação do logaritmo da tensão vertical

Além disso, é calculado também o grau de saturação inicial e final, para cada ensaio, através da expressão:

$$S = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (7)$$

Onde:

S = grau de saturação (%)

w = teor de umidade (%)

γ_s = peso específico real dos grãos (g/cm³)

e = índice de vazios

γ_w = peso específico da água = 1 g/cm³

Portanto, apresentam-se resumidos os índices físicos calculados para cada umidade ensaiada:

Quadro 11 – Índices Físicos

(γ_s) (kN/m ³)	26,29	w _m (%)	4,16
(γ_t) (kN/m ³)	14,90	e _i	0,8373
(γ_d) (kN/m ³)	14,31	S _i (%)	13,31
Cc	0,2987	e _f	0,5819
		S _f (%)	19,15

(γ_s) (kN/m ³)	26,29	w _m (%)	7,91
(γ_t) (kN/m ³)	15,45	e _i	0,8364
(γ_d) (kN/m ³)	14,32	S _i (%)	25,34
Cc	0,238	e _f	0,5397
		S _f (%)	39,27

(γ_s) (kN/m ³)	26,29	w _m (%)	11,73
(γ_t) (kN/m ³)	16,02	e _i	0,8335
(γ_d) (kN/m ³)	14,34	S _i (%)	37,72
Cc	0,324	e _f	0,5613
		S _f (%)	56,02

(fonte: elaborada pelo autor)

Marsal (1975) também disponibilizou dados de características mecânicas dos materiais por ele ensaiados, os quais alguns estão resumidos a seguir.

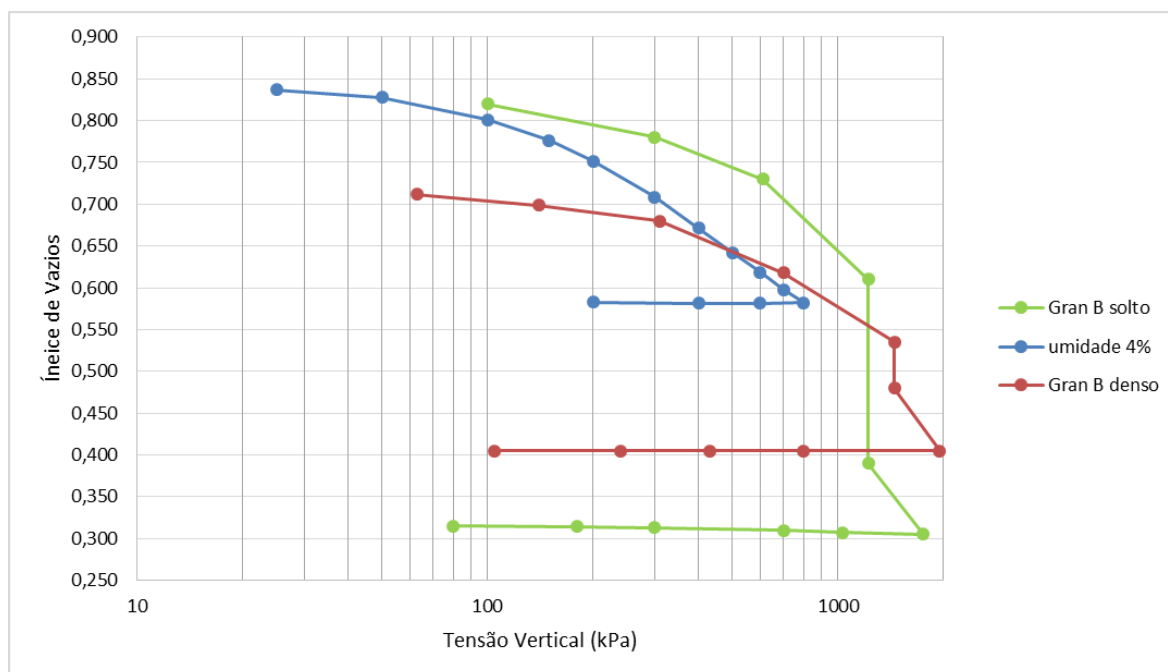
Quadro 12 – Índices Físicos de Enrocamentos

Material	D ₁₀ (mm)	CNU	γ_s (g/cm ³)	e _i	e _f
Conglomerado silicificado de El Infiernillo	5	10,0	2,73	0,45	0,40
Diorito de El Infiernillo	20	5,0	2,69	0,50	0,48
Gnaise granítico de Mica	53	2,5	2,62	0,62	0,58
Ardósia de El Granero	11	10,0	2,68	0,70	0,45
Filito de Chivor	53	2,0	2,81	0,81	0,74
Calcário de La Angostura	53	2,0	2,31	0,73	0,49

(fonte: adaptado de MARSAL, 1975)

Os dados referentes aos materiais acima apresentados são escassos. Portanto, será realizada uma breve análise das características do Calcário de La Angostura, visto que este material apresentou uma variação de índice de vazios alto, superior à do material deste trabalho. Na Figura 35 apresenta-se também a curva de compressão do material ensaiado neste trabalho na umidade de 4%, já que as duas curvas ensaiadas por Marsal estavam com umidades entre 3 e 6%. O colapso que aparece nas curvas é devido à inundação do material, que nos ensaios de compressão deste trabalho não foi realizada.

Figura 35 – Comparativo de Índices de Vazios



(fonte: adaptado de MARSAL, 1975)

A granulometria do calcário de La Angostura é muito uniforme ($CNU = 2$), sendo seu diâmetro máximo da ordem de 300mm e menor diâmetro próximo de 55mm. Trata-se de uma rocha sedimentar, porosa e que apresentou a maior absorção de água entre todos os materiais ensaiados por Marsal: 2 a 13%. Além disso, foi o material com as maiores perdas por abrasão, obtidas a partir de ensaios de abrasão Los Angeles. Em contrapartida, o intemperismo foi considerado normal e, em geral, menor de 1%. Este foi medido pela desintegração da rocha submetida à ação de sulfato de sódio, em cinco ciclos de imersão e secado em forno.

Mesmo que ainda elevada, fica clara a diminuição da variação no índice de vazios do material quando compactado, sendo assim mais interessante para a construção de barragens de enrocamento.

