

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

**ANÁLISE CRÍTICA DA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE ENROCAMENTOS POR MEIO DE MODELAGEM EM
ESCALA DE LABORATÓRIO**

ALEXANDRE CRISTINO CORRÊA DOS SANTOS

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO G.TD-152/19

BRASÍLIA-DF, ABRIL/2019

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

ANÁLISE CRÍTICA DA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE ENROCAMENTOS POR MEIO DE MODELAGEM EM
ESCALA DE LABORATÓRIO

ALEXANDRE CRISTINO CORRÊA DOS SANTOS

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

APROVADA POR:



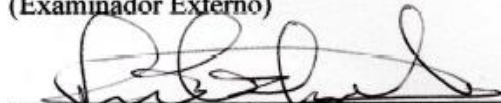
Prof. André Pacheco de Assis, PhD, UnB
(Orientador)



Luis Fernando Martins Ribeiro, DSc (UnB)
(Examinador Interno)



Paulo César de Almeida Maia, DSc (UENF)
(Examinador Externo)



João Luiz Armelin, DSc (FURNAS)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 15 de abril de 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, ALEXANDRE CRISTINO CORRÊA DOS SANTOS

Análise Crítica da Previsão do Comportamento Mecânico de Enrocamentos por meio de Modelagem em Escala de Laboratório, 2019.

(xxxiv), 580 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2019)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|---------------------------|-----------------------|
| 1. Enrocamentos | 2. Barragens |
| 3. Ensaios de Laboratório | 4. Densidade Relativa |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, A.C.C. (2019). Análise Crítica da Previsão do Comportamento Mecânico de Enrocamentos por meio de Modelagem em Escala de Laboratório. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-152/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 580 p.

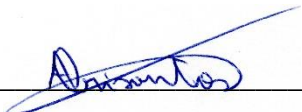
CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alexandre Cristino Corrêa dos Santos

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análise Crítica da Previsão do Comportamento Mecânico de Enrocamentos por meio de Modelagem em Escala de Laboratório.

GRAU: Doutor **ANO:** 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Alexandre Cristino Corrêa dos Santos
SQN 411, BL. H, Apt. 103
CEP: 70.866-080 – Brasília/DF – Brasil

Dedico este trabalho a minha esposa, Kennia Carolina, e as minhas filhas, Carolina e Mariana, pelo amor e compreensão.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Kennia Carolina por estar sempre ao meu lado e ser o meu suporte em todos os momentos. Às minhas filhas Carolina e Mariana pela compreensão e paciência com os longos períodos de ausência dedicados a esse trabalho.

Aos meus pais Osiris e Ana Maria pelo apoio irrestrito e incentivo que sempre me deram. Aos meus irmãos Leonardo e Fernando pelas palavras de apoio quando o desânimo queria prevalecer sobre a persistência.

Aos meus avós Eleteo (*in memoriam*) e Carlota por transmitirem a importância da leitura e o valor do conhecimento para toda a família.

Ao meu orientador Prof. André Assis, por compartilhar seu conhecimento, pela amizade, pelo apoio em todas as fases da pesquisa e por ter acreditado no meu potencial quando eu mesmo duvidei.

Ao Prof. Alfredo R. da Costa por me apresentar o mundo da pesquisa e me incentivar a fazer uma pós-graduação. Guardo com muito carinho uma cópia da sua carta de recomendações.

Aos professores do programa de pós-graduação em Geotecnia da UnB, em especial ao Prof. Márcio Muniz, pelo conhecimento transmitido e pelo apoio nas várias etapas dessa jornada.

À FURNAS pelo fornecimento do laboratório, de amostras e de técnicos especializados. Agradeço a todo corpo técnico do laboratório de mecânica das rochas, especialmente ao Sérgio Fleury e João Armelin pela atenção e acolhida.

Aos amigos pelas palavras de incentivo e pelos momentos de descontração, que foram essenciais, durante essa caminhada: Felipe, Ricardo, Rafaela, Cleber, Diêgo, Mylane, Thiago, Estevão, Carlos e Otávio; representando todos aqueles que participaram dessa jornada.

À Presidência da República por conceder minha liberação na fase final do trabalho para que eu pudesse dedicar exclusivamente à conclusão e formatação do texto da Tese. Agradeço ao José Wellington e Herivelto que tornaram possível essa liberação. Agradeço aos servidores da Coordenação-Geral de Desenvolvimento de Pessoas que se empenharam para que os trâmites ocorressem dentro do cronograma previsto.

*“No meio do caminho tinha uma pedra
tinha uma pedra no meio do caminho
tinha uma pedra
no meio do caminho tinha uma pedra.*

*Nunca me esquecerei desse acontecimento
na vida de minhas retinas tão fatigadas.
Nunca me esquecerei que no meio do caminho
tinha uma pedra
tinha uma pedra no meio do caminho
no meio do caminho tinha uma pedra.”*

(Carlos Drummond de Andrade)

ANÁLISE CRÍTICA DA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS POR MEIO DE MODELAGEM EM ESCALA DE LABORATÓRIO

RESUMO

Este trabalho aborda o efeito de escala de ensaios em laboratório na previsão de parâmetros mecânicos de enrocamentos. Para isso, recorreu-se a uma ampla revisão bibliográfica, a criação de um banco de dados do comportamento mecânico de enrocamentos e a um extenso programa de ensaios com o intuito de estabelecer uma metodologia que permitisse prever o comportamento de enrocamentos em escala de campo a partir de ensaios em modelo reduzido em laboratório. Foram realizados ensaios para individualizar os parâmetros mais representativos da rocha, da partícula e do enrocamento. A campanha de ensaios demonstrou a influência do tamanho dos equipamentos, escala dos equipamentos *vs.* escala das partículas, na resposta mecânica de enrocamentos. Ficou demonstrado ainda que ensaios em escala de laboratório não conseguem representar fielmente os parâmetros mecânicos dos enrocamentos em escala de campo, mas que a definição prévia da combinação de três fatores, sendo eles o diâmetro máximo das partículas, a densidade relativa e a forma da distribuição granulométrica, permite extrapolar os parâmetros definidos em laboratório para uma escala de campo. Nos ensaios, foram utilizadas rochas de diferentes mineralogias, representando enrocamentos de barragens construídas no Brasil, contudo, o granito da barragem de Serra da Mesa foi adotado como material piloto devido a homogeneidade de suas características física, química, mecânica e da sua baixa perda de resistência quando saturado. Os parâmetros obtidos dos ensaios em escala de laboratório com o granito da barragem de Serra da Mesa foram extrapolados para a escala do enrocamento de campo e confrontados com os parâmetros obtidos da retro-análise da instrumentação. Verificou-se uma boa aderência entre os referidos parâmetros, comprovando a eficácia do procedimento de extrapolação proposto.

CRITICAL ANALYSIS OF THE FORECASTING OF MECHANICAL BEHAVIOR OF ROCKFILL BY LABORATORY SCALE MODELING

This work deals with the scale effect of laboratory tests in predicting mechanical parameters of rockfill. For this, a wide bibliographic review was used, the creation of a database of the mechanical behavior of rockfills and an extensive program of tests to establish a methodology that could predict the behavior of field-scale rockfills from tests in reduced model in laboratory scale. Tests were carried out to identify the most representative rock, particle and rockfill parameters. The test campaign showed the influence of the size of the equipment, the scale of the equipment *vs.* scale of the particles, in the mechanical response of rockfills. It has also been shown that laboratory-scale tests fail to accurately represent the mechanical parameters of field-scale rockfills, but rather that the prior definition of the combination of three factors, such as maximum particle diameter, relative density, and shape of the distribution, allows the extrapolation of parameters defined in the laboratory to a field scale. In the tests, rocks of different mineralogies were used, representing rockfills constructed in Brazil, however, granite from the Serra da Mesa dam was adopted as a pilot material due to the homogeneity of its physical, chemical and mechanical characteristics and its low resistance loss when saturated. The parameters obtained from the laboratory scale tests with the granite from the Serra da Mesa dam were extrapolated to the field rockfill scale and compared to the parameters obtained from the instrumentation retro-analysis. There was a good adhesion between these parameters, proving the effectiveness of the proposed extrapolation method. Finally, a roadmap for investigation, design and constructive monitoring of rockfill embankments was proposed, establishing a rational method to obtain parameters of these structures.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	3
1.3. ESCOPO DA TESE.....	4
CAPÍTULO 2 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS	7
2.1. EVOLUÇÃO DO CONCEITO DE ENROCAMENTO.....	7
2.2. FATORES QUE CONDICIONAM O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS	9
2.2.1. <i>Tensões atuantes</i>	12
2.2.1.1. Estado de tensão	12
2.2.1.2. Tempo.....	14
2.2.2. <i>Partículas constituintes do enrocamento</i>	15
2.2.2.1. Resistência ao fraturamento das partículas	15
2.2.2.2. Forma das partículas.....	18
2.2.2.3. Tamanho das partículas	20
2.2.2.4. Atrito entre partículas	22
2.2.2.5. Tipo de rocha e mineralogia	22
2.2.2.6. Estado de alteração da rocha	23
2.2.3. <i>Enrocamento como meio granular</i>	25
2.2.3.1. Estado de compactidade	25
2.2.3.2. Distribuição granulométrica	28
2.2.3.3. Adição de água	37
2.2.3.4. Inclusão de finos.....	40
2.2.3.5. Fator de escala (FE).....	41
2.2.4. <i>Procedimentos de ensaio</i>	46
2.2.4.1. Trajetória das tensões aplicadas à amostra.....	46
2.2.4.2. Trajetória das deformações aplicada à amostra.....	47
2.2.4.3. Velocidade de deformação ao cisalhamento	49
2.3. COMPACTAÇÃO DE ENROCAMENTOS	49
2.3.1. <i>Compactação em laboratório</i>	52
2.3.2. <i>Compactação em campo</i>	57
2.4. RESISTÊNCIA MECÂNICA DE ENROCAMENTOS	70
2.5. DEFORMABILIDADE DE ENROCAMENTOS	76
2.5.1. <i>Ensaio no laboratório</i>	81
2.5.2. <i>Comportamento de barragens instrumentadas</i>	86
2.5.3. <i>O colapso</i>	103
2.5.4. <i>A fluência</i>	106
2.6. ANÁLISE NUMÉRICA	108
2.6.1. <i>Modelos constitutivos</i>	110
2.7. BANCO DE DADOS	114
2.7.1. <i>Ensaio de compactação em laboratório</i>	114
2.7.2. <i>Ensaio em aterros experimentais</i>	119

2.7.3.	<i>Banco de dados do comportamento mecânico de barragens</i>	123
2.8.	CONSIDERAÇÕES	177
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS		179
3.1.	MATERIAIS UTILIZADOS.....	179
3.1.1.	<i>Enrocamentos da Barragem de Serra da Mesa</i>	180
3.1.2.	<i>Enrocamentos da Barragem de Itapebi</i>	182
3.1.3.	<i>Enrocamentos da Barragem de Campos Novos</i>	184
3.1.4.	<i>Enrocamentos da Barragem de Manso</i>	187
3.1.5.	<i>Enrocamentos da Barragem de Peixe Angical</i>	190
3.2.	METODOLOGIA	191
3.3.	PROGRAMA DE ENSAIOS	191
3.3.1.	<i>Caracterização da partícula de rocha</i>	193
3.3.2.	<i>Caracterização do enrocamento</i>	194
3.3.2.1.	Distribuições granulométricas adotadas.....	194
3.3.2.2.	Determinação da densidade relativa.....	201
3.3.2.3.	Ensaio de compressão unidimensional.....	210
3.3.2.3.1.	Equipamentos e procedimentos de ensaio.....	214
3.3.2.4.	Ensaio de cisalhamento direto.....	219
3.3.2.4.1.	Equipamentos e procedimentos de ensaio.....	221
3.3.2.5.	Ensaio triaxial cúbico	224
3.3.2.5.1.	Equipamentos e procedimentos de ensaio.....	225
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....		229
4.1.	INTRODUÇÃO	229
4.2.	CARACTERIZAÇÃO DA PARTÍCULA DE ROCHA.....	229
4.2.1.	<i>Petrografia e propriedades índices</i>	229
4.2.2.	<i>Propriedades mecânicas</i>	235
4.3.	CARACTERIZAÇÃO DO ENROCAMENTO	242
4.3.1.	<i>Ensaio de compactação</i>	242
4.3.1.1.	Granito da barragem de Serra da Mesa (material piloto)	242
4.3.1.2.	Gnaiss (Gn), Brecha Brasáltica (BB), Metassilito (Ms) e Biotita Gnaiss (BG)	250
4.3.1.3.	Comparação dos resultados apresentados com dados de ensaios de compactação em laboratório obtidos na bibliografia	255
4.3.1.4.	Comparação dos resultados apresentados com dados de ensaios de compactação em campo obtidos na bibliografia	260
4.3.1.5.	Análise dos ensaios de compactação.....	263
4.3.2.	<i>Compressão unidimensional</i>	264
4.3.2.1.	Efeito do tipo de equipamento - câmara rígida vs. flexível.....	264
4.3.2.2.	Efeito de escala do equipamento (ESE)	270
4.3.2.3.	Efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG).....	274
4.3.2.4.	Efeito da litologia e resistência da partícula.....	299
4.3.3.	<i>Cisalhamento direto</i>	312
4.3.3.1.	Efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG).....	316
4.3.3.2.	Efeito de escala do equipamento (ESE)	325
4.3.3.3.	Efeito da litologia e resistência da partícula.....	336