Fumagalli (1969) mostra que o efeito da dimensão da amostra pode ser considerável mesmo para valores de d_p/d_g maiores de 50, em ensaios de compressão unidimensional. Segundo estes ensaios, a compressibilidade aumenta quando a relação d_p/d_g cresce, principalmente em solos de granulometria uniforme. Portanto, a utilização de amostras de tamanho reduzido pode ter elevado a compressibilidade do material deste trabalho, porém de forma não muito drástica, já que o material apresenta granulometria não uniforme, mas relação d_p/d_g igual a 5.

6.2.4 Estimativa de Recalque

Um dos pontos mais importantes no projeto de qualquer aterro, independente do objetivo do mesmo, é ter uma previsão de quanto essa estrutura sofrerá com recalque devido aos carregamentos a ela impostos. Nas barragens de enrocamento não é diferente, haja vista que se tratam de elevadas alturas de aterro e, em virtude disto, realizou-se uma estimativa do recalque total que a estrutura sofrerá devido ao seu próprio peso, considerando os teores de umidade utilizados e altura de aterro final de 60m.

O aterro foi dividido em 6 camadas de espessura de 10m e calculou-se o recalque sofrido no centro de cada camada, utilizando a seguinte expressão:

$$\Delta H = \left(\frac{\Delta e}{1+e_0} \right) H_0 \quad (8)$$

Onde:

ΔH = recalque na superfície (m)

Δe = variação do índice de vazios correspondente à nova tensão aplicada

e_0 = índice de vazios inicial

H_0 = altura inicial da camada de solo compressível (m)

O Quadro 13 apresenta os resultados obtidos para cada teor de umidade, sendo que para pressões acima de 800 kPa, os valores de índice de vazios foram estimados extrapolando as curvas índice de vazios-logaritmo da tensão vertical.

Quadro 13 – Estimativa de Recalque

Espessura de camada = 10m w =4,16% $\gamma_t = 14,9 \text{ kN/m}^3$				
Altura no meio da camada (m)	Pressão (kPa)	e	Δe	Recalque (m)
5	74,5	0,8150	0,022299	0,121
15	223,5	0,7410	0,074000	0,403
25	372,6	0,6830	0,132000	0,718
35	521,6	0,6370	0,178000	0,969
45	670,6	0,6030	0,212000	1,154
55	819,7	0,5820	0,233000	1,268
Total				4,633

Espessura de camada = 10m w =8% $\gamma_t = 15,45 \text{ kN/m}^3$				
Altura no meio da camada (m)	Pressão (kPa)	e	Δe	Recalque (m)
5	77,2	0,7830	0,059469	0,323
15	231,7	0,6800	0,103000	0,559
25	386,2	0,6210	0,162000	0,879
35	540,6	0,5880	0,195000	1,058
45	695,1	0,5600	0,223000	1,210
55	849,6	0,5430	0,240000	1,303
Total				5,332

Espessura de camada = 10m w =11,73% $\gamma_t = 16,02 \text{ kN/m}^3$				
Altura no meio da camada (m)	Pressão (kPa)	e	Δe	Recalque (m)
5	80,1	0,8130	0,020532	0,112
15	240,3	0,7350	0,078000	0,425
25	400,5	0,6540	0,159000	0,867
35	560,7	0,6080	0,205000	1,118
45	720,9	0,5740	0,239000	1,303
55	881,1	0,5580	0,255000	1,391
Total				5,217

(fonte: elaborada pelo autor)

Como pode ser observado, o material para qualquer teor de umidade apresentou elevados níveis de recalque, muito provavelmente em virtude do baixo grau de compactação utilizado nos ensaios de compressão confinada. Fica claro a necessidade de se reduzir o índice de vazios inicial, com o objetivo de minimizar a compressibilidade do material e conseqüentemente os recalques sofridos com a construção da barragem.

7 CONCLUSÕES

As barragens de enrocamento para contenção de rejeitos de mineração, embora sejam de construção relativamente simples, visto se tratarem de estruturas compostas de apenas um material compactado e depositado, necessitam de um dimensionamento que cumpra rigorosamente os requisitos mínimos de segurança. Uma vez que a pilha do presente trabalho servirá para conter resíduos contaminados, o cuidado no projeto e execução se torna ainda mais importante.

Com base nos resultados obtidos, constatou-se que o material apresenta uma distribuição granulométrica semelhante à de muitos dos enrocamentos estudados por Marsal (1975), com coeficiente de não uniformidade alto, ideal para este tipo de estrutura, visto que é de interesse manter a compressibilidade em valores mais baixos possíveis. Como a parcela de material fino - passante na peneira 200 -, foi menor de 10%, atende-se o critério de permeabilidade (acima de 10^{-5} m/s) de acordo com Maranha das Neves (2002), evitando-se assim excesso de poropressões. Porém não é recomendado trabalhar com porcentagem de finos muito baixas, já que dessa forma pode vir a aumentar a compressibilidade da pilha.

O fato de se ter utilizado o material de uma curva granulométrica deslocada (homotética), com o intuito de trabalhar com as parcelas mais finas, não comprometeu os resultados, tampouco o comportamento estrutural deste, uma vez que quando comparado ao comportamento de outros enrocamentos, os parâmetros de resistência foram bem coerentes.

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto mostraram que o material possui elevada resistência, em se tratando dos valores de ângulo de atrito calculados a partir das envoltórias de Mohr-Coulomb. Mesmo com deformações axiais elevadas, o material não apresentou um pico definido, o que sugere um certo grau de confiabilidade em não haver comportamento frágil.

Já os resultados dos ensaios de compressão confinada apresentaram certa falta de padrão no comportamento do material, sendo mais compressível na umidade intermediária. Porém ficou evidente que a compressibilidade do material é muito elevada quando se parte de índices de vazios elevados, isto é, materiais fofos. Fica como sugestão para futuros trabalhos realizar

ensaios de compressão confinada com índice de vazios inicial menor e conseqüentemente grau de compactação maior para se avaliar o comportamento do material.

Em virtude do índice de vazios inicial utilizado, os recalques estimados apresentaram valores elevados, inadmissíveis para estruturas de contenção, também evidenciando a necessidade de utilizar maior grau de compactação para este material, a fim de se diminuir a compressibilidade.

Por fim, é preciso deixar claro que, os resultados neste trabalho apresentados foram obtidos a partir de estudos realizados em amostras oriundas de algumas sondagens rotativas executadas no local da mina, o que pode não ser representativo quando se tem por objetivo abranger o comportamento de todo o estéril gerado na exploração econômica da mina. Por outro lado, os resultados aqui obtidos podem servir como dados de entrada para um pré-dimensionamento da barragem de enrocamento para contenção dos rejeitos de mineração em Caçapava do Sul.