4.3.4.	<i>Compressão triaxial</i>	340
4.3.4.1.	Comparação entre resultados dos ensaios triaxial e cisalhamento direto...	346
4.3.4.2.	Comparação entre resultados do ensaio triaxial e compressão unidimensional	349
4.4.	CONSIDERAÇÕES	353
4.4.1.	<i>Caracterização da partícula de rocha e sua influência no comportamento mecânico do enrocamento</i>	353
4.4.2.	<i>Caracterização do enrocamento</i>	356
4.4.2.1.	Ensaio de compactação	356
4.4.2.2.	Ensaio de compressão unidimensional	358
4.4.2.3.	Ensaio de cisalhamento direto	362
4.4.2.4.	Ensaio de compressão triaxial	363
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE SERRA DA MESA.....		365
5.1.	INTRODUÇÃO	365
5.2.	INTERPRETAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO DE SERRA DA MESA	365
5.3.	DADOS DE LABORATÓRIO VS. DA INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO – EFEITO DE ESCALA.....	378
5.4.	CONSIDERAÇÕES	388
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DO BANCO DE DADOS.....		391
6.1.	INTRODUÇÃO	391
6.2.	ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE BARRAGENS.....	391
6.3.	RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO E ACOMPANHAMENTO DE OBRAS 402	
6.4.	CONSIDERAÇÕES	405
CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....		407
7.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	407
7.2.	CONSIDERAÇÕES ESPECÍFICAS	413
7.2.1.	<i>Caracterização da partícula de rocha</i>	413
7.2.2.	<i>Caracterização do enrocamento</i>	414
7.2.2.1.	Determinação da densidade relativa.....	414
7.2.2.2.	Ensaio de compressão unidimensional	416
7.2.2.3.	Ensaio de cisalhamento direto	418
7.2.2.4.	Ensaio de compressão triaxial	419
7.3.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	420
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		423

APÊNDICE

A.	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	435
B.	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	437
B.1.	CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA INTACTA	437
B.1.1.	Amostragem	437
B.1.2.	Petrografia e propriedades índices	440
B.1.3.	Propriedades mecânicas	445
B.2.	PROCEDIMENTOS DE CALIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS	449
C.	RESULTADOS DOS ENSAIOS COM A ROCHA INTACTA	454
C.1.	DESCRIÇÃO PETROGRÁFICA.....	454
C.1.1.	Granito da UHE Serra da Mesa	454
C.1.2.	Gnaiss da AHE Itapebi.....	459
C.1.3.	Basalto da UHE Campos Novos	459
C.1.4.	Metassilito do APM Manso.....	459
C.1.5.	Biotita Gnaiss da UHE Peixe Angical	461
C.2.	ÍNDICES FÍSICOS E DE DURABILIDADE	462
C.2.1.	Granito da UHE Serra da Mesa	462
C.2.2.	Gnaiss da AHE Itapebi.....	464
C.2.3.	Basalto da UHE Campos Novos	465
C.2.4.	Metassilito do APM Manso.....	467
C.2.5.	Biotita Gnaiss da UHE Peixe Angical	467
C.3.	COMPRESSÃO DIAMETRAL (TRAÇÃO INDIRETA).....	468
C.4.	COMPRESSÃO UNIAXIAL	469
C.4.1.	Granito da UHE Serra da Mesa	469
C.4.2.	Gnaiss da AHE Itapebi.....	472
C.4.3.	Basalto da UHE Campos Novos	475
C.4.4.	Metassilito do APM Manso.....	481
C.4.5.	Biotita Gnaiss da UHE Peixe Angical	481
C.5.	COMPRESSÃO TRIAXIAL	482
C.5.1.	Granito da UHE Serra da Mesa	482
C.5.2.	Gnaiss da AHE Itapebi.....	485
D.	RESULTADOS DOS ENSAIOS COM ENROCAMENTO.....	489
D.1.	COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL.....	489
D.2.	CISALHAMENTO DIRETO.....	558
D.3.	TRIAXIAL CÚBICO.....	571

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – FUSO GRANULOMÉTRICO DOS ENROCAMENTOS TÍPICOS DE CAMPO.	9
FIGURA 2.2 – INFLUÊNCIA DO ESTADO DE TENSÃO NO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DE ENROCAMENTOS (MAIA, 2001).	13
FIGURA 2.3 – DETERMINAÇÃO DA ESFERICIDADE E DO ARREDONDAMENTO DE PARTÍCULAS (MAIA, 2001).	19
FIGURA 2.4 – REPRESENTAÇÃO DO ESTADO DE COMPACIDADE DE MATERIAL CONSTITUÍDO POR PARTÍCULAS ESFÉRICAS.	26
FIGURA 2.5 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO DE MATERIAIS DE ENROCAMENTO (VEIGA PINTO, 1979).	28
FIGURA 2.6 – REPRESENTAÇÃO DE AMOSTRA UNIFORME E OUTRA BEM GRADUADA.	29
FIGURA 2.7 - REPRESENTAÇÃO DE AMOSTRAS UNIFORMES COM DIFERENTES TAMANHOS DAS PARTÍCULAS.	30
FIGURA 2.8 – TENSÃO MÉDIA ESTIMADA PARA CAUSAR ESMAGAMENTO DAS PARTÍCULAS DE UMA DISTRIBUIÇÃO UNIFORME.	33
FIGURA 2.9 – FATORES A SEREM OBSERVADOS NA MODELAGEM DE ENROCAMENTOS EM ESCALA REDUZIDA.	44
FIGURA 2.10 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE GRANITO E BASALTO ENSAIADAS POR MAIA (2001).	55
FIGURA 2.11 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS VS. D_{50} DE BASALTOS E GRANITO (MAIA, 2001). ..	57
FIGURA 2.12 – E_{D1} / L_{ROLO} VS. IMPACTO DINÂMICO.	64
FIGURA 2.13 – E_{D1} / L_{ROLO} VS. CARGA LINEAR DO ROLO.	64
FIGURA 2.14 – ÍNDICE DE VAZIOS VS. E_{D1} , PARA ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DA BARRAGEM DE EL CAJÓN.	66
FIGURA 2.15 – D_R VS. E_{D1} , PARA ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DA BARRAGEM DE EL CAJÓN.	67
FIGURA 2.16 – ÍNDICE DE VAZIOS VS. E_{D1} , PARA ENSAIOS REALIZADOS EM 15 BARRAGENS.	70
FIGURA 2.17 – FAIXA DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA OBTIDAS POR MEIO DE 36 ENSAIOS. .	73
FIGURA 2.18 – CURVAS TENSÃO VS. DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL.	78
FIGURA 2.19 – DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS ENSAIADAS E FAIXA DE ENROCAMENTOS NORMALMENTE ADOTADOS EM CAMPO.	79
FIGURA 2.20 – CORRELAÇÃO ENTRE σ_v VS. ϵ_v (SANTOS <i>ET AL.</i> , 2005).	82
FIGURA 2.21 – VARIAÇÃO DO MÓDULO (D_{UN}) COM A TENSÃO VERTICAL EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM AMOSTRA EM ESTADO DENSO (Pd22i) E FOFO (Pf22i) (MAIA, 2001).	86
FIGURA 2.22 – BEFC DE MACHADINHO: AVALIAÇÃO DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE INTERPRETADOS A PARTIR DOS RECALQUES MEDIDOS PELAS CAIXAS SUECAS (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	87
FIGURA 2.23 – PORCENTAGEM DO RECALQUE (R) EM RELAÇÃO À ALTURA DA BARRAGEM (H) VS. FORMA DO VALE (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	88
FIGURA 2.24 – BEFC DE FOZ DO AREIA: RECALQUE (CM) ACUMULADO NO FINAL DA CONSTRUÇÃO (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	88
FIGURA 2.25 – BEFC DE FOZ DO AREIA: ACRÉSCIMO DE RECALQUE (CM) APÓS ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	89
FIGURA 2.26 – BEFC ITAPEBI: DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS (CM) NO FINAL DA CONSTRUÇÃO. (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	90

FIGURA 2.27 – DESLOCAMENTO DA LAJE APÓS ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DAS BEFCs (A) SALT SPRINGS, (B) LOWER BEAR RIVER, (C) CETHANA E (D) FOZ DO AREIA (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).....	91
FIGURA 2.28 – CORRELAÇÃO ENTRE MÓDULOS TRANSVERSAL (E_{TM}) E VERTICAL (E_{VM}) VS. FORMA DO VALE (A/H^2) (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).....	91
FIGURA 2.29 – ZONEAMENTO TÍPICO DE UMA BEFC (COOKE & SHERARD, 2004).	97
FIGURA 2.30 – ZONEAMENTO MAIS ADOTADO EM BEFCs COM $H > 150$ M CONSTRUÍDAS EM VALES FECHADOS.	98
FIGURA 2.31 – ZONEAMENTO TÍPICO DE UMA BEFC COM ENROCAMENTO 3B CONSTITUÍDO PREDOMINANTEMENTE POR ROCHAS DE BAIXA RESISTÊNCIA ($\sigma_c \leq 30$ MPa).....	98
FIGURA 2.32 – ZONEAMENTO TÍPICO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO VEDANTE (BENVE).	99
FIGURA 2.33 – VARIAÇÃO DO MÓDULO COM A TENSÃO VERTICAL MEDIDO NO ENROCAMENTO DA BARRAGEM DE MOHALE (JOHANNESON & TOKLANG, 2007).	102
FIGURA 2.34 – CURVAS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL VS. TENSÃO VERTICAL EM COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL EM ENROCAMENTOS (NOBARI & DUNCAN, 1972).	103
FIGURA 2.35 – CURVAS TENSÃO VS. DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM BASALTOS INUNDADOS E INICIALMENTE SATURADOS (MAIA, 2001).....	104
FIGURA 2.36 – DEFORMAÇÃO VERTICAL A LONGO PRAZO (SOWERS <i>ET AL.</i> , 1965).	107
FIGURA 2.37 – RECALQUE EM FUNÇÃO DO TEMPO (VEIGA PINTO, 1990).	107
FIGURA 2.38 – RECALQUE EM FUNÇÃO DO TEMPO (SILVEIRA & BANDEIRA, 2017).....	108
FIGURA 3.1 – ARRANJO DA USINA HIDROELÉTRICA DE SERRA DA MESA.....	180
FIGURA 3.2 – SEÇÃO TÍPICA DA BARRAGEM DE SERRA DA MESA (CASTRO, 1996).	181
FIGURA 3.3 – SEÇÃO TÍPICA DA BARRAGEM DE ITAPEBI (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	183
FIGURA 3.4 – ARRANJO DA USINA HIDROELÉTRICA DE CAMPOS NOVOS.	185
FIGURA 3.5 – SEÇÃO TÍPICA DA BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).....	185
FIGURA 3.6 – VISTA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO DE MANSO.	187
FIGURA 3.7 – SEÇÃO TÍPICA NO LEITO DO RIO DA BARRAGEM DE MANSO.	189
FIGURA 3.8 – VISTA DA BARRAGEM DE PEIXE ANGICAL E SEU RESERVATÓRIO.	190
FIGURA 3.9 – VARIAÇÃO N_F PARA O $D_{MAX} = 8''$	196
FIGURA 3.10 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	196
FIGURA 3.11 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	197
FIGURA 3.12 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O GRANITO-GNAISSE DE ITAPEBI.	198
FIGURA 3.13 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O BASALTO DE CAMPOS NOVOS.	199
FIGURA 3.14 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O METASSILTITO DE MANSO.....	200
FIGURA 3.15 - CURVA GRANULOMÉTRICA ADOTADA NOS ENSAIOS COM A BIOTITA GNAISSE DE PEIXE ANGICAL.	201
FIGURA 3.16 – EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE COMPACTAÇÃO: (A) PLACA VIBRATÓRIO COLOCADA DENTRO DO MOLDE DE COMPACTAÇÃO; (B) ASPECTO DO MATERIAL DA CURVA GR-1”B APÓS COMPACTAÇÃO DENTRO DA CÂMARA RÍGIDA.....	202
FIGURA 3.17 – ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS: (A) ESPALHAMENTO DE MATERIAL DA CURVA GR-3”B PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE	

MÍNIMA; (B) MATERIAL ARRUMADO DA CURVA GR-8”B PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE MÁXIMA.	202
FIGURA 3.18 – TESTE DE COMPACTAÇÃO PARA A CURVA GR-8”B.	203
FIGURA 3.19 – (A) GEOFONES POSICIONADOS CERCA DE 1,0 M DA CÂMARA. (B) DETALHE DA FIXAÇÃO DO GEOFONE NO PISO E DA CÉLULA PARA MEDIR TENSÕES TOTAIS.	204
FIGURA 3.20 – CÂMARA FLEXÍVEL (D_{CF}) PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL: A) VISTA GERAL DO EQUIPAMENTO MONTADO SOBRE O PÓRTICO DE REAÇÃO; B) VISTA GERAL DA INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA.	215
FIGURA 3.21 – INSTRUMENTAÇÃO DA CÂMARA FLEXÍVEL: A) DETALHES DOS LVDTs E DOS ANÉIS INSTRUMENTADOS COBERTOS POR FITA CINZA A PROVA D’ÁGUA; B) DETALHE DE STRAIN GAGE COLADO NO ANEL DE ALUMÍNIO.	216
FIGURA 3.22 – CÂMARA “RÍGIDA” (D_{C100R}) PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL.	217
FIGURA 3.23 – CÉLULA DE PRESSÃO TOTAL.	218
FIGURA 3.24 – CÂMARA RÍGIDA DE PEQUENAS DIMENSÕES (D_{C30R}) PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL: A) DETALHES DA CÂMARA; B) DETALHES DO MATERIAL COMPACTADO ANTES DA REALIZAÇÃO DO ENSAIO.	218
FIGURA 3.25 – EQUIPAMENTOS PARA ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM A D_{C30R}	219
FIGURA 3.26 – CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDES DIMENSÕES: A) MONTAGEM DA CAIXA DE CISALHAMENTO; B) PLACAS, TAMPA E CÉLULA DE CARGA RESPONSÁVEIS PELA APLICAÇÃO DA TENSÃO NORMAL.	222
FIGURA 3.27 – EQUIPAMENTOS MONTADOS PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDES DIMENSÕES.	223
FIGURA 3.28 – EQUIPAMENTO SERVO-CONTROLADO PARA ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.	224
FIGURA 3.29 – CAIXA PARA ENSAIO TRIAXIAL COM ENROCAMENTOS: A) DETALHE DA MONTAGEM DA CAIXA; B) DETALHE DA MOLDAGEM DO CORPO DE PROVA.	226
FIGURA 3.30 – DETALHES DA MONTAGEM DA CAIXA TRIAXIAL E FECHAMENTO LATERAL COM FITA ADESIVA.	227
FIGURA 3.31 – ENSAIO TRIAXIAL CÚBICO: A) DETALHES DOS DISTRIBUIDORES DE CARGA; B) VISTA GERAL DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO.	228
FIGURA 4.1 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE RESISTÊNCIA PONTUAL (I_{S50}) EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO DA AMOSTRA PARA O GRANITO DE SERRA DA MESA.	234
FIGURA 4.2 – VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE RESISTÊNCIA PONTUAL (I_{S50}) EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO DA AMOSTRA PARA A BB E BD DE CAMPOS NOVOS.	235
FIGURA 4.3 – VARIAÇÃO DE Σ_T EM FUNÇÃO DE V_L	237
FIGURA 4.4 – RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DA ROCHA (Σ_T) VS. ABSORÇÃO (%).	237
FIGURA 4.5 – TAXA DE PERDA DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DA ROCHA (Σ_T) VS. ABSORÇÃO (%).	238
FIGURA 4.6 – RELAÇÃO ENTRE E_{50U} E Σ_C NO ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL.	239
FIGURA 4.7 – VARIAÇÃO DE E_{50} EM FUNÇÃO DE Σ_3'	240
FIGURA 4.8 – RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES PRINCIPAIS MENOR E MAIOR DO CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK-BROWN PARA O GR E GN (HOEK & BROWN, 1980).	241
FIGURA 4.9 – RELAÇÃO C_U E C_C VS. E_{MAX} (GR DE SERRA DA MESA).	245
FIGURA 4.10 – RELAÇÃO $E_{MIN.100\%}/E_{MAX}$ VS. C_U (GR DE SERRA DA MESA).	245
FIGURA 4.11 – RELAÇÃO $E_{MIN.100\%}/E_{MAX}$ VS. C_C (GR DE SERRA DA MESA).	246
FIGURA 4.12 – RELAÇÃO E_{MAX} VS. N_F (GR DE SERRA DA MESA).	246

FIGURA 4.13 – ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. D_{MAX}/N_F (GR DE SERRA DA MESA).....	247
FIGURA 4.14 – ÍNDICE DE VAZIOS VS. $D_{MAX}^{1/(1+N_F)}$ (GR DE SERRA DA MESA).....	247
FIGURA 4.15 – RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO DAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	248
FIGURA 4.16 – RELAÇÃO ENTRE $E_{MIN.100\%} / E_{MAX}$ VS. $C_{F,DG}$ (GRANITO DE SERRA DA MESA).	249
FIGURA 4.17 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $D_{MAX}^{1/(1+N_F)}$ (GRANITO DE SERRA DA MESA).....	249
FIGURA 4.18 – RELAÇÃO $C_{F,DG}$ VS. N_F	250
FIGURA 4.19 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS EM ENSAIOS, A MÉDIA DE CAMPO PARA O MATERIAL 3C E ESTIMATIVA DE N_F	252
FIGURA 4.20 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ (GR, BB, Ms, BG).	253
FIGURA 4.21 – RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO DAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS GR, BB, Ms, BG E GN.	254
FIGURA 4.22 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $C_{F,DG}$ (GR, BB, BG).	254
FIGURA 4.23 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA O GRANITO DE SERRA DA MESA (MAIA, 2001), GRAUVACA DE BELICHE (VEIGA PINTO, 1982) E RIODACITO+BASALTO VESICULAR (ESPÍNDOLA, 2016).....	256
FIGURA 4.24 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA DIVERSOS ENROCAMENTOS ENSAIADOS POR MARSAL (1965).	256
FIGURA 4.25 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA DIVERSOS ENROCAMENTOS ENSAIADOS POR MARSAL (1965) E DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS.....	257
FIGURA 4.26 – RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO DAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS ENSAIADAS POR MAIA (2001), VEIGA PINTO (1982) E MARSAL (1965).	258
FIGURA 4.27 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA 150 AREIAS.....	259
FIGURA 4.28 – RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO E MÁXIMO PARA 150 AREIAS.	259
FIGURA 4.29 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA O ENROCAMENTO DE EL CAJÓN (MARQUES FILHO <i>ET AL.</i> , 2007)	260
FIGURA 4.30 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA OS ENROCAMENTOS DE SERRA DA MESA (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO <i>ET AL.</i> , 1999).....	262
FIGURA 4.31 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (E) VS. $C_{F,DG}$ PARA 30 ENROCAMENTOS DE 14 EMPRENDIMENTOS.....	262
FIGURA 4.32 – COMPARAÇÃO ENTRE σ_v VS. ϵ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA (D_{C100R}) E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM O MESMO MATERIAL.....	265
FIGURA 4.33 – COMPARAÇÃO ENTRE D_{UN} VS. σ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA (D_{C100R}) E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM O MESMO MATERIAL.....	266
FIGURA 4.34 – RELAÇÃO σ_v VS. ϵ_v AO LONGO DA ALTURA (H_C) DO CORPO DE PROVA ENSAIADO NA CÂMARA FLEXÍVEL.....	267
FIGURA 4.35 – RELAÇÃO K_{UN} VS. σ_v E TENSÃO NO TOPO VS. TENSÃO NA BASE DO CORPO DE PROVA ENSAIADO NA CÂMARA FLEXÍVEL.	268
FIGURA 4.36 – COMPARAÇÃO ENTRE σ_v VS. ϵ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA D_{C100R} , RÍGIDA D_{C30R} E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM A CURVA 1”B.	271
FIGURA 4.37 – COMPARAÇÃO ENTRE D_{UN} VS. σ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA D_{C100R} , RÍGIDA D_{C30R} E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM A CURVA 1”B.	272
FIGURA 4.38 – COMPARAÇÃO ENTRE D_{UN} VS. σ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA D_{C30R} E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM A CURVA 1”B.	272
FIGURA 4.39 – COMPARAÇÃO ENTRE σ_v VS. ϵ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA D_{C30R} E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM A CURVA 3”B.	273

FIGURA 4.40 – COMPARAÇÃO ENTRE D_{UN} VS. σ_v DE ENSAIOS EXECUTADOS NA CÂMARA RÍGIDA D_{C30R} E FLEXÍVEL (D_{CF}) COM A CURVA 3”B.	273
FIGURA 4.41 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $\sigma_{v,MAX}$ DE CURVAS BEM DISTRIBUÍDAS (GR).....	277
FIGURA 4.42 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $\sigma_{v,MAX}$ DE CURVAS TRUNCADAS E UNIFORME (GR).	278
FIGURA 4.43 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM MESMA CURVA GRANULOMÉTRICA (8”B) E DIFERENTES D_R : (A) CURVAS σ_v VS. ϵ_v ; (B) D_{UN} VS. σ_v ; (C) D_{UN} VS. E; (D) ESG - D_{UN} (D_{MAX}) VS. σ_v	279
FIGURA 4.44 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO ÍNDICE DE VAZIOS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS DIFERENTES: (A) CURVAS σ_v VS. ϵ_v ; (B) D_{UN} VS. σ_v ; (C) D_{UN} VS. E; (D) ESG - D_{UN} (D_{MAX} ; D_R) VS. σ_v	281
FIGURA 4.45 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO ÍNDICE DE VAZIOS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS DIFERENTES: (A) CURVAS σ_v VS. ϵ_v ; (B) D_{UN} VS. σ_v ; (C) D_{UN} VS. E; (D) ESG - D_{UN} (D_{MAX} ; D_R) VS. σ_v	283
FIGURA 4.46 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO D_{MAX} , DIFERENTES N_F E ÍNDICE DE VAZIOS: CURVAS σ_v VS. ϵ_v	285
FIGURA 4.47 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO D_{MAX} , DIFERENTES N_F E ÍNDICE DE VAZIOS: D_{UN} VS. σ_v	285
FIGURA 4.48 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO D_{MAX} , DIFERENTES N_F E ÍNDICE DE VAZIOS: D_{UN} VS. E.	286
FIGURA 4.49 – COMPARAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COLAPSO POR TENSÃO E SATURAÇÃO DOS ENROCAMENTOS DE GR ENSAIADOS NO LABORATÓRIO.	288
FIGURA 4.50 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (35 E 45%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 3” E 8”): CURVAS σ_v VS. ϵ_v	290
FIGURA 4.51 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (35 E 45%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 3” E 8”): D_{UN} VS. σ_v	290
FIGURA 4.52 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (35 E 45%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 3” E 8”): D_{UN} VS. E.	291
FIGURA 4.53 – COMPARAÇÃO ENTRE O COPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (35 E 45%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 3” E 8”): ESG - D_{UN} (D_R) VS. σ_v	291
FIGURA 4.54 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (85%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 1 ½”, 3”, 6” E 8”): CURVAS σ_v VS. ϵ_v	293
FIGURA 4.55 – COMPARAÇÃO ENTRE O COPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (85%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 1 ½”, 3”, 6” E 8”): D_{UN} VS. σ_v	294
FIGURA 4.56 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (85%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 1 ½”, 3”, 6” E 8”): D_{UN} VS. E.	294
FIGURA 4.57 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM A MESMA D_R (85%) E DIFERENTES D_{MAX} (1”, 1 ½”, 3”, 6” E 8”): ESG - D_{UN} (D_R) VS. σ_v	295
FIGURA 4.58 – MÓDULOS DE DESCARREGAMENTO E RECARREGAMENTO DE DUAS AMOSTRAS ENSAIADAS COM DIFERENTES D_R	296
FIGURA 4.59 – CORRELAÇÃO ESG VS. RAZÃO ENTRE D_{MAX}	297
FIGURA 4.60 – FATOR DE ESCALA ENTRE MÓDULOS DO ENROCAMENTO EM ESCALA DE CAMPO VS. ESCALA DE LABORATÓRIO.....	297
FIGURA 4.61 – INTERPRETAÇÃO DOS MÓDULOS DO ENROCAMENTO EM ESCALA DE CAMPO ($D_{MAX} = 36$ ”)......	298
FIGURA 4.62 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O GRANITO-GNAISSE (GN) DE ITAPEBI E GRANITO (GR) DE SERRA DA MESA.	299

FIGURA 4.63 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (GN), D_{MAX} (6'') E DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS: D_{UN} VS. σ_v ..	300
FIGURA 4.64 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (GN), D_{MAX} (6'') E DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS: ESG - D_{UN} (D_{MAX}) VS. σ_v	301
FIGURA 4.65 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (GN), D_{MAX} (1'') E DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS: D_{UN} VS. σ_v ..	302
FIGURA 4.66 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (GN), DIFERENTES D_{MAX} (6'' E 1'') E DENSIDADES RELATIVAS: D_{UN} VS. σ_v	303
FIGURA 4.67 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (GN E GR), D_{MAX} (6'' E 8'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: D_{UN} VS. σ_v	304
FIGURA 4.68 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (GN E GR), MESMO D_{MAX} (1'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: D_{UN} VS. σ_v	305
FIGURA 4.69 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM A BRECHA BASÁLTICA (BB) DE CAMPOS NOVOS E GRANITO (GR) DE SERRA DA MESA.....	305
FIGURA 4.70 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (BB), DIFERENTES D_{MAX} (8'' E 3'') E DENSIDADES RELATIVAS SEMELHANTES: D_{UN} VS. σ_v	307
FIGURA 4.71 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (BB E GR), MESMO D_{MAX} (8'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: D_{UN} VS. σ_v	307
FIGURA 4.72 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (BB E GR), MESMO D_{MAX} (3'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: D_{UN} VS. σ_v	308
FIGURA 4.73 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM O MESMO MATERIAL (BB), ENTRE MATERIAIS DISTINTOS (BB E GR), ENTRE O MESMO D_{MAX} E DENSIDADES RELATIVAS SEMELHANTES: ESG - D_{UN} (D_{MAX}) VS. σ_v	309
FIGURA 4.74 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS NOS ENSAIOS COM O METASSILTITO (Ms) DE MANSO, BIOTITA GNAISSE (BG) DE PEIXE-ANGICAL E GRANITO (Gr) DE SERRA DA MESA.....	309
FIGURA 4.75 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (Ms, BG E GR), MESMO D_{MAX} (8'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: D_{UN} VS. σ_v	311
FIGURA 4.76 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO DE ENSAIOS DE AMOSTRAS COM DIFERENTES MATERIAIS (Ms, BG E GR), MESMO D_{MAX} (8'') E DENSIDADES RELATIVAS EQUIVALENTES: ESG - D_{UN} (D_{MAX}) VS. σ_v	311
FIGURA 4.77 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $\sigma_{N,MAX}$ DE CURVAS BEM DISTRIBUÍDAS 3''B (GR).....	315
FIGURA 4.78 – RELAÇÃO ENTRE BG VS. $\sigma_{N,MAX}$ DE CURVAS BEM DISTRIBUÍDAS 1''B (GN).....	315
FIGURA 4.79 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ , COM AS DISTRIBUIÇÕES GR-3''B E GR-1''B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 19\%$	317
FIGURA 4.80 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ , COM AS DISTRIBUIÇÕES GR-3''B E GR-1''B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 46\%$	318
FIGURA 4.81 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ , COM AS DISTRIBUIÇÕES GR-3''B E GR-1''B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 85\%$	319