REFERÊNCIAS

- AL-HUSSAINI, M. **Effect of Particle Size and Strain Conditions on the Strength of Crushed Basalt**, 1983. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, p. 706-717.
- ALBUQUERQUE JR, F. S. **Análise de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante a Construção e Primeiro Enchimento**, 1993. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, 251 p.
- ALMEIDA, M. M. de. **Estudo Tensão Deformação de Barragem de Terra e Enrocamento**, 2010. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 159 p.
- ARAÚJO, C. B. de. **Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro**, 2006. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 143 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13029**: Mineração – Elaboração e Apresentação de Projeto de Disposição de Estéril em Pilha. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7217**: Agregados – Determinação da Composição Granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 27**: Agregados – Redução da Amostra de Campo para Ensaio de Laboratório. Rio de Janeiro, 2001.
- BASSO, R. V. **Estudo Tensão-Deformação de um Enrocamento Visando Barragens com Face de Concreto**, 2007. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 129 p.
- CARVALHO, N. O. V. **Desenvolvimento de Equipamento para Estudo da Compressibilidade de Enrocamentos durante Processos de Degradação**, 2009. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, RJ, 147 p.
- CENTRAIS ELÉTRICAS DE SÃO PAULO - CESP. **Notas do Simpósio de Instrumentação de Barragens de Terra e Enrocamento**, 1974. Ilha Solteira, 64 p.
- CHEN, S.; FU, Z.; WEI, K.; HAN, H. **Seismic Responses of High Concrete-Face Rockfill Dams: a Case Study**, Water Science and Engineering, 2016, 15 p.
- COOKE, J. B. **Progress in Rockfill Dams 18th**. Terzaghi Lecture. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1984, p. 1381-1414.
- CRUZ, P. T.; MAIOLINO, A. L. G. **Materiais de construção**, 1983. Anais do Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, São Paulo.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras**. Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto, 1983, 2ª ed., Oficina de Textos, São Paulo.

DAVIS, C. V.; SORENSEN, K. E. **Concrete Face Rockfill Dam**. Handbook of Applied Hydraulics, 3rd Ed., McGraw Hill Book Co. Inc., New York, 1974.

DIVINO, P. L. **Comportamento de Enrocamentos em Barragens – Estudo de Caso da Barragem de Emborcação**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, 2010, 226 p.

ESPOSITO, T.; ASSIS, A. **Método Probabilístico Acoplado ao Método Observacional Aplicados a Barragens de Rejeito**. 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 1999, p. 187-194.

FEBRABAN – Federação Brasileira de Bancos. **Café com Sustentabilidade**, Edição 46, 2016. Disponível em: <<http://www.cmsportal.febraban.org.br/>>. Acesso em 14/05/2017) – não paginado.

FONSECA, A. R. **Auscultação por Instrumentação de Barragens de Terra e Enrocamento para Geração de Energia Elétrica – Estudo de Caso das Barragens da UHE São Simão**, 2003. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 290 p.

FRAHIA NETO, S. H. **Estudo do Comportamento da Barragem de Xingó Objetivando uma Contribuição à Validação Experimental de Modelos Teóricos de Análise**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 1996, 283 p.

FUMAGALLI, E. **Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams**. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 95, 1969, pág. 313-330.

IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. **Informações Sobre a Economia Mineral Brasileira 2015**. Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/>>. Acesso em: 22/08/2016) – não paginado.

ITAIPU. **Auscultação**. Disponível em: <<https://www.itaipu.gov.br/energia/auscultacao>>. Acesso em: 06 nov. 2016 – não paginado.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 1969, 553 p.

LOWE, J. **Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials**, 1964. Proc. 8th International Congress on Large Dams, p. 745-761.

MARACHI, N. D. *et al.* **Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials**. Department of Civil Engineering, University of California, 1969.

MARANGON, M. **Barragens de Terra e Enrocamento**. Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra, 2004. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_unid05.pdf>. Acesso em: 24 out. 2016.

MARSAL, R. **Mechanical Properties of Rock-Fill. Embankment Dam Engineering.** Casagrande Volume. New York: John Wiley & Sons, 1973.

MARSAL, R. **Presas de Tierra y Enrocamiento.** Editora Limusa, 1ª edição. México, 1975, p. 221 – 269.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** Oficina de Textos, 2ª edição. São Paulo, 2010, p. 178 – 191.

McCARTER, M. K. **Design and Operating Considerations for Mine Waste Embankments.** Source: Surface Mining, p. 890 – 899.

MOREIRA, L. F. **Análise de Deformação de uma Barragem de Terra Instrumentada com o Uso de Dois Modelos Constitutivos.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012, 155 p.

NEVES, E. M. das. **Algumas Considerações sobre a Mecânica dos Enrocamentos.** Solos e Rochas, v. 25, 2002, p. 161 – 203.

OLIVEIRA, A. M. dos S., BRITO, S. N. A. de. **Geologia de Engenharia.** Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1ª edição, 1998, p. 211 - 214.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª ed, Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

PITANGA, H. N. **Influência da Velocidade de Carregamento e do Tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, MG, 2002, 101 p.

ROBERTSON, A. MacG.; STEFFEN, R.; STEFFEN, K. **An Update on Geotechnical and Geohydrological Aspects.** Vancouver, Canadá, p. 24.

SANTAMARINA, J.; DÍAZ-RODRÍGUEZ. **Friction in Soils: Micro and Macroscale Observations,** 2003. Pan-American Conference, Boston, Massachusetts.

TERZAGHI, K. **From Theory practice in soil mechanics-writings of Karl Terzaghi.** New York: John Wiley & Sons, 1960.

TRONCOSO, J. H. **Trends and Debatable Aspects in Embankment Dam Engineering.** Water Power and Dam Construction, Vol. 36, 1997, p. 26-32.

VERDUGO, R; HOZ, K. **Caracterización Geomecánica de Suelos Granulares Gruesos.** Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 6, 2006, p. 1-9.

ZHOU, W.; HUA, J.J.; CHANG, X.L., 2011. **Settlement Analysis of the Shuibuya Concrete-Face Rockfill Dam.** Computers and Geotechnics 38(2), p. 269–280.