FIGURA 4.82 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA DAS DISTRIBUIÇÕES GR-3”B E GR-1”B INTERPRETADAS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	320
FIGURA 4.83 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ' E c') DAS DISTRIBUIÇÕES GR-3”B E GR-1”B INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	320
FIGURA 4.84 – FATOR DE ESCALA DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ'): (A) COMPARANDO DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS DA MESMA DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA (MESMO D_{MAX}); (B) COMPARANDO A MESMA DENSIDADE RELATIVA DE DUAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS.	321
FIGURA 4.85 – FATOR DE REDUÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COM O ACRÉSCIMO DE $\sigma_{N,MAX}$ (GR).	322
FIGURA 4.86 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ' E c') DAS DISTRIBUIÇÕES GR-3”B-D46 E GR-1”B-D85, COM APROXIMADAMENTE MESMO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL, INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	322
FIGURA 4.87 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ') PARA O GRANITO DE SERRA DA MESA E BASALTO DE MARIMBOMDO ENSAIADOS POR MAIA (2001).	324
FIGURA 4.88 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-3”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 19\%$	326
FIGURA 4.89 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-3”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 46\%$	327
FIGURA 4.90 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-3”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 85\%$	328
FIGURA 4.91 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ' E c') DAS DISTRIBUIÇÕES GR-3”B INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀ E CIS ₂₁	329
FIGURA 4.92 – FATOR DE ESCALA DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COMPARANDO A MESMA DENSIDADE RELATIVA E CURVA 3”B ENSAIADA NA CIS ₈₀ E CIS ₂₁ (GR).	329
FIGURA 4.93 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-1”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 19\%$	330
FIGURA 4.94 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-1”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 46\%$	331
FIGURA 4.95 – CURVAS τ VS. ΔL E ΔV VS. ΔL DOS ENSAIOS CIS ₈₀ E CIS ₂₁ , COM A DISTRIBUIÇÃO GR-1”B NA MESMA DENSIDADE RELATIVA $D_R = 85\%$	332
FIGURA 4.96 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ' E c') DAS DISTRIBUIÇÕES GR-1”B INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀ E CIS ₂₁	333
FIGURA 4.97 – FATOR DE ESCALA DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COMPARANDO A MESMA DENSIDADE RELATIVA E CURVA 1”B ENSAIADA NA CIS ₈₀ E CIS ₂₁	334
FIGURA 4.98 – FATOR DE ESCALA DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ'): (A) COMPARANDO A MESMA DENSIDADE RELATIVA DAS CURVAS 3”B E 1”B ENSAIADAS NA CIS ₈₀ ; (B) COMPARANDO A MESMA DENSIDADE RELATIVA DAS CURVAS 3”B E 1”B ENSAIADAS NA CIS ₂₁	334
FIGURA 4.99 – VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ') PARA O GRANITO DE SERRA DA MESA ENSAIADO POR MAIA (2001).	335
FIGURA 4.100 – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA DAS DISTRIBUIÇÕES GN-3”T E GN-1”T INTERPRETADAS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	337
FIGURA 4.101 – VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COM A TENSÃO NORMAL DAS DISTRIBUIÇÕES GN-3”T E GN-1”T, INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	338

FIGURA 4.102 – VARIAÇÃO DO INTERCEPTO COESIVO (C') COM A TENSÃO NORMAL DAS DISTRIBUIÇÕES GN-3”T E GN-1”T, INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CIS ₈₀	338
FIGURA 4.103 – VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COM A TENSÃO NORMAL DE DISTRIBUIÇÕES COM DIFERENTES LITOLOGIAS DE ROCHA.....	339
FIGURA 4.104 – FATOR DE REDUÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO (ϕ') COM O ACRÉSCIMO DE $\sigma_{N.MAX}$ PARA DISTRIBUIÇÕES COM DIFERENTES LITOLOGIAS DE ROCHA.....	339
FIGURA 4.105 – ENVOLTÓRIA τ VS. σ_N DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÚBICOS COM O GR.	342
FIGURA 4.106 – CURVAS σ_{DR} VS. ϵ_1 , ϵ_v VS. ϵ_1 E v VS. ϵ_1 DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÚBICOS COM O GR.....	344
FIGURA 4.107 – CURVA TENSÃO MÉDIA VS. DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÚBICOS COM O GR.....	345
FIGURA 4.108 – CURVA MÓDULO VOLUMÉTRICO VS. TENSÃO MÉDIA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÚBICOS COM O GR.	345
FIGURA 4.109 – COMPARAÇÃO ENTRE ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS TRIAXIAL E CISALHAMENTO DIRETO DO ENROCAMENTO DENSO COM DISTRIBUIÇÃO Gr-3”B-D ₈₅	346
FIGURA 4.110 – COMPARAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (ϕ' E C') DA DISTRIBUIÇÃO Gr-3”B-D ₈₅ INTERPRETADOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO E TRIAXIAL; FATOR DE REDUÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO COM O ACRÉSCIMO DE TENSÃO NORMAL.	347
FIGURA 4.111 – COMPARATIVO ENTRE CURVAS σ_{DR} VS. ϵ_1 DOS ENSAIOS TRIAXIAL CÚBICO E TRIAXIAL CONVENCIONAL (MAIA, 2001) COM O GR.	348
FIGURA 4.112 – VARIAÇÃO MÓDULO TANGENTE NO ENSAIO TRIAXIAL CÚBICO (D_T) E MÓDULO TANGENTE NO ENSAIO UNIDIMENSIONAL (D_{UN}) COM A TENSÃO DESVIADORA.....	349
FIGURA 4.113 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES NO ENSAIO TRIAXIAL CÚBICO E NO ENSAIO UNIDIMENSIONAL COM ENROCAMENTO DE GR NO ESTADO DENSO.	350
FIGURA 4.114 – MÓDULO TANGENTE PARA APROXIMADAMENTE O MESMO ESTADO DE TENSÕES PARA OS ENSAIOS TRIAXIAL CÚBICO E UNIDIMENSIONAL.....	350
FIGURA 4.115 – MÓDULOS INTERPRETADOS DO ENSAIO TRIAXIAL CÚBICO.	351
FIGURA 4.116 – DESCARREGAMENTO DA TENSÃO CONFINANTE NO ENSAIO TRIAXIAL COM $\sigma_3 = 1.600$ kPa.	352
FIGURA 4.117 – CICLO DE CARREGAMENTO-DESCARREGAMENTO DA TENSÃO CONFINANTE NO ENSAIO TRIAXIAL COM $\sigma_3 = 400$ kPa.....	352
FIGURA 5.1 - INSTRUMENTAÇÃO DA SEÇÃO PRINCIPAL (EST. 49) DA BARRAGEM DE SERRA DA MESA (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO <i>ET AL.</i> , 1999).....	366
FIGURA 5.2 – RESULTADOS DA CAIXA SUECA 02.....	367
FIGURA 5.3 – ALTEAMENTO DO ATERRO SOBRE CAIXA SUECA 02 VS. PRECIPITAÇÃO NA REGIÃO.	368
FIGURA 5.4 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02.	370
FIGURA 5.5 – MÓDULO SECANTE E TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02.	370
FIGURA 5.6 – RESULTADOS DA CAIXA SUECA 02A.	372
FIGURA 5.7 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02A.	372
FIGURA 5.8 – MÓDULO SECANTE E TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02A.....	373
FIGURA 5.9 – RESULTADOS DA CAIXA SUECA 06.....	373

FIGURA 5.10 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS06.	374
FIGURA 5.11 – MÓDULO SECANTE E TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS06.	374
FIGURA 5.12 – RESULTADOS DA CAIXA SUECA 10.	375
FIGURA 5.13 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS10.	376
FIGURA 5.14 – MÓDULO SECANTE E TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS10.	376
FIGURA 5.15 – MÓDULO TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02, CS02A, CS06 E CS10, PARA MESMA FAIXA DE TENSÕES VERTICAIS.	377
FIGURA 5.16 – MÓDULO TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02 E CS10.	377
FIGURA 5.17 – MÓDULOS TANGENTE DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02.	380
FIGURA 5.18 – MÓDULOS DO MATERIAL 5A INTERPRETADOS A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02.	381
FIGURA 5.19 – CURVA TENSÃO VS. DEFORMAÇÃO DO MATERIAL 5A INTERPRETADO A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02 E DE ENSAIOS COM MODELO REDUZIDO.	382
FIGURA 5.20 – MÓDULO DO MATERIAL 5A (EVMT1) OBTIDO DA INTERPRETAÇÃO DA CS02 CONFRONTADO COM OS MÓDULOS INFERIDOS A PARTIR DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DO FATOR DE ESCALA ESG.	383
FIGURA 5.21 – MÓDULO DO MATERIAL 5A (EVMT2 E EVMT3) OBTIDO DA INTERPRETAÇÃO DA CS02 CONFRONTADO COM OS MÓDULOS INFERIDOS A PARTIR DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DO FATOR DE ESCALA ESG.	383
FIGURA 5.22 – MÓDULO SECANTE DO MATERIAL 5A (EVMS) OBTIDO DA INTERPRETAÇÃO DA CS02 CONFRONTADO COM O MÓDULO SECANTE DOS ENSAIOS DCF-GR-8”B-D ₄₄ E D ₈₂ . .	384
FIGURA 5.23 – FATOR DE ESCALA ENTRE OS MÓDULOS TANGENTES DO MATERIAL 5A INTERPRETADOS A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02 E INFERIDOS A PARTIR DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DO FATOR DE ESCALA ESG.	385
FIGURA 5.24 – TAXA DE VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM O CARREGAMENTO, COM O EFEITO DA FLUÊNCIA E ÍNDICE DE COLAPSO INTERPRETADOS A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02.	386
FIGURA 5.25 – TAXA DE VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM O CARREGAMENTO, COM O EFEITO DA FLUÊNCIA E ÍNDICE DE COLAPSO INTERPRETADOS A PARTIR DAS LEITURAS DA CS02 CONFRONTADOS COM A TAXA DE COLAPSO POR SATURAÇÃO E POR TENSÃO MEDIDA NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.	387
FIGURA 5.26 – MÓDULO DO MATERIAL 5A (E _{VMT1}) OBTIDO DA INTERPRETAÇÃO DA CS02 CONFRONTADO COM O MÓDULO INICIAL DO ENSAIO TRIAXIAL CÚBICO.	388
FIGURA 6.1 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS VS. C _{F,DG} DE 52 ENROCAMENTOS COMPACTADOS (ITEM 2.7.3).	394
FIGURA 6.2 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS VS. N _F DE 52 ENROCAMENTOS COMPACTADOS (ITEM 2.7.3).	395
FIGURA 6.3 – RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS VS. ENERGIA * C _{F,DG} DE 52 ENROCAMENTOS COMPACTADOS (ITEM 2.7.3).	396
FIGURA 6.4 – RELAÇÃO MÓDULO VS. ÍNDICE DE VAZIOS DE DIVERSOS ENROCAMENTOS COMPACTADOS (ITEM 2.7.3).	396

FIGURA 6.5 – RELAÇÃO MÓDULO VS. D_R DE DIVERSOS ENROCAMENTOS COMPACTADOS (ITEM 2.7.3).....	397
FIGURA 6.6 – RELAÇÃO D_R VS. ENERGIA DE COMPACTAÇÃO DE DIVERSOS ENROCAMENTOS (ITEM 2.7.3).....	398
FIGURA 6.7 – RELAÇÃO D_R VS. ENERGIA DE COMPACTAÇÃO E MÓDULO VS. ENERGIA DE COMPACTAÇÃO DE DIVERSOS ENROCAMENTOS (ITEM 2.7.3).	398
FIGURA 6.8 – RELAÇÃO D_R VS. ESPESSURA DA CAMADA COMPACTADA E MÓDULO VS. ESPESSURA DA CAMADA COMPACTADA DE DIVERSOS ENROCAMENTOS (ITEM 2.7.3).	399
FIGURA 6.9 – RELAÇÃO $C_{F,DG}$ VS. ÍNDICE DE VAZIOS.	400
FIGURA 6.10 – ESTIMATIVA DO EQUIPAMENTO E MÉTODO DE COMPACTAÇÃO PARA ATINGIR O ESTADO DENSO DE ENROCAMENTOS.	401

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – EXEMPLO DA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE BG.	17
TABELA 2.2 – PARÂMETROS DA RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO DE DIVERSOS MATERIAIS.	20
TABELA 2.3 – FORÇA DE CONTATO MÉDIA PARA DIFERENTES MATERIAIS (MARSAL, 1973). ..	31
TABELA 2.4 - VALORES RECOMENDADOS PARA A RELAÇÃO D/D_{MAX}	42
TABELA 2.5 – ENERGIAS PADRONIZADAS NOS ENSAIOS DE PROCTOR.	53
TABELA 2.6 – DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS PARA DIVERSAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DE GRANITO E BASALTO (MAIA, 2001).	56
TABELA 2.7 – CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE ROLOS COMPACTADORES VIBRATÓRIOS.	61
TABELA 2.8 – ENERGIA ESPECÍFICA APLICADA POR DIVERSOS ROLOS VIBRATÓRIOS.	63
TABELA 2.9 – DADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO EM PISTA EXPERIMENTAL NA BAR. DE EL CAJÓN.	65
TABELA 2.10 – ÍNDICES DE VAZIOS MÁXIMOS E MÍNIMOS INTERPRETADOS PARA OS MATERIAIS DA BARRAGEM DE EL CAJÓN.	65
TABELA 2.11 – DADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO REALIZADOS EM 15 BARRAGENS (CONTINUA).	68
TABELA 2.12 – PARÂMETROS A E B DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA.	73
TABELA 2.13 – PARÂMETROS ADIMENSIONAIS DAS ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA DE DIVERSOS MATERIAIS (INDRARATNA <i>ET AL.</i> , 1993).	75
TABELA 2.14 – LIMITES DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS DAS ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA DUAS FAIXAS DE TENSÕES (NDRARATNA <i>ET AL.</i> , 1993).	76
TABELA 2.15 – PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DE ENROCAMENTOS DE BARRAGENS INSTRUMENTADAS (CONTINUA).	100
TABELA 2.16 – ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS COM DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DA GRAUVACA DE BELICHE (VEIGA PINTO, 1982).	114
TABELA 2.17 – ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS COM DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DO GRANITO DE SERRA DA MESA E BASALTO DE MARIMBONDO (MAIA, 2001).	115
TABELA 2.18 – ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS DAS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DE DIVERSOS ENROCAMENTOS (MARSAL, 1965; CONTINUA).	116
TABELA 2.19 – DADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO EM PISTA EXPERIMENTAL NA BARRAGEM DE EL CAJÓN (MARQUES FILHO <i>ET. AL.</i> , 2007; MARQUES FILHO <i>ET. AL.</i> , 2009; ALAVEZ <i>ET AL.</i> , 2009).	120
TABELA 2.20 – DADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO EM PISTA EXPERIMENTAL NA BARRAGEM DE LA YESCA (VELÁSQUEZ <i>ET AL.</i> , 2011).	121
TABELA 2.21 – DADOS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO EM PISTA EXPERIMENTAL NA BARRAGEM DE SANBANXI (GULIANG <i>ET AL.</i> , 2017).	122
TABELA 2.22 – BIBLIOGRAFIA PESQUISADA PARA COMPOR OS DADOS DAS TABELAS 2.23 A 2.41.	124
TABELA 2.23 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	125
TABELA 2.24 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	128
TABELA 2.25 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	131
TABELA 2.26 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	133
TABELA 2.27 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	136
TABELA 2.28 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	139

TABELA 2.29 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	142
TABELA 2.30 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	145
TABELA 2.31 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	148
TABELA 2.32 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	151
TABELA 2.33 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	154
TABELA 2.34 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	157
TABELA 2.35 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	160
TABELA 2.36 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	163
TABELA 2.37 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	165
TABELA 2.38 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	168
TABELA 2.39 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	170
TABELA 2.40 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	173
TABELA 2.41 – BANCO DE DADOS DE BARRAGENS (CONTINUA).	175
TABELA 3.1- MATERIAIS ENSAIADOS.	179
TABELA 3.2 – MATERIAIS UTILIZADOS NA BARRAGEM DE SERRA DA MESA (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO <i>ET AL.</i> , 1999).	182
TABELA 3.3 - MATERIAIS UTILIZADOS NA BARRAGEM DE ITAPEBI (FURNAS, 2003).	184
TABELA 3.4 – MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS (CRUZ <i>ET AL.</i> , 2009).	186
TABELA 3.5 - ENROCAMENTO UTILIZADO NA CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE MANSO.	189
TABELA 3.6 – ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA INTACTA.	194
TABELA 3.7 – IDENTIFICAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS ENSAIOS COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	197
TABELA 3.8 - IDENTIFICAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS ENSAIOS COM O GRANITO- GNAISSE DE ITAPEBI.	198
TABELA 3.9 - IDENTIFICAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS ENSAIOS COM O BASALTO DE CAMPOS NOVOS.	199
TABELA 3.10 - IDENTIFICAÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS ENSAIOS COM O METASSILTITO DE MANSO.	200
TABELA 3.11 - IDENTIFICAÇÃO DA CURVA GRANULOMÉTRICA DOS ENSAIOS COM A BIOTITA GNAISSE DE PEIXE ANGICAL.	200
TABELA 3.12 – FRÊQUENCIA DA PLACA VIBRATÓRIO E RELAÇÃO F/P.	204
TABELA 3.13 – DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE SERRA DA MESA.	207
TABELA 3.14 – BG, E_{MAX} E $E_{\text{MIN.L}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE SERRA DA MESA.	207
TABELA 3.15 - DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE ITAPEBI.	208
TABELA 3.16 - BG, E_{MAX} E $E_{\text{MIN.L}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE ITAPEBI.	208
TABELA 3.17 - DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE CAMPOS NOVOS.	208
TABELA 3.18 - BG, E_{MAX} E $E_{\text{MIN.L}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE CAMPOS NOVOS.	209
TABELA 3.19 – DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE MANSO.	209
TABELA 3.20 - BG, E_{MAX} E $E_{\text{MIN.L}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE MANSO.	209
TABELA 3.21 - DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA DE PEIXE ANGICAL.	209
TABELA 3.22 - BG, E_{MAX} E $E_{\text{MIN.L}}$ PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA DE PEIXE ANGICAL.	209

TABELA 3.23 – IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	212
TABELA 3.24 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM O GNAISSE DE ÍTAPEBI.	213
TABELA 3.25 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM A BRECHA DE CAMPOS NOVOS.	213
TABELA 3.26 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM O METASSÍLTITO DE MANSO.	213
TABELA 3.27 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM A BIOTITA GNAISSE DE PEIXE ANGICAL.	214
TABELA 3.28 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	220
TABELA 3.29 - IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GNAISSE DE ÍTAPEBI.	221
TABELA 3.30 – IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS TRIAXIAIS COM O GRANITO DE SERRA DA MESA.	225
TABELA 4.1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS-ÍNDICE REALIZADOS COM A ROCHA INTACTA.	232
TABELA 4.2 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL: AMOSTRAS SECAS E SATURADAS.	235
TABELA 4.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAIXIAL.	238
TABELA 4.4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL PARA O GR.	240
TABELA 4.5 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL PARA O GN.	240
TABELA 4.6 – PARÂMETROS DO CRITÉRIO DE RUPTURA PARA ROCHA INTACTA (HOEK <i>ET AL.</i> , 2002).	241
TABELA 4.7 - DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE SERRA DA MESA.	243
TABELA 4.8 - DETERMINAÇÃO DO $\Gamma_{D\text{MAX.L}}$ E $\Gamma_{D\text{MIN}}$ PARA AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO GN, BB, MS E BG.	251
TABELA 4.9 – MÉDIA DOS RESULTADOS DE ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DAS DENSIDADES ALCANÇADAS NAS DIFERENTES ZONAS COMPACTADAS NA BARRAGEM DE SERRA DA MESA.	261
TABELA 4.10 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL COM CÂMARA RÍGIDA E FLEXÍVEL.	265
TABELA 4.11 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESE).	270
TABELA 4.12 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESG).	275
TABELA 4.13 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESG).	276
TABELA 4.14 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESG) COM O GNAISSE (GN) DE ÍTAPEBI.	300
TABELA 4.15 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESG) COM A BRECHA (BB) DE CAMPOS NOVOS.	306
TABELA 4.16 – CARACTERÍSTICAS INICIAL E FINAL DOS CORPOS DE PROVA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (ESG) COM O METASSILTITO (MS) DE MANSO E BIOTITA GNAISSE (BG) DE PEIXE-ANGICAL.	310
TABELA 4.17 – CARACTERÍSTICAS INICIAL DOS CORPOS DE PROVA DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GRANITO (GR).	312

TABELA 4.18 – TENSÕES NA RUPTURA E ÍNDICE DE QUEBRA DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GR (3”B).	313
TABELA 4.19 – TENSÕES NA RUPTURA E ÍNDICE DE QUEBRA DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GR (1”B).	314
TABELA 4.20 – PARÂMETROS DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS ENROCAMENTOS INTERPRETADOS PARA OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GRANITO (GR). ...	316
TABELA 4.21 – TENSÕES NA RUPTURA E ÍNDICE DE QUEBRA DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM O GNAISSE (GN).	336
TABELA 4.22 – PARÂMETROS DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS ENROCAMENTOS INTERPRETADOS PARA OS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO (GN).	337
TABELA 4.23 – TENSÕES NA RUPTURA E ÍNDICE DE QUEBRA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS COM O GRANITO (GR).	340
TABELA 4.24 – PARÂMETROS DAS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DOS ENROCAMENTOS INTERPRETADOS PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS (GR).	342

LISTA DE ABREVIACOES, SÍMBOLOS E UNIDADES

ABREVIACOES:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society of Civil Engineers
BB	Brecha basáltica proveniente do APM Manso
BD	Basalto Denso proveniente do APM Manso
BENCA	Barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico
BEFC	Barragem de enrocamento com face de concreto
BEFG	Barragem de enrocamento com face de geomembrana
BEFM	Barragem de enrocamento com face de madeira
BENA	Barragem de enrocamento com núcleo argiloso
BENVE	Barragem de enrocamento com núcleo vedante
BG	Biotita gnaisse proveniente da UHE Peixe Angical
CBDB	Comit Brasilero de Grandes Barragens
$C_{f,dg}$	Coefficiente de forma da distribuição granulométrica; definido no item 4.3.1.1
CIS	Ensaio de cisalhamento direto
CIS ₈₀	Ensaio de cisalhamento direto na caixa retangular de 80 x 80 x 42 cm
CIS ₂₁	Ensaio de cisalhamento direto servo-controlado em caixa cilíndrica com $d = 21$ cm e $h = 30$ cm
CP	Corpo de prova
D _{c30R}	Ensaio unidimensional na câmara circular rígida de 30 cm de diâmetro
D _{cf}	Ensaio unidimensional na câmara circular flexível de 100 cm de diâmetro
D _{c100R}	Ensaio unidimensional na câmara circular rígida de 100 cm de diâmetro
<i>ESE</i>	Efeito de escala do equipamento
<i>ESG</i>	Efeito de escala da granulometria
Gr	Granito proveniente da UHE Serra da Mesa
Gn	Gnaisse proveniente da AHE Itapebi
GSI	Geological Strength Index
ISRM	International Society for Rock Mechanics
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
TRI	Ensaio de compressão triaxial cúbico
UHE	Usina Hidroelétrica

SÍMBOLOS:

a	Parâmetro de ajuste de curva
a_{max}	Amplitude máxima de vibração
b	Parâmetro de ajuste de curva
B	Módulo de Bulk
B_g	ndice de quebra das partículas
c'	Intercepto coesivo
C_c	Coefficiente de curvatura
C_f	Coefficiente de forma da partícula
C_u	Coefficiente de uniformidade

d_{10}	Diâmetro da peneira que passa 10% do material
d_{30}	Diâmetro da peneira que passa 30% do material
d_{60}	Diâmetro da peneira que passa 60% do material
d	Diâmetro dos corpos de prova
D_c	Diâmetro da câmara de compressão unidimensional
D_{cz}	Menor dimensão da zona cisalhada no ensaio de cisalhamento direto
D_{max}	Diâmetro máximo das partículas de enrocamento
D_R	Densidade relativa
D_{85}	Densidade relativa de 85%
D_T	Módulo de deformabilidade tangente no ensaio de compressão triaxial
D_{un}	Módulo de deformabilidade tangente no ensaio de compressão unidimensional
E_D	Energia dinâmica unitária
E_{50u}	Módulo de deformabilidade tangente a 50% da resistência de ruptura no ensaio compressão uniaxial na rocha intacta
E_{50T}	Módulo de deformabilidade tangente a 50% da resistência de ruptura no ensaio compressão triaxial na rocha intacta.
E_{VM}	Módulo de deformabilidade vertical do maciço rochoso
E_{TM}	Módulo de deformabilidade transversal do maciço rochoso
E_{EDO}	Módulo edométrico medido em campo
e	Índice de vazios
Δe	Índice de vazios inicial menos o final ($e_0 - e_f$)
Δe_T	Variação do índice de vazios para cada incremento de tensão
Δl	Deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento direto
ΔV	Deslocamento vertical da tampa da caixa de cisalhamento direto
e_0	Índice de vazios inicial
e_f	Índice de vazios final
e_{max}	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo
$e_{min.L}$	Índice de vazios mínimo definido em ensaio de compactação padronizado na escala de laboratório
E_e	Energia específica definida transferida pelo processo de compactação
F	Força vertical aplicada
F_{50}	Fator de correlação entre I_s e I_{s50}
f	freqüência em Hz ou cpm (ciclos por minuto)
h	Altura do corpo de prova, amostra ou da caixa de cisalhamento
H	Altura da barragem
H_c	Altura da câmara flexível do ensaio de compressão unidimensional
I_s	Índice de carregamento pontual
I_{s50}	Valor de I_s para $d = 50$ mm
K_0	Coefficient de empuxo no repouso
K	Coefficient de empuxo (σ_3/σ_1)
K_{un}	Coefficiente de empuxo no ensaio de compressão unidimensional na câmara flexível
l	largura da caixa de cisalhamento ou comprimento do corpo de prova
m	Peso do cilindro vibratório
N	Número de golpes no ensaio de Proctor
n	Número de camadas
N_A	Número de amostras

N_c	Menor número de contatos entre as placas superior ou inferior (Marsal, 1969)
N_{cl}	Número de ciclos
N_D	Número de impactos por metro de deslocamento (f.T)
n_p	Porosidade aparente
n_f	Coefficiente de Fuller
P	Peso da amostra, carga na ruptura no ensaio de compressão puntiforme e tração indireta
Q_a	Resistência ao fraturamento das partículas (Marsal, 1969)
R^2	Coefficiente de correlação da curva interpolada
Δl	Deslocamento da caixa de cisalhamento
T	Tempo necessário para 1 metro de deslocamento do equipamento de vibratório
t	Tempo
V	Volume total da amostra
V_l	Velocidade de propagação de onda longitudinal
W	Peso do soquete de compactação
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão
ε_i	Deformação na direção σ_i
ε_{axi}	Deformação axial (ensaio uniaxial e triaxial na rocha intacta)
ε_{rad}	Deformação radial (ensaio uniaxial e triaxial na rocha intacta)
ε_v	Deformação vertical (ensaio de compressão unidimensional e cisalhamento direto)
ε_{vol}	Deformação volumétrica
ε^f	Deformação vertical devido a fluência (% da altura da barragem)
γ_d	Peso específico aparente seco do enrocamento
γ_{dg}	Peso específico aparente seco da partícula de rocha
γ_{natg}	Peso específico natural da partícula de rocha
γ_{satg}	Peso específico saturado da partícula de rocha
γ_s	Peso específico dos sólidos
$\gamma_{d\ max}$	Peso específico seco máximo do enrocamento
$\gamma_{d\ min}$	Peso específico seco mínimo do enrocamento
$\gamma_{d\ max.L}$	Peso específico seco máximo do enrocamento definido em ensaio padronizado de compactação em escala de laboratório
ν	Coefficiente de Poisson
σ_1	Tensão efetiva principal maior
σ_2	Tensão efetiva principal intermediária
σ_3	Tensão efetiva principal menor
σ_a	Tensão axial (ensaio uniaxial na rocha intacta)
σ_c	Resistência a compressão uniaxial da rocha intacta
σ_d	Tensão desviadora (ensaio triaxial na rocha intacta e triaxial no enrocamento)
σ_{dr}	Tensão desviadora na ruptura
σ_h	Tensão horizontal (ensaio unidimensional)
σ_n	Tensão efetiva normal ao plano de ruptura (ensaio de cisalhamento direto)
σ_v	Tensão efetiva vertical (ensaio unidimensional)
σ_t	Resistência a tração
τ	Tensão cisalhante no plano de ruptura
#4	Peneira 4 ASTM, abertura de 4,75 mm

UNIDADES:

mm	milímetro
cm	centímetro
m	metro
kg	kilograma
t	tonelada
N	Newton
kN	Quilo Newton (10^3 N)
Pa	Pascal (N/m^2)
kPa	Quilo Pascal (10^3 Pa)
MPa	Mega Pascal (10^6 Pa)
GPa	Giga Pascal (10^9 Pa)
MW	Mega Watt
°	Grau
μ	Micro (10^{-6})
Hz	Hertz
cpm	Ciclos por minuto

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O avanço tecnológico experimentado nos últimos 60 anos, principalmente em relação aos equipamentos como cilindros vibratórios e técnicas de compactação, melhor controle das detonações e melhor entendimento do fenômeno de colapso devido à saturação, proporcionaram uma melhora substancial nas características mecânicas dos maciços de enrocamentos compactados. Essa melhora pôde ser observada pela diminuição do índice de vazios e redução drástica dos níveis de deformação. Isso se traduziu no aumento do emprego desse material em obras de grande porte.