APÊNDICE A – Dados coletados nos Ensaios de Cisalhamento Direto

Tensão Normal 50 kPa							
\sqrt{t} (min)	Desl Vert (mm)		Desl Hor (mm)	Desl Vert (mm)	Anel Dinamom	Carga (kg)	Tensão (kPa)
0	0,0		0,00	0,000	0,0	0	0
0,71	-0,432		0,05	-0,004	17,0	10,09	10,09
1,00	-0,440		0,10	-0,016	21,0	12,27	12,27
1,41	-0,445		0,15	-0,029	23,0	13,37	13,37
2,00	-0,449		0,20	-0,044	25,0	14,46	14,46
2,83	-0,458		0,25	-0,054	26,4	15,23	15,23
3,87	-0,468		0,30	-0,069	27,2	15,67	15,67
5,48	-0,471		0,35	-0,081	28,5	16,38	16,38
7,75	-0,473		0,40	-0,091	33,5	19,11	19,11
7,75	-0,473	<- Inundação	0,45	-0,104	44,5	25,13	25,13
7,76	-0,740		0,50	-0,112	43,5	24,58	24,58
7,78	-0,839		0,60	-0,126	46,0	25,95	25,95
7,81	-0,873		0,70	-0,149	43,0	24,31	24,31
7,87	-0,887		0,80	-0,169	38,5	21,85	21,85
8,00	-0,908		0,90	-0,183	38,5	21,85	21,85
8,25	-0,923		1,00	-0,198	40,1	22,72	22,72
8,66	-0,933		1,10	-0,212	41,0	23,21	23,21
9,49	-0,943		1,20	-0,224	42,5	24,03	24,03
10,95	-0,959		1,30	-0,239	43,6	24,63	24,63
13,42	-0,967	1,40	-0,250	44,5	25,13	25,13	
31,94	-0,991	1,50	-0,262	45,2	25,51	25,51	
36,33	-0,996	1,60	-0,269	46,2	26,06	26,06	
		1,70	-0,282	47,1	26,55	26,55	
		1,80	-0,293	49,0	27,59	27,59	
		1,90	-0,304	48,1	27,10	27,10	
		2,00	-0,313	50,0	28,13	28,13	
		2,10	-0,322	51,2	28,79	28,79	
		2,20	-0,334	52,3	29,39	29,39	
		2,30	-0,339	53,1	29,83	29,83	
		2,40	-0,349	54,5	30,60	30,60	
		2,50	-0,354	56,0	31,42	31,42	
		2,60	-0,359	57,5	32,24	32,24	
		2,80	-0,374	58,2	32,62	32,62	
		3,00	-0,395	61,5	34,42	34,42	
		3,20	-0,402	62,9	35,19	35,19	
		3,40	-0,419	65,5	36,61	36,61	
		3,60	-0,414	67,7	37,82	37,82	
		3,80	-0,416	69,4	38,74	38,74	
		4,00	-0,419	71,0	39,62	39,62	
		4,30	-0,430	72,9	40,66	40,66	
		4,60	-0,434	76,0	42,35	42,35	
		4,90	-0,435	78,1	43,50	43,50	
		5,20	-0,437	78,8	43,89	43,89	
		5,60	-0,437	82,0	45,64	45,64	
		6,00	-0,434	85,0	47,28	47,28	
		6,40	-0,429	87,2	48,48	48,48	
		6,80	-0,424	88,5	49,19	49,19	
		7,20	-0,424	89,0	49,46	49,46	
		7,60	-0,426	91,0	50,56	50,56	
		8,00	-0,422	92,5	51,38	51,38	
		8,40	-0,414	93,5	51,93	51,93	
		8,80	-0,408	95,9	53,24	53,24	
		9,20	-0,396	97,5	54,11	54,11	
		9,60	-0,386	98,4	54,60	54,60	
		10,00	-0,379	98,9	54,88	54,88	

Tensão Normal 100 kPa

\sqrt{t} (min)	Desl Vert (mm)		Desl Hor (mm)	Desl Vert (mm)	Anel Dinamom	Carga (kg)	Tensão (kPa)
0	0,000		0,00	0,000	0,0	0	0
0,50	-0,835		0,05	-0,008	26,2	15,12	15,12
0,71	-0,841		0,10	-0,025	33,7	19,22	19,22
1,00	-0,849		0,15	-0,040	39,6	22,45	22,45
1,41	-0,855		0,20	-0,057	77,0	42,90	42,90
2,00	-0,861		0,25	-0,117	108,0	59,86	59,86
2,83	-0,865		0,65	-0,156	80,0	44,54	44,54
3,87	-0,872		0,70	-0,166	80,6	44,87	44,87
5,48	-0,878		0,80	-0,186	78,0	43,45	43,45
5,48	-0,878	<- Inundação	0,90	-0,209	73,2	40,82	40,82
5,50	-1,000		1,00	-0,228	74,3	41,42	41,42
5,52	-1,100		1,10	-0,246	76,5	42,63	42,63
5,57	-1,127		1,20	-0,266	78,6	43,78	43,78
5,66	-1,145		1,30	-0,283	81,3	45,25	45,25
5,83	-1,159		1,40	-0,300	83,7	46,57	46,57
6,16	-1,169		1,50	-0,319	86,3	47,99	47,99
6,71	-1,179		1,60	-0,331	89,5	49,74	49,74
7,75	-1,189		1,70	-0,345	91,0	50,56	50,56
30,41	-1,247		1,80	-0,356	92,0	51,10	51,10
			1,90	-0,367	94,6	52,53	52,53
			2,00	-0,378	97,2	53,95	53,95
			2,20	-0,397	100,1	55,53	55,53
			2,40	-0,419	102,5	56,85	56,85
			2,60	-0,439	106,4	58,98	58,98
			2,80	-0,458	110,3	61,11	61,11
			3,00	-0,475	113,8	63,03	63,03
			3,20	-0,487	117,2	64,89	64,89
			3,40	-0,499	120,9	66,91	66,91
			3,60	-0,510	124,2	68,71	68,71
			3,80	-0,521	127,7	70,63	70,63
			4,00	-0,536	130,1	71,94	71,94
			4,30	-0,547	135,1	74,68	74,68
			4,60	-0,554	139,8	77,25	77,25
			4,90	-0,560	144,5	79,82	79,82
			5,20	-0,567	146,9	81,13	81,13
			5,50	-0,570	149,6	82,61	82,61
			5,80	-0,574	152,7	84,30	84,30
			6,10	-0,571	157,4	86,87	86,87
			6,40	-0,576	157,6	86,98	86,98
			6,70	-0,576	161,3	89,00	89,00
			7,00	-0,575	163,8	90,37	90,37
			7,30	-0,573	166,8	92,01	92,01
			7,60	-0,577	168,1	92,72	92,72
			7,90	-0,585	170,5	94,04	94,04
			8,20	-0,587	173,3	95,57	95,57
			8,50	-0,585	175,9	96,99	96,99
			8,80	-0,588	175,1	96,55	96,55
			9,10	-0,591	177,7	97,97	97,97
			9,40	-0,593	178,7	98,52	98,52
			9,70	-0,594	181,8	100,22	100,22
			9,95	-0,598	184,0	101,42	101,42
			10,00	-0,598	182,0	100,33	100,33