Os principais campos de aplicação dos enrocamentos são as barragens, as obras portuárias, as vias de comunicação e os aeroportos. Entre estes, destaca-se a construção das grandes barragens, onde os enrocamentos mostram o seu significativo potencial de utilização, tanto no que se refere aos custos quanto às características geomecânicas (MAIA, 2001).

As principais vantagens da adoção de projetos de barragens de enrocamento são a ampla variedade de sítios e terrenos de fundação disponíveis, o barateamento quanto ao uso de materiais constituintes no seu estado natural, podendo ser encontrados em áreas de empréstimos até mesmo providas de rochas brandas, o maquinário que pode ser usado para reduzir custos laboriosos (especialmente rolos de compactação vibratórios) e o processo construtivo que pode ser inteiramente mecanizado (FRAIHA NETO, 1996). Além disso, barragens de enrocamento podem ser, algumas vezes, a única opção real em regiões onde as condições climáticas e/ou condicionantes geológicas são desfavoráveis.

Nesse contexto, o Brasil e diversos outros países vêm experimentando um aumento na utilização de barragens de enrocamento com as mais variadas finalidades. Essas barragens, além de impulsionar o estudo de métodos e materiais de impermeabilização mais atrativos do ponto de vista técnico-econômico, reacenderam as discussões sobre os deslocamentos admissíveis.

Atualmente, apesar dos equipamentos pesados de compactação, técnicas de redistribuições granulométricas e molhagem do enrocamento, ainda se observa um alto grau de fraturamento das partículas em alguns casos e, conseqüentemente, deformações maiores que as previstas. Isso se deve, em parte, à natureza mineralógica dos materiais, seu grau de alteração e eventualmente a micro-fissuras induzidas durante o processo de detonação e/ou compactação do material. Outro fator relevante é o aumento dos níveis de tensões dos projetos atuais de barragens com alturas maiores que 200 m, em relação às alturas de no máximo 100 m construídas no passado. O elevado nível de tensões desenvolvidos nessas obras contribui para o agravamento de fenômenos conhecidos como colapso e fluência, ainda não equacionados em muitos casos práticos.

Os deslocamentos admissíveis em barragens de enrocamento com núcleo vedante (BENVE) se traduzem na tentativa de compatibilizar as deformações ocorridas no elemento resistente (enrocamento) com as ocorridas no elemento impermeabilizante (núcleo). A concentração de tensões nos espaldares de enrocamento e conseqüente perda de tensão efetiva no núcleo podem ocasionar fenômeno conhecido como fraturamento hidráulico, comprometendo assim a funcionalidade da obra.

Contudo, são nos casos de barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) que surgem os maiores problemas quanto aos deslocamentos admissíveis. A incompatibilidade de deformações entre o enrocamento e a laje pode induzir o aparecimento de trincas na laje e comprometer a estanqueidade do reservatório.

A utilização de barragens de enrocamento, portanto, pressupõe uma excelente previsão do comportamento da obra quanto as suas características de resistência mecânica e principalmente de deformabilidade. Com essa finalidade, tem-se observado um grande avanço no estudo do comportamento mecânico de enrocamentos, tanto nos relacionados a retro-análises de instrumentação de campo como nos relacionados com os ensaios de laboratório. Vários autores buscaram avaliar a influência dos fatores que regem o comportamento dos enrocamentos utilizados em barragens brasileiras, entre eles pode-se destacar CAPRONI & ARMELIN (1998), CAPRONI *et al.* (1999b), MAIA (2001), DIAS (2001) e FLEURY *et al.* (2004).

No entanto, os resultados de retro-análises de instrumentação de campo não podem ser aplicados indiscriminadamente em outras obras, a menos que haja similaridade dos materiais de enrocamento, da geometria da estrutura e do procedimento construtivo. O custo proibitivo dos ensaios de campo, aliado ao fato de que as dimensões dos ensaios de laboratório não conseguem representar a granulometria real, torna a previsão dos parâmetros de projeto pouco representativa do comportamento real da estrutura acabada (MARANHA DAS NEVES, 2002). Essas são as principais razões para os critérios de projeto e construção adotados na engenharia de barragens de enrocamento serem ainda predominantemente empíricos. O problema a ser enfrentado é como estabelecer um método racional para prever parâmetros de enrocamentos na fase de projeto que realmente representem o comportamento do aterro da barragem durante as fases de construção, enchimento do reservatório e na operação.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A dificuldade em se prever parâmetros de projeto de aterros de enrocamento motivou o estudo dos principais fatores que condicionam seu comportamento quanto à resistência e deformabilidade.

O objetivo principal dessa pesquisa é desenvolver uma metodologia que permita extrapolar os resultados de ensaios em laboratório, realizados em uma granulometria menor, para a granulometria real de campo, permitindo, dessa forma, que a previsão de parâmetros de projeto seja mais representativa do comportamento da estrutura acabada.

Para atingir o objeto principal estabelecido, foram definidas as seguintes etapas a serem alcançadas:

- i. Catalogar e organizar o banco de dados com características e parâmetros mecânicos obtidos da literatura técnica, bem como analisar esse banco de dados em busca de fatores e características associados a padrões de comportamento mecânico dos enrocamentos.
- ii. Realizar um programa de ensaios em laboratório com rochas de mesma litologia daquelas utilizadas como enrocamentos na construção de barragens em diferentes regiões brasileiras. Contribuindo para formação do banco de dados e para análise da influência de diversos fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos, como: a

litologia das rochas, o diâmetro máximo das partículas (Efeito de Escala da Granulometria - *ESG*), o tamanho dos corpos de prova de ensaios (Efeito de Escala dos Equipamentos, *ESE*), bem como o peso específico, o índice de vazios, a distribuição granulométrica e o estado de compactidade do enrocamento compactado.

- iii. Estabelecer uma metodologia que contribua para a previsão de parâmetros de projeto por meio da extrapolação de resultados de ensaios em laboratório.

1.3. ESCOPO DA TESE

Esta tese foi dividida em sete capítulos, organizados de forma a facilitar o entendimento do trabalho desenvolvido. Os assuntos abordados em cada capítulo estão resumidos abaixo:

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO: apresenta a motivação da pesquisa, hipóteses consideradas, o objetivo que se pretende alcançar e a estruturação do trabalho.

Capítulo 2 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS: apresenta revisão bibliográfica abordando o conhecimento acumulado sobre a mecânica dos enrocamentos, a influência do fator de escala, do tipo de ensaio e equipamento na previsão do comportamento do protótipo, estabelece e analisa o banco de dados de ensaios e de parâmetros obtidos da retro-análise de casos de obra. Apresenta o método para estimar a energia de compactação em campo e os principais modelos constitutivos adotados em retro-análises de aterros de enrocamento.

Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS: descreve e justifica os materiais e ensaios realizados. Apresenta os procedimentos de ensaios e estabelece procedimento padronizado para o ensaio de compactação em laboratório. Apresenta os principais coeficientes adotados para classificar a forma da distribuição granulométrica, bem como as características iniciais dos corpos de prova.

Capítulo 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS: apresenta, analisa e discute os resultados dos ensaios do programa experimental, dando ênfase a comparação entre diferentes escalas das distribuições granulométricas e dos equipamentos, confronta comportamento de ensaios executados em diferentes equipamentos.

Capítulo 5 – ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE SERRA DA MESA: apresenta e analisa os dados obtidos da instrumentação de Serra da Mesa, interpretando parâmetros que são confrontados com outros parâmetros mecânicos obtidos da extrapolação dos resultados de ensaios em escala reduzida no laboratório.

Capítulo 6 – ANÁLISE DO BANCO DE DADOS: analisa o banco de dados de métodos construtivos e parâmetros de enrocamentos obtidos na bibliografia, adotando a mesma metodologia utilizada nesse trabalho para estabelecer paralelo entre os ensaios e extrapolar os resultados para a escala de campo. Estabelece a energia de compactação dos aterros do banco de dados e apresenta sugestões para especificações construtivas. Apresenta um roteiro das melhores práticas para definição de parâmetros, especificações de projeto e acompanhamento de obra de aterros de enrocamentos.

Capítulo 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES: apresenta as principais considerações desse trabalho e recomendações para pesquisas futuras.

O trabalho compõe-se ainda de quatro apêndices. O apêndice A apresenta lista de bibliografia pesquisada que não foi referência nesse trabalho. O apêndice B apresenta procedimentos e características dos equipamentos dos ensaios com a partícula de rocha. O apêndice C apresenta resultados dos ensaios com a partícula de rocha. O apêndice D apresenta resultados dos ensaios com o enrocamento.

CAPÍTULO 2 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS

2.1. EVOLUÇÃO DO CONCEITO DE ENROCAMENTO

As primeiras utilizações do enrocamento como material de construção ocorreram durante a segunda metade do século XIX, quando os mineradores da Califórnia, por precisarem de água para as operações de mineração e disporem de explosivos com que podiam proceder ao desmonte de maciços rochosos, construíram, nas montanhas de Serra Nevada, barragens de enrocamento com cortinas de madeira no paramento de montante.

A princípio, os aterros de enrocamento não eram compactados e sua granulometria caracterizava-se por um baixo coeficiente de uniformidade e pela utilização de blocos de grandes dimensões de rocha sã. Devido a fatores como o elevado índice de vazios desse material e a perda de resistência das partículas quando saturadas, ocorriam grandes deformações no aterro, incompatíveis com as deformações admissíveis dos elementos de vedação utilizados na face, levando a fuga excessiva de água e, em casos extremos, a perda de estabilidade do barramento. Com o intuito de diminuir o índice de vazios, iniciou-se a utilização de enrocamento lançado a uma dada altura, procedimento que se estendeu até meados do século XX, cujo efeito mostrou-se pouco significativo. Nesse momento continuava a existir rocha sã, reduzido coeficiente de uniformidade e elevado índice de vazios, podendo os blocos atingir dimensões até cerca de 2 m.

Com o avanço tecnológico dos equipamentos de construção, na década de 1950, principalmente com a implementação dos cilindros vibradores, iniciou-se o processo de compactação eficaz dos enrocamentos. Os aterros de enrocamento passaram a ser compactados por camadas com espessura variável entre 0,3 e 2 m, dependendo do máximo diâmetro dos blocos. Com essa nova metodologia houve uma mudança substancial no intuito de melhorar as propriedades mecânicas do enrocamento. Nesse sentido, a redução do índice de vazios e a molhagem do enrocamento durante a compactação proporcionaram a redução drástica dos níveis de deformação, levando a um espantoso surto de utilização desse material em estruturas geotécnicas.

A definição do termo enrocamento ainda sofre alterações na proporção em que evoluem os projetos e os métodos construtivos aplicados principalmente a barragens constituídas por esse material. FRAIHA NETO (1996) cita definições de vários autores, como se seguem:

- TERZAGHI & PECK (1967) classificaram primeiramente o enrocamento como um material fragmentado, advindo de rocha sã com partículas pesando entre 13 kg e 18.000 kg;
- LEPS (1970) sugeriu que o enrocamento pode ser considerado um material de partículas rochosas sem coesão, com diâmetro mínimo de meia polegada, sem exceder 30%, e com no máximo 10% de finos passando na peneira #4 (ASTM);
- DAVIS & SORASEN (1974) definiram o enrocamento como um material lançado proveniente de rocha de alta resistência com nenhum ou poucos finos, o que era uma particularidade das primeiras barragens assim constituídas.

O conceito mais atualizado do termo enrocamento foi dado por MAIA (2001) que caracterizou este material de construção, em relação à granulometria, como um conjunto de partículas rochosas com diâmetro entre 2 a 200 cm, podendo apresentar pequena porcentagem de finos (material que passa na peneira com abertura de 4,76 mm). A dimensão e a natureza das partículas usadas no enrocamento estão diretamente relacionadas à disponibilidade do material e à finalidade da obra.

Atualmente, não existem limitações na definição do diâmetro mínimo das partículas de enrocamentos. Normalmente, especifica-se o limite da porcentagem de material fino, de modo a garantir que não ocorra desenvolvimento de pressões nos poros do enrocamento. Com essa finalidade, MARANHA DAS NEVES (2002) recomenda que a porcentagem de elementos com dimensão inferior a 0,074mm (peneira nº 200 ASTM) não deve exceder 10%. Com isso, garante-se que o coeficiente de permeabilidade seja superior a 10^{-3} cm/s. Já a dimensão máxima depende, principalmente, do tipo de equipamento de compactação e da espessura da camada do material densificado. Segundo MATERON (1983), o diâmetro máximo deve ser de aproximadamente $\frac{3}{4}$ da altura da camada. Do ponto de vista granulométrico, pode-se concluir que o conceito de enrocamento é relativamente amplo, mas é dependente da estrutura em que se pretende utilizá-lo. A Fig. 2.1 resume a variação da faixa granulométrica adotada em enrocamentos de grandes obras de barragens catalogadas no banco de dados citado no Capítulo 2 desse trabalho.

Sob o aspecto comportamental, MARANHA DAS NEVES (2002) definiu o enrocamento como sendo um material tipo, diferente das areias e argilas, pelo fato de exibir fraturação e esmagamento para estados de tensão muito baixos. Logo, a *mecânica dos enrocamentos* não se enquadra dentro dos conceitos clássicos da mecânica dos solos ou das rochas.

Nesse trabalho, o enrocamento será tratado como um material tipo cujo comportamento se situa entre o comportamento dos solos granulares e dos maciços rochosos fraturados.