		Tensão Normal 250 kPa					
\sqrt{t} (min)	Desl Vert (mm)		Desl Hor (mm)	Desl Vert (mm)	Anel Dinamom	Carga (kg)	Tensão (kPa)
0	0,0		0,00	0,000	0,0	0	0
0,50	-1,200		0,05	0,000	52,8	29,67	29,67
0,71	-1,270		0,10	-0,006	81,9	45,58	45,58
1,00	-1,310		0,15	-0,018	96,8	53,73	53,73
1,41	-1,348		0,20	-0,030	105,8	58,65	58,65
2,00	-1,369		0,25	-0,046	115,1	63,74	63,74
2,83	-1,387		0,30	-0,062	146,7	81,02	81,02
3,87	-1,407		0,35	-0,076	161,4	89,06	89,06
5,48	-1,427		0,40	-0,091	171,4	94,53	94,53
7,75	-1,447		0,45	-0,105	181,4	100,00	100,00
7,75	-1,447	< Inundação	0,50	-0,151	178,0	98,14	98,14
7,76	-1,570		0,55	-0,142	179,8	99,12	99,12
7,78	-1,918		0,60	-0,165	179,7	99,07	99,07
7,81	-2,056		0,65	-0,172	180,1	99,29	99,29
7,87	-2,120		0,70	-0,185	182,1	100,38	100,38
8,00	-2,158		0,80	-0,209	170,0	93,76	93,76
8,25	-2,191		0,90	-0,237	174,3	96,11	96,11
8,66	-2,217		1,00	-0,266	176,3	97,21	97,21
9,49	-2,252		1,10	-0,291	181,1	99,83	99,83
10,95	-2,278		1,20	-0,313	186,7	102,90	102,90
13,42	-2,304		1,30	-0,338	190,7	105,08	105,08
16,64	-2,326		1,40	-0,361	196,3	108,15	108,15
36,33	-2,421		1,50	-0,377	200,2	110,28	110,28
			1,60	-0,396	204,1	112,41	112,41
			1,70	-0,415	208,3	114,71	114,71
			1,80	-0,431	212,4	116,95	116,95
			1,90	-0,450	215,7	118,76	118,76
			2,00	-0,469	219,3	120,73	120,73
			2,20	-0,505	228,7	125,87	125,87
			2,40	-0,532	235,5	129,58	129,58
			2,60	-0,559	242,3	133,30	133,30
			2,80	-0,586	247,6	136,20	136,20
			3,00	-0,611	253,3	139,32	139,32
			3,20	-0,645	257,4	141,56	141,56
			3,40	-0,656	262,9	144,57	144,57
			3,60	-0,680	266,6	146,59	146,59
			3,80	-0,697	271,6	149,33	149,33
			4,00	-0,717	276,0	151,73	151,73
			4,30	-0,747	284,4	156,33	156,33
			4,60	-0,775	291,7	160,32	160,32
			4,90	-0,795	307,8	169,13	169,13
			5,20	-0,817	308,2	169,34	169,34
			5,60	-0,850	316,2	173,72	173,72
			6,00	-0,872	325,9	179,02	179,02
			6,40	-0,895	335,6	184,33	184,33
			6,80	-0,916	343,8	188,81	188,81
			7,20	-0,940	349,7	192,04	192,04
			7,60	-0,955	359,9	197,62	197,62
			8,00	-0,965	367,5	201,78	201,78
			8,10	-0,969	368,3	202,21	202,21
			8,40	-0,985	371,3	203,85	203,85
			8,80	-0,995	370,5	203,42	203,42
			9,20	-1,004	371,0	203,69	203,69

Tensão Normal 500 kPa

\sqrt{t} (min)	Desl Vert (mm)		Desl Hor (mm)	Desl Vert (mm)	Anel Dinanom	Carga (kg)	Tensão (kPa)
0	0,0		0,00	0,000	0,0	0	0
1,00	-2,110		0,05	-0,009	25,8	48,87	48,87
1,41	-2,205		0,10	-0,016	35,0	66,07	66,07
2,00	-2,251		0,15	-0,024	40,1	75,60	75,60
2,83	-2,285		0,20	-0,032	44,1	83,08	83,08
3,87	-2,315		0,25	-0,043	51,9	97,66	97,66
5,48	-2,348		0,30	-0,058	58,9	110,74	110,74
5,48	-2,348	<- Inundação	0,35	-0,075	66,1	124,20	124,20
5,50	-2,400		0,40	-0,092	71,1	133,54	133,54
5,52	-2,800		0,45	-0,108	75,9	142,52	142,52
5,57	-2,945		0,50	-0,124	79,9	149,99	149,99
5,66	-3,005		0,55	-0,142	83,1	155,97	155,97
5,83	-3,054		0,60	-0,159	85,8	161,02	161,02
6,16	-3,098		0,65	-0,172	88,0	165,13	165,13
6,71	-3,137		0,70	-0,184	90,5	169,81	169,81
7,75	-3,177		0,80	-0,217	95,0	178,22	178,22
10,95	-3,266		0,90	-0,244	99,1	185,88	185,88
36,33	-3,366		1,00	-0,273	102,5	192,24	192,24
			1,10	-0,299	105,2	197,28	197,28
			1,20	-0,325	108,1	202,70	202,70
			1,30	-0,350	111,0	208,12	208,12
			1,40	-0,374	114,0	213,73	213,73
			1,50	-0,399	116,5	218,41	218,41
			1,60	-0,419	119,5	224,01	224,01
			1,70	-0,441	122,0	228,69	228,69
			1,80	-0,462	124,1	232,61	232,61
			1,90	-0,482	126,8	237,66	237,66
		2,00	-0,497	129,0	241,77	241,77	
		2,10	-0,514	131,0	245,51	245,51	
		2,20	-0,532	133,1	249,43	249,43	
		2,30	-0,549	134,7	252,42	252,42	
		2,40	-0,554	137,0	256,72	256,72	
		2,50	-0,576	138,9	260,28	260,28	
		2,60	-0,591	139,9	262,14	262,14	
		2,70	-0,604	141,7	265,51	265,51	
		2,80	-0,619	143,5	268,87	268,87	
		2,90	-0,633	144,7	271,12	271,12	
		3,00	-0,646	146,3	274,11	274,11	
		3,10	-0,659	148,2	277,66	277,66	
		3,20	-0,669	149,5	280,09	280,09	
		3,30	-0,679	151,5	283,83	283,83	
		3,40	-0,691	153,5	287,57	287,57	
		3,50	-0,702	154,6	289,62	289,62	
		3,60	-0,712	156,0	292,24	292,24	
		3,70	-0,722	157,8	295,60	295,60	
		3,80	-0,732	159,7	299,15	299,15	
		3,90	-0,734	161,2	301,96	301,96	
		4,09	-0,800	147,6	276,54	276,54	
		4,07	-0,800	135,0	252,99	252,99	
		4,05	-0,800	120,0	224,95	224,95	
		4,00	-0,802	93,4	175,23	175,23	
		3,95	-0,823	70,0	131,49	131,49	
		3,85	-0,875	46,0	86,63	86,63	

limite de carga do anel 3kN ->

	3,70	-0,948	21,6	41,02	41,02
	3,60	-1,000	8,4	16,34	16,34
	3,50	-1,039	0,0	0,00	0,00
início da carga com anel 10kN ->	3,50	-1,126	0,0	0,00	0,00
	3,51	-1,126	47,0	26,35	26,35
	3,53	-1,126	71,0	40,20	40,20
	3,55	-1,127	90,0	51,17	51,17
	3,57	-1,129	129,5	73,96	73,96
	3,60	-1,131	170,3	97,51	97,51
	3,62	-1,132	194,0	111,19	111,19
	3,65	-1,133	226,0	129,65	129,65
	3,67	-1,133	246,0	141,19	141,19
	3,70	-1,134	273,0	156,78	156,78
	3,73	-1,134	298,0	171,20	171,20
	3,75	-1,134	312,0	179,28	179,28
	3,78	-1,134	343,0	197,17	197,17
	3,80	-1,134	350,0	201,21	201,21
	3,82	-1,134	363,0	208,72	208,72
	3,85	-1,134	381,0	219,10	219,10
	3,90	-1,133	411,0	236,42	236,42
	3,95	-1,132	439,0	252,58	252,58
	4,00	-1,128	456,0	262,39	262,39
	4,05	-1,125	481,0	276,81	276,81
	4,10	-1,124	499,0	287,20	287,20
	4,20	-1,121	529,8	304,98	304,98
	4,30	-1,119	550,0	316,63	316,63
	4,40	-1,118	566,0	325,87	325,87
	4,50	-1,116	572,0	329,33	329,33
	4,60	-1,117	582,0	335,10	335,10
	4,70	-1,119	590,0	339,72	339,72
	4,80	-1,122	592,5	341,16	341,16
	4,90	-1,124	600,5	345,78	345,78
	5,00	-1,126	605,5	348,66	348,66
	5,10	-1,129	610,0	351,26	351,26
	5,20	-1,132	614,3	353,74	353,74
	5,40	-1,137	623,0	358,76	358,76
	5,60	-1,142	629,5	362,51	362,51
	5,80	-1,145	637,0	366,84	366,84
	6,00	-1,151	643,0	370,30	370,30
	6,20	-1,156	648,5	373,48	373,48
	6,40	-1,164	655,0	377,23	377,23
	6,60	-1,172	660,0	380,11	380,11
	6,80	-1,176	662,0	381,27	381,27
	7,00	-1,186	664,2	382,54	382,54
	7,20	-1,193	670,0	385,89	385,89
	7,40	-1,199	673,3	387,79	387,79
	7,60	-1,207	679,0	391,08	391,08
	7,80	-1,216	684,2	394,08	394,08
	8,00	-1,226	682,9	393,33	393,33
	8,20	-1,234	688,5	396,56	396,56
	8,40	-1,239	689,5	397,14	397,14
	8,60	-1,246	689,0	396,85	396,85
	8,80	-1,256	688,3	396,45	396,45
	9,00	-1,267	689,0	396,85	396,85
	9,20	-1,279	692,6	398,93	398,93
	9,40	-1,287	697,5	401,76	401,76
	9,60	-1,297	700,0	403,20	403,20
	9,80	-1,307	698,8	402,51	402,51
	10,00	-1,316	698,5	402,33	402,33

APÊNDICE B – Dados coletados nos Ensaio de Compressão Confinada

UMIDADE 4,16%

25 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	0,0	80,0
10	0,0	80,0
30	0,0	80,0
60	0,0	80,0
120	0,0	80,0
180	0,0	80,0
240	0,0	80,0
300	0,0	80,0
	efinal	0,837299

50 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	0,0	80
10	0,0	80
30	0,0	80
60	-0,389	79,6110
120	-0,397	79,6030
180	-0,402	79,5980
240	-0,404	79,5960
300	-0,405	79,5950
	efinal	0,827998

100 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-0,405	79,595
10	-1,545	78,455
30	-1,551	78,449
60	-1,563	78,437
120	-1,567	78,433
180	-1,567	78,433
240	-1,570	78,430
300	-1,571	78,429
	efinal	0,801219

150 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-1,571	78,429
10	-2,603	77,397
30	-2,619	77,381
60	-2,631	77,369
120	-2,635	77,365
180	-2,648	77,352
240	-2,651	77,349
300	-2,659	77,341
	efinal	0,776232

200 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-2,659	77,341
10	-3,600	76,400
30	-3,620	76,380
60	-3,645	76,355
120	-3,695	76,305
180	-3,710	76,290
240	-3,726	76,274
300	-3,731	76,269
	efinal	0,751612

300 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-3,731	76,269
10	-5,430	74,570
30	-5,470	74,530
60	-5,510	74,490
120	-5,549	74,451
180	-5,571	74,429
240	-5,592	74,408
300	-5,615	74,385
	efinal	0,708344