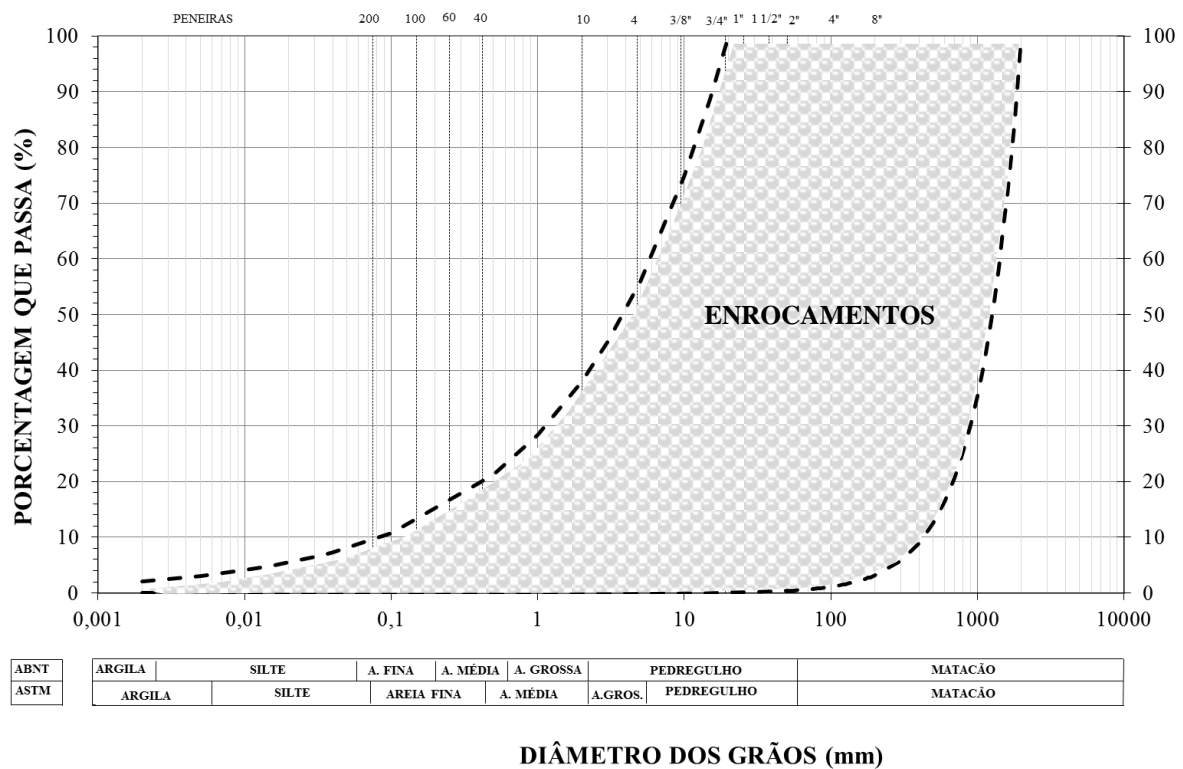


Figura 2.1 – Fusão granulométrica dos Enrocamentos típicos de campo.

2.2. FATORES QUE CONDICIONAM O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ENROCAMENTOS

O estudo dos diversos fatores que influenciam as propriedades tensão vs. deformação dos enrocamentos tem por objetivo permitir análises de previsão de seu comportamento mecânico e definir procedimentos para modelagem de amostras a uma escala reduzida, mas cujos resultados de ensaios sejam extrapoláveis para as condições de campo. Torna-se, então, adequada a apresentação dos principais fatores que condicionam as características mecânicas desses materiais, segundo classificação de VEIGA PINTO (1979). MAIA (2001) apresentou

uma divisão desses fatores de forma que representem as tensões atuantes, as características das partículas constituintes do enrocamento, o enrocamento como meio granular e os procedimentos de ensaio. Os principais fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos estão listados a seguir:

- i. Tensões atuantes: estado de tensão, tempo;
- ii. Partículas constituintes do enrocamento: resistência ao fraturamento das partículas, forma das partículas, tamanho das partículas, atrito entre partículas, tipo de rocha e mineralogia, estado de alteração da rocha;
- iii. Enrocamento como meio granular: estado de compactidade, distribuição granulométrica, adição de água, inclusão de finos, fator de escala;
- iv. Procedimentos de ensaio: trajetória de tensões, trajetória das deformações aplicada à amostra, velocidade de deformação ao cisalhamento.

A maioria dos fatores apresentados são passíveis de serem simulados em escala de laboratório, ou seja, pode-se simular as mesmas trajetórias e estados de tensões de campo, a mesma mineralogia e formato das partículas, e outros. No entanto, a principal exceção fica por conta do tamanho máximo das partículas, que por sua vez altera o arranjo e distribuição granulométrica, o que afeta o imbricamento e fraturamento das partículas.

Observa-se uma grande influência do índice de vazios no comportamento quanto à deformabilidade dos enrocamentos. A bibliografia (MAIA, 2001; DIAS, 2001; FLEURY *et al.* 2004 e outros) mostra que enrocamentos de mesma litologia e distribuição granulométrica, submetidos à compressão unidimensional com índices de vazios diferentes, apresentam comportamentos distintos. Nota-se que a compressibilidade aumenta significativamente com o aumento do índice de vazios inicial.

No entanto, ao serem ensaiadas duas amostras com distribuições granulométricas similares geometricamente e paralelas, com o mesmo tipo de rocha e índice de vazios inicial, estas não apresentam comportamento semelhante (FLEURY *et al.*, 2004). Isso pode ser explicado fazendo uma analogia com o comportamento das areias, em que o mesmo índice de vazios pode representar um material fofo para uma dada distribuição granulométrica e compacto para outra, apresentando comportamentos mecânicos completamente distintos. Esse fato tem sido

apontado como principal responsável pela falta de representatividade dos ensaios em escala de laboratório (Efeito de escala da granulometria - ESG).

Diversos autores afirmam que o parâmetro mais indicado para representar o grau de compacidade do enrocamento é a densidade relativa (CHARLES, 1990a; MARANHA DAS NEVES *et al.*, 2002). Essa afirmativa está embasada no estudo do comportamento mecânico das areias, onde a densidade relativa é um parâmetro bastante difundido. LOPES (2000) ao estudar as propriedades de rejeitos de minério de ferro (material granular), mostrou que para uma mesma mineralogia e forma dos grãos, os parâmetros de resistência seguem uma curva característica em função da densidade relativa. Ou seja, desde que ensaiados na mesma densidade relativa, ensaios com grãos menores gerariam os mesmos resultados que aqueles que seriam feitos com grãos maiores. No entanto, devido ao tamanho das partículas do enrocamento, existem dificuldades experimentais na determinação das densidades máximas e mínimas desses materiais (MAIA, 2001).

Para os enrocamentos existem duas dificuldades práticas que impedem a perfeita analogia com os estudos desenvolvidos para as areias. Primeiro, a falta de um ensaio padronizado para determinação das densidades máximas e mínimas. Procedimentos de ensaio diferentes apresentam valores distintos para essas densidades, pois são vários os fatores que interferem nos resultados como: método de compactação (por impacto, pressão ou vibração), energia aplicada, formato do molde e a relação entre o diâmetro máximo das partículas e o tamanho do molde (volume a ser compactado). Segundo, a quebra das partículas durante o processo de compactação, que é agravada pelo aumento do diâmetro das mesmas, por distribuições granulométricas uniformes ou descontínuas e pela resistência das partículas, o que afeta a similaridade geométrica entre a curva de laboratório se comparada com a de campo.

Não é raro verificar em ensaios, e mesmo no campo, altas densidades serem alcançadas à custa da quebra excessiva das partículas gerada pela compactação com grandes energias ou por processos inadequados. A quebra excessiva altera a distribuição granulométrica inicial, podendo gerar curvas mais uniformes ou com excesso de finos, o que muitas vezes afeta negativamente o comportamento mecânico e hidráulico do enrocamento.

A falta de padronização do ensaio de compactação de enrocamentos e sua correlação com os métodos adotados em campo pode ter sido um grande obstáculo ao desenvolvimento das

técnicas de modelagem em laboratório para previsão do comportamento mecânico dos enrocamentos. A seguir são apresentados e discutidos os fatores mais importantes que afetam o comportamento mecânico dos enrocamentos.

2.2.1. Tensões atuantes

2.2.1.1. Estado de tensão

Durante o processo de acréscimo de tensão aplicado sobre os enrocamentos, observa-se que a deformação do material é resultado de três efeitos, que atuam preferencialmente na seguinte ordem: sobre a estrutura granular, sobre as partículas e concomitantemente em ambos. O primeiro ocorre na fase inicial do carregamento, quando há um rearranjo da estrutura granular devido a pequenas movimentações, cuja escala vai depender do grau de imbricamento dessa estrutura. O imbricamento, por sua vez, depende da forma das partículas, dos esforços aplicados na compactação e conseqüentemente do grau de compacidade. O segundo é a compressão elástica da partícula de rocha, até o limite de sua resistência. O terceiro ocorre quando as tensões nos contatos se igualam à tensão resistente, podendo levar a ruptura do contato e conseqüentemente rearranjo das partículas, de modo atingir um novo estado de equilíbrio.

Conforme diminui a resistência das partículas, o efeito da ruptura dos contatos se torna mais pronunciado, mesmo para baixos níveis de tensão, o que pode provocar aumento da compressibilidade do enrocamento (VEIGA PINTO, 1983). O fraturamento e rearranjo das partículas são os efeitos dominantes no estudo da compressibilidade dos enrocamentos.

Quanto à magnitude das tensões, de um modo geral, as envoltórias de resistência são curvas. Em uma fase inicial de carregamento, as propriedades do enrocamento dependem, sobretudo, da mobilidade relativa entre as partículas. E, na fase final, as propriedades são condicionadas, principalmente, pelo fraturamento das partículas (MAIA, 2001). Segundo experiências de MARSAL & RESENDIZ (1975), a não-linearidade nas envoltórias de ruptura de enrocamentos aumenta com a resistência das partículas.

Para baixos níveis de confinamento e elevada resistência das partículas, a deformação cisalhante provoca rolamento das partículas e dilatação na zona cisalhada. Para elevados

níveis de confinamento, a deformação cisalhante provoca o fraturamento e rearranjo das partículas, o que explica a diminuição do ângulo de atrito (ϕ'). Para partículas de baixa resistência, o faturamento e rearranjo predominam sobre o efeito da dilatância.

LEPS (1970) analisou o resultado de 100 ensaios para avaliar a influência do nível de tensões na resistência ao cisalhamento. Nesses ensaios foram incluídas quinze variedades de rocha, diferentes distribuições granulométricas, estados de compactidade e diâmetros máximo das partículas ($19 \text{ mm} < D_{\text{max}} < 203 \text{ mm}$). A Fig. 2.2 apresenta as principais observações de LEPS (1970), complementadas por INDRARATNA *et al.* (1993). Verifica-se que o ângulo de atrito ϕ' diminui com o nível de tensão normal σ_n' e para o mesmo nível de tensão o ângulo de atrito ϕ' aumenta com o estado de compactidade.

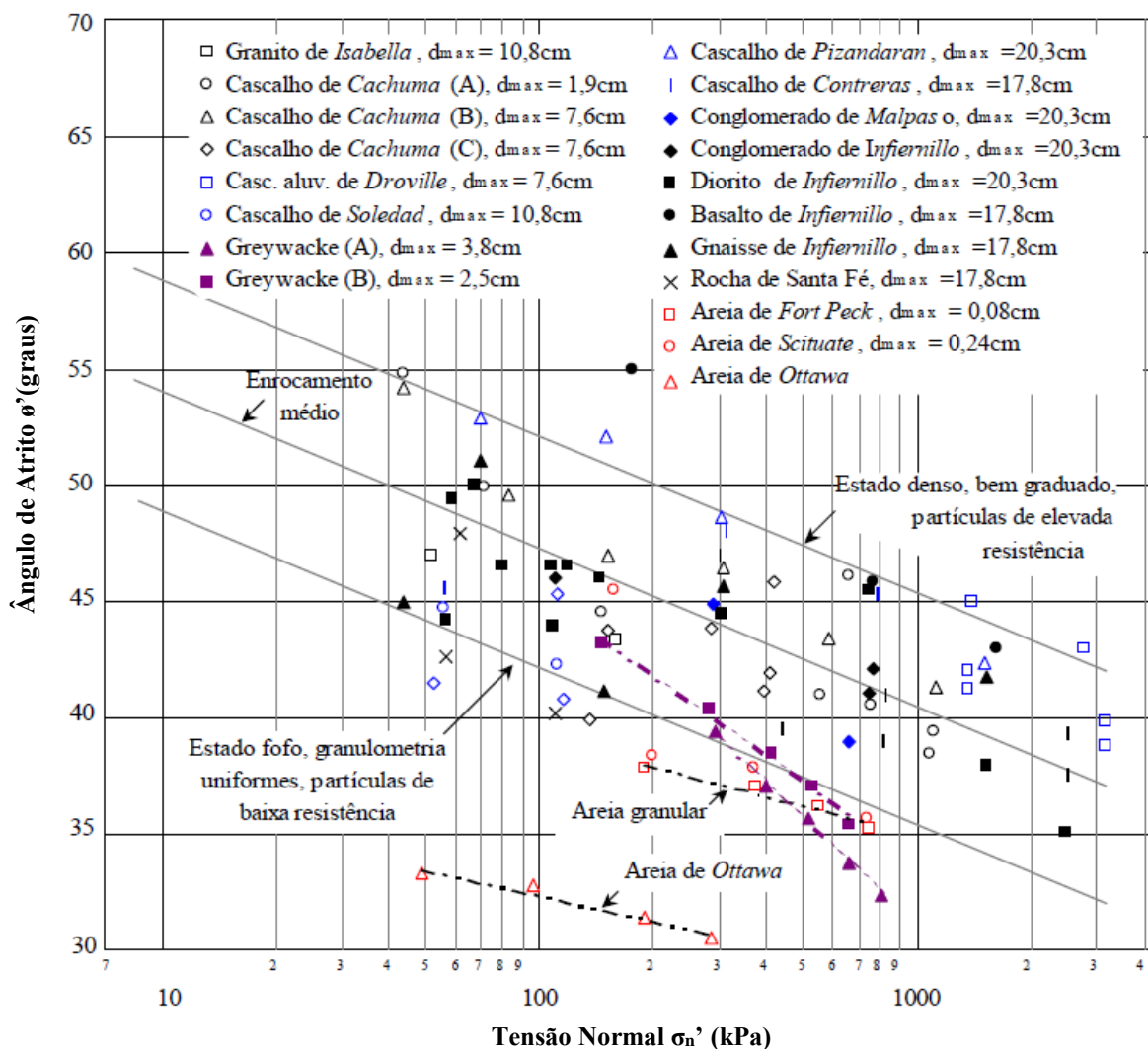


Figura 2.2 – Influência do estado de tensão no ângulo de atrito interno de enrocamentos (MAIA, 2001).