400 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-5,615	74,385
10	-6,970	73,030
30	-7,050	72,950
60	-7,085	72,915
120	-7,132	72,868
180	-7,161	72,839
240	-7,180	72,820
300	-7,195	72,805
360	-7,210	72,790
420	-7,220	72,780
	efinal	0,671483

500 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-7,220	72,780
10	-8,100	71,900
30	-8,268	71,732
60	-8,300	71,700
120	-8,350	71,650
180	-8,386	71,614
240	-8,410	71,590
300	-8,435	71,565
360	-8,455	71,545
420	-8,470	71,530
480	-8,481	71,519
540	-8,492	71,508
600	-8,500	71,500
	efinal	0,642086

600 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-8,500	71,500
10	-9,150	70,850
30	-9,290	70,710
60	-9,350	70,650
120	-9,410	70,590
180	-9,448	70,552
240	-9,470	70,530
300	-9,500	70,500
360	-9,509	70,491
420	-9,509	70,491
480	-9,509	70,491
	efinal	0,618913

700 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-9,509	70,491
10	-10,040	69,960
30	-10,135	69,865
60	-10,207	69,793
120	-10,265	69,735
180	-10,305	69,695
240	-10,332	69,668
300	-10,355	69,645
360	-10,370	69,630
420	-10,385	69,615
480	-10,396	69,604
540	-10,410	69,590
600	-10,420	69,580
	efinal	0,597991

800 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-10,420	69,580
10	-10,720	69,280
30	-10,830	69,170
60	-10,900	69,100
120	-10,950	69,050
180	-10,992	69,008
240	-11,022	68,978
300	-11,048	68,952
360	-11,068	68,932
420	-11,082	68,918
480	-11,095	68,905
540	-11,108	68,892
600	-11,119	68,881
	efinal	0,581937

Descarga			
Carga (kPa)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)	índice de vazios
600	-11,140	68,860	0,581455
400	-11,130	68,870	0,581685
200	-11,089	68,911	0,582626
100	-11,021	68,979	0,584188
1	-10,889	69,111	0,587220

UMIDADE 8,27%

25 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	0,000	80,000
10	-0,127	79,873
30	-0,128	79,872
60	-0,129	79,871
120	-0,130	79,870
180	-0,130	79,870
240	-0,130	79,870
300	-0,130	79,870
360	-0,130	79,870
420	-0,130	79,870
480	-0,130	79,870
540	-0,130	79,870
600	-0,130	79,870
	efinal	0,839475

50 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-0,130	79,870
10	-1,566	78,434
30	-1,568	78,432
60	-1,569	78,431
120	-1,569	78,431
180	-1,570	78,430
240	-1,570	78,430
300	-1,570	78,430
360	-1,570	78,430
420	-1,570	78,430
480	-1,570	78,430
540	-1,570	78,430
600	-1,570	78,430
	efinal	0,806311

100 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-1,570	78,430
10	-3,539	76,461
30	-3,553	76,447
60	-3,561	76,439
120	-3,563	76,437
180	-3,564	76,436
240	-3,564	76,436
300	-3,564	76,436
360	-3,564	76,436
420	-3,564	76,436
480	-3,564	76,436
540	-3,564	76,436
600	-3,564	76,436
	efinal	0,760387

150 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-3,564	76,436
10	-5,062	74,938
30	-5,137	74,863
60	-5,164	74,836
120	-5,208	74,792
180	-5,243	74,757
240	-5,259	74,741
300	-5,282	74,718
360	-5,294	74,706
420	-5,303	74,697
480	-5,314	74,686
540	-5,323	74,677
600	-5,327	74,673
	efinal	0,719784

200 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-5,327	74,673
10	-6,308	73,692
30	-6,416	73,584
60	-6,476	73,524
120	-6,540	73,460
180	-6,565	73,435
240	-6,578	73,422
300	-6,579	73,421
360	-6,580	73,420
420	-6,583	73,417
480	-6,586	73,414
540	-6,590	73,410
600	-6,593	73,407
	efinal	0,690627

300 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-6,593	73,407
10	-8,017	71,983
30	-8,141	71,859
60	-8,188	71,812
120	-8,237	71,763
180	-8,268	71,732
240	-8,293	71,707
300	-8,308	71,692
360	-8,323	71,677
420	-8,356	71,644
480	-8,360	71,640
540	-8,364	71,636
600	-8,367	71,633
	efinal	0,649770

400 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-8,367	71,633
10	-9,398	70,602
30	-9,510	70,490
60	-9,578	70,422
120	-9,646	70,354
180	-9,683	70,317
240	-9,724	70,276
300	-9,756	70,244
360	-9,771	70,229
420	-9,782	70,218
480	-9,798	70,202
540	-9,813	70,187
600	-9,821	70,179
	e final	0,616283

500 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-9,821	70,179
10	-10,485	69,515
30	-10,568	69,432
60	-10,613	69,387
120	-10,668	69,332
180	-10,707	69,293
240	-10,737	69,263
300	-10,756	69,244
360	-10,774	69,226
420	-10,790	69,210
480	-10,805	69,195
540	-10,816	69,184
600	-10,821	69,179
	efinal	0,593252

600 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-10,821	69,179
10	-11,310	68,690
30	-11,395	68,605
60	-11,426	68,574
120	-11,460	68,540
180	-11,494	68,506
240	-11,496	68,504
300	-11,497	68,503
360	-11,498	68,502
420	-11,498	68,502
480	-11,498	68,502
540	-11,498	68,502
600	-11,498	68,502
	efinal	0,577660

700 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-11,498	68,502
10	-11,880	68,120
30	-11,975	68,025
60	-12,030	67,970
120	-12,074	67,926
180	-12,123	67,877
240	-12,153	67,847
300	-12,170	67,830
360	-12,189	67,811
420	-12,207	67,793
480	-12,220	67,780
540	-12,233	67,767
600	-12,248	67,752
660	-12,259	67,741
720	-12,264	67,736
	efinal	0,560019

800 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-12,264	67,752
10	-12,540	67,460
30	-12,610	67,390
60	-12,662	67,338
120	-12,718	67,282
180	-12,760	67,240
240	-12,790	67,210
300	-12,816	67,184
360	-12,838	67,162
420	-12,863	67,137
480	-12,875	67,125
540	-12,888	67,112
600	-12,900	67,100
660	-12,912	67,088
720	-12,921	67,079
780	-12,926	67,074
	efinal	0,544772

Descarga			
Tensão (kPa)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)	índice de vazios
600	-12,932	67,068	0,544634
400	-12,904	67,096	0,545279
200	-12,837	67,163	0,546822
100	-12,756	67,244	0,548688
1	-12,36	67,640	0,557808

UMIDADE 11,73%

25 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	0,000	80,000
10	-0,005	79,995
30	-0,006	79,994
60	-0,006	79,994
120	-0,006	79,994
180	-0,006	79,994
240	-0,006	79,994
300	-0,006	79,994
360	-0,006	79,994
420	-0,006	79,994
480	-0,006	79,994
540	-0,006	79,994
600	-0,006	79,994
	efinal	0,837816

50 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-0,006	79,994
10	-0,185	79,815
30	-0,188	79,812
60	-0,188	79,812
120	-0,189	79,811
180	-0,189	79,811
240	-0,189	79,811
300	-0,189	79,811
360	-0,189	79,811
420	-0,189	79,811
480	-0,189	79,811
540	-0,189	79,811
600	-0,189	79,811
	efinal	0,833611

100 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-0,189	79,811
10	-1,140	78,860
30	-1,143	78,857
60	-1,145	78,855
120	-1,149	78,851
180	-1,149	78,851
240	-1,149	78,851
300	-1,149	78,851
360	-1,149	78,851
420	-1,149	78,851
480	-1,149	78,851
540	-1,149	78,851
600	-1,149	78,851
	efinal	0,811556

150 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-1,149	78,851
10	-1,900	78,100
30	-1,922	78,078
60	-1,941	78,059
120	-1,963	78,037
180	-1,984	78,016
240	-1,991	78,009
300	-2,009	77,991
360	-2,016	77,984
420	-2,021	77,979
480	-2,033	77,967
540	-2,038	77,962
600	-2,039	77,961
	efinal	0,791109

200 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-2,039	77,961
10	-3,040	76,960
30	-3,097	76,903
60	-3,128	76,872
120	-3,160	76,840
180	-3,173	76,827
240	-3,193	76,807
300	-3,225	76,775
360	-3,249	76,751
420	-3,264	76,736
480	-3,272	76,728
540	-3,285	76,715
600	-3,295	76,705
660	-3,298	76,702
720	-3,299	76,701
	efinal	0,762161

300 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-3,298	76,702
10	-5,620	74,380
30	-5,720	74,280
60	-5,765	74,235
120	-5,808	74,192
180	-5,830	74,170
240	-5,851	74,149
300	-5,877	74,123
360	-5,880	74,120
420	-5,892	74,108
480	-5,900	74,100
540	-5,910	74,090
600	-5,918	74,082
660	-5,920	74,080
720	-5,925	74,075
	efinal	0,701830

400 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-5,925	74,075
10	-7,300	72,700
30	-7,430	72,570
60	-7,510	72,490
120	-7,600	72,400
180	-7,655	72,345
240	-7,688	72,312
300	-7,717	72,283
360	-7,741	72,259
420	-7,754	72,246
480	-7,762	72,238
540	-7,789	72,211
600	-7,801	72,199
660	-7,812	72,188
720	-7,820	72,180
	e final	0,658294

500 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-7,820	72,180
10	-8,620	71,380
30	-8,840	71,160
60	-8,917	71,083
120	-8,994	71,006
180	-9,042	70,958
240	-9,079	70,921
300	-9,109	70,891
360	-9,132	70,868
420	-9,150	70,850
480	-9,169	70,831
540	-9,185	70,815
600	-9,199	70,801
660	-9,209	70,791
720	-9,219	70,781
	efinal	0,626152

600 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-9,219	70,781
10	-9,730	70,270
30	-9,896	70,104
60	-9,968	70,032
120	-10,048	69,952
180	-10,099	69,901
240	-10,134	69,866
300	-10,162	69,838
360	-10,185	69,815
420	-10,204	69,796
480	-10,222	69,778
540	-10,237	69,763
600	-10,248	69,752
660	-10,258	69,742
720	-10,268	69,732
	efinal	0,602052

700 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-10,268	69,732
10	-10,640	69,360
30	-10,795	69,205
60	-10,860	69,140
120	-10,935	69,065
180	-10,985	69,015
240	-11,019	68,981
300	-11,049	68,951
360	-11,075	68,925
420	-11,095	68,905
480	-11,113	68,887
540	-11,130	68,870
600	-11,143	68,857
660	-11,156	68,844
720	-11,169	68,831
	efinal	0,581352

800 kPa		
Tempo (s)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)
1	-11,169	68,857
10	-11,410	68,590
30	-11,530	68,470
60	-11,572	68,428
120	-11,640	68,360
180	-11,690	68,310
240	-11,728	68,272
300	-11,760	68,240
360	-11,788	68,212
420	-11,808	68,192
480	-11,829	68,171
540	-11,845	68,155
600	-11,859	68,141
660	-11,871	68,129
720	-11,880	68,120
	efinal	0,565017

Descarga			
Carga (kPa)	Deslocamento Vertical (mm)	Altura CP (mm)	índice de vazios
600	-11,890	68,110	0,564788
400	-11,865	68,135	0,565362
200	-11,795	68,205	0,566970
100	-11,75	68,250	0,568004

APÊNDICE C – Ensaio Peso Específico Real dos Grãos

Picnômetro N° (2 ou 8)		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Temperatura do Pic. + Solo + Água (°C)	T	38,4	35,9	33,1	29,5	24,4	20,9	16,3	14,3		
Solo Úmido (gf)	W_h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Picnômetro + Água (Calibração) (gf)	$W_w = f(T)$	659,97	660,43	660,92	661,49	662,19	662,60	663,04	663,21		
Picnômetro + Água + Solo (gf)	W_{ws}	722,56	722,98	723,48	724,00	724,64	725,02	725,4	725,56		
Solo Seco (gf)	W_s	99,43	99,43	99,43	99,43	99,43	99,43	99,43	99,43		
Água Deslocada	$W_w + W_s - W_{ws}$	36,84	36,88	36,87	36,92	36,98	37,01	37,07	37,08		
Peso Específico da água em T (g/cm ³)		0,9929	0,9938	0,9948	0,9959	0,9973	0,9981	0,9990	0,9993		
Peso Específico Real dos Grãos (g/cm ³)	$G_s = W_s * g_s / (W_w + W_s - W_{ws})$	2,680	2,679	2,683	2,682	2,682	2,682	2,679	2,680		
Média g_s (g/cm ³)		2,681									
Média g_s (KN/m ³)		26,2881									