Da Fig. 2.2 podem-se extrair as seguintes correlações para o decréscimo do ângulo de atrito com o a tensão normal: i) A Eq. 2.1 apresenta correlação para enrocamentos densos, bem graduados e com partículas de elevada resistência; ii) A Eq. 2.3 apresenta correlação para enrocamentos fofos, uniformes e com partículas de baixa resistência; iii) A Eq. 2.2 apresenta a situação média entre os enrocamentos do item a e b.

$$\phi' = 60 - 5 \log \sigma_n' \quad (2.1)$$

$$\phi' = 55 - 5 \log \sigma_n' \quad (2.2)$$

$$\phi' = 50 - 5 \log \sigma_n' \quad (2.3)$$

Deve-se salientar que existe um limite inferior na diminuição do ângulo de atrito com o aumento da tensão normal. Quando a tensão for elevada o suficiente para proporcionar a quebra de todos os grãos maiores na zona cisalhada, as forças de contato serão redistribuídas para as partículas menores até uma configuração que se atinja o equilíbrio. Nesse caso, o menor ângulo de atrito esperado para o material será equivalente ao residual encontrado para uma areia bem graduada com a mesma mineralogia do enrocamento.

Já para baixo nível de tensão confinante (σ_3'), nos casos da zona superficial de um talude, o ângulo de atrito ϕ' pode variar de 40° a 65°, dependendo da distribuição granulométrica e estado de compactidade do material, da forma e principalmente do diâmetro máximo da partícula D_{max} (YAMAGUCHI, 2009).

2.2.1.2. Tempo

No estudo dos deslocamentos das estruturas de enrocamento, assume especial importância a consideração que, sob tensão constante, se processam deformações ao longo do tempo. Tais deformações designam-se por fluência e afetam em maior ou menor grau todos os materiais.

A fluência em enrocamentos é resultado das alterações do arranjo da estrutura causada pelo fraturamento e deslocamento de blocos, e do esmagamento dos contatos entre blocos. Estes aspectos, esmagamento e fraturamento evidenciam a importância da natureza da rocha na fluência dos enrocamentos.

A natureza da rocha e sua suscetibilidade a alteração influenciam diretamente as deformações ao longo do tempo, pois tanto a desagregação por agentes físicos como a decomposição por agentes químicos diminuem a resistência dos contatos causando seu esmagamento.

O Item 2.5.4 desse trabalho apresenta método desenvolvido por SOWERS *et al.* (1965) para estimar as deformações de aterros de enrocamento ao longo do tempo.

2.2.2. Partículas constituintes do enrocamento

2.2.2.1. Resistência ao fraturamento das partículas

Um dos fenômenos mais proeminentes observados em decorrência de solicitações de esforços em uma massa de enrocamento é a fragmentação das partículas constituintes. A quebra de partículas interfere na distribuição granulométrica e altera apreciavelmente as características de deformação do material, podendo influenciar também na sua resistência ao cisalhamento (FRAIHA NETO, 1996).

Segundo MARANHA DAS NEVES (2002), o enrocamento constitui-se de um material tipo, diferente das areias, por apresentarem fraturamento ou quebra de suas partículas a baixos níveis de tensões. A porcentagem de quebra de partículas depende principalmente da distribuição granulométrica do enrocamento, do tamanho máximo das partículas, da resistência da rocha (litologia), da perda de resistência das partículas quando saturadas, da forma da partícula e do nível de tensão atingido.

Dos fatores citados, os mais difíceis de serem representados em ensaios de laboratório são o tamanho máximo da partícula e a distribuição granulométrica adotada em campo (efeito de escala da granulometria - ESG).

Quando ocorre a quebra de um bloco, os blocos menores podem se arranjar nos vazios dos blocos maiores, aumentando o imbricamento. Quanto mais imbricadas estiverem as partículas, melhores serão as propriedades de resistência e deformabilidade do enrocamento. No entanto, vale mencionar que dependendo do índice de quebra dos blocos, o maciço de enrocamento pode sofrer grandes deformações durante o rearranjo desses blocos.

Os blocos de enrocamento podem ser constituídos de vários tipos de rocha e minerais, os quais apresentam propriedades mecânicas diferentes. Podem também apresentar fissuras, vazios e serem afetados por intemperismo. Fora isso, as tensões em uma massa composta de blocos são transmitidas através de forças que atuam em áreas limitadas (contatos) da superfície dos blocos, o que gera tensões de contato bem superiores às tensões médias. Tais considerações realçam o grau de complexidade que envolve o processo de fraturamento das partículas.

Com o intuito de obter o grau de fraturamento de uma amostra, MARSAL (1973) definiu um índice de fraturamento Bg , que é obtido pela soma das diferenças positivas das frações da rocha, que corresponde a um determinado diâmetro nominal das curvas granulométricas, obtidas antes e depois do ensaio executado (compactação, triaxial e/ou compressão unidimensional), conforme a seguinte expressão:

$$Bg = \sum_{K=1}^n (\Delta W_K)_{positivos} \quad (2.4)$$

onde,

$$\Delta W_K = W_{Ki} - W_{Kf}$$

W_{Ki} = Peso do material de fração K da curva granulométrica inicial;

W_{Kf} = Peso do material de fração K da curva granulométrica final.

A Tab. 2.1 apresenta exemplo da determinação do índice Bg .

Para determinar a resistência ao fraturamento da partícula de rocha, MARSAL (1969) propôs colocar três fragmentos de rocha (amostra de mão), com dimensões aproximadamente iguais, entre duas placas de aço e aplicar carga até a fratura de uma das partículas. Esse ensaio ficou conhecido como resistência ao esmagamento. A resistência ao fraturamento Q_a é dada pela relação P_a/N_c ; sendo P_a a força vertical aplicada no momento da fratura da primeira partícula e N_c o menor número de contatos dos fragmentos com cada uma das placas (superior e inferior).

MARSAL & RESENDIZ (1975) apresentam método de classificação de enrocamentos baseado na resistência ao fraturamento da partícula Q_a .

Tabela 2.1 – Exemplo da determinação do índice Bg.

Peneiras	Diâmetro Grãos (mm)	% Passa	W_{Ki} (kg)	W_{Kf} (kg)	ΔW_K (kg)	ΣΔW_{Kpositivos} (kg)	
3"	76,2	100	-	-	-	-	
2"	50,8	80	55,16	44,65	10,51	10,51	
1 1/2"	38,1	70	27,58	22,83	4,75	15,26	
1"	25,4	60	27,58	31,24	-3,66	15,26	
3/4"	19,1	55	13,79	16,40	-2,61	15,26	
3/8"	9,5	40	41,37	39,11	2,26	17,53	
#4	4,8	25	41,37	38,45	2,92	20,45	
#10	2,0	10	41,37	37,49	3,88	24,33	Bg
Fino	-	-	27,58	45,65	-18,07	24,33	%
Total	-	-	275,78	275,78	0,00	24,33	8,82

No entanto, salienta-se que o ensaio de resistência ao fraturamento apresenta dificuldades práticas, bem como de interpretação:

- O ensaio foi idealizado com amostras que não sofrem qualquer tipo de lapidação ou ajuste de suas formas. Logo, torna-se difícil ensaiar três partículas com aproximadamente as mesmas dimensões, mantendo o paralelismo entre as placas e evitando concentração de tensões em apenas um fragmento;
- Os contatos entre os fragmentos e as placas são aleatórios e em quantidades diferentes em cada fragmento. Logo, existe sempre o risco de concentração de tensões em alguns contatos de um mesmo fragmento e, com isso, resultados aleatórios em diferentes campanhas com o mesmo material. O que dificulta avaliar perda de resistência por saturação das partículas;
- Não se pode avaliar com precisão a influência de planos de clivagem na resistência ao fraturamento das amostras.

Os ensaios de fraturamento apresentados por CAPRONI & ARMELIN (1998), com o granito proveniente da barragem de Serra da Mesa, exemplificam as críticas ao método de ensaio citado, pois ao comparar a resistência das partículas secas e saturadas não se evidenciou perda

de resistências dessas últimas. A vantagem do método está na possibilidade de avaliar o esmagamento dos contatos e não da partícula propriamente dita.

Como alternativa, a resistência ao fraturamento da partícula de rocha pode ser avaliada pelo ensaio de compressão diametral (tração indireta), também conhecido como *Brazilian Test*. Esse ensaio, além de ser amplamente difundido no meio técnico, é realizado com amostras moldadas em laboratório (dimensões e forma controladas), o que permite análise quantitativa e correlação direta entre os resultados encontrados (SANTOS *et al.*, 2016).

Recentemente pesquisadores espanhóis retomaram as tentativas de explicar o comportamento mecânico do maciço de enrocamento por meio do estudo da interação entre partículas, o desenvolvimento de forças de contato, perda de resistência quando saturadas e consequente quebra das mesmas. Foram desenvolvidos modelos constitutivos que estão sendo implantados em análises pelo método dos elementos discretos, com análises preliminares promissoras (ALONSO, 2014).

2.2.2.2. Forma das partículas

Diversos pesquisadores apresentam ensaios que demonstram que para um mesmo índice de vazios, principalmente a baixas tensões confinantes, o ângulo de atrito de uma amostra constituída de partículas angulares é maior do que se essa amostra fosse composta de grãos arredondados. Tal fato pode ser explicado pelo ângulo de dilatância do material, que para partículas angulares de formas mais alongadas é maior do que para partículas arredondadas. Para partículas com baixa resistência ou para elevadas tensões confinantes, a forma da partícula não mostra influência significativa no ângulo de resistência ao cisalhamento.

Esses pesquisadores demonstraram ainda que os materiais constituídos por partículas angulosas são mais deformáveis do que os compostos de elementos arredondados.

A forma das partículas é avaliada, do ponto de vista geométrico, por classificações empíricas que tentam agrupar os fragmentos dentro de certos padrões pré-estabelecidos. A Fig. 2.3 apresenta classificação de KRUMBEIN & SLOSS (1955, *apud* MAIA, 2001) uma das mais utilizadas.

MARSAL (1973) apresentou o coeficiente de forma C_f para classificar a forma das partículas, que exprime a relação entre o volume da partícula e o volume de uma esfera equivalente, por meio da expressão:

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{p_i}{\gamma_{dg}}}{\sum_{i=1}^n \frac{\pi D_i^3}{6}} \quad (2.5)$$

onde,

p_i = Peso de partícula que corresponde ao diâmetro médio D_i ;

γ_{dg} = Peso específico aparente seco da partícula;

D_i = Diâmetro médio da partícula.

Segundo a definição de C_f , partículas esféricas apresentam coeficiente de forma igual a 1,0.

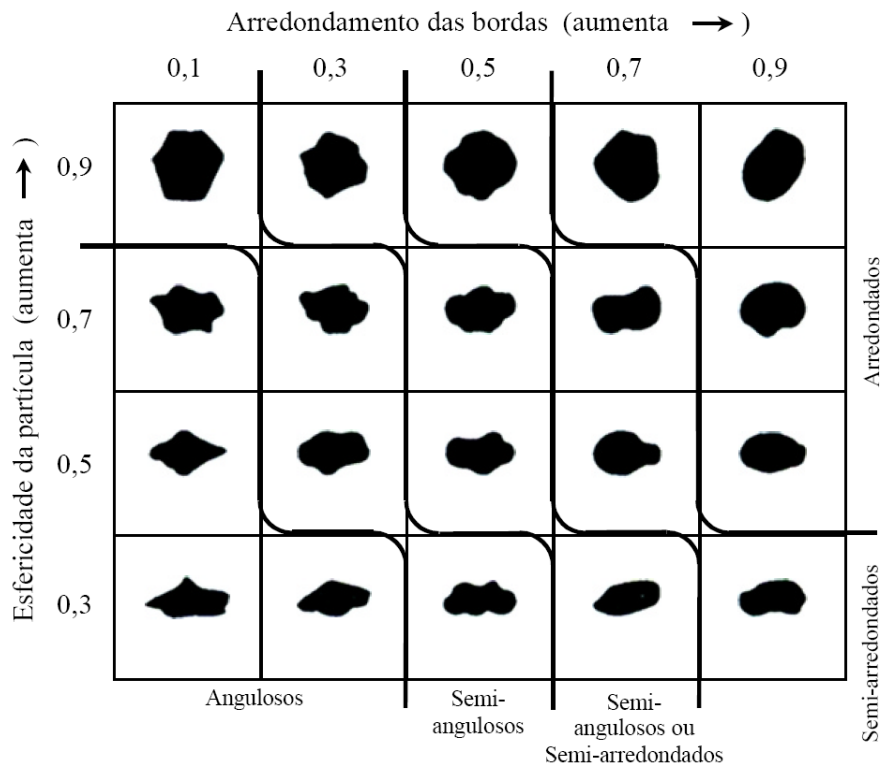


Figura 2.3 – Determinação da esfericidade e do arredondamento de partículas (MAIA, 2001).

2.2.2.3. Tamanho das partículas

O tamanho das partículas constituintes do material é tido como o fator que causa a maior incerteza na tentativa de simular o comportamento de enrocamentos maiores com a modelagem de ensaios em escala reduzida.

No que se refere apenas ao tamanho das partículas, MARSAL (1969) concluiu, a partir da teoria de GRIFFITH (1921) sobre a formação de fissuras e dos estudos de JOISEL (1962) sobre a ruptura de esferas submetidas à ação de cargas concentradas, que a resistência ao esmagamento média de uma partícula aumenta potencialmente com seu diâmetro de acordo com a expressão:

$$P_a = \eta D^\lambda \quad (2.6)$$

onde,

P_a = resistência média ao esmagamento (gf);

D = diâmetro médio (mm);

η e λ = são parâmetros dependentes do material.

Ensaio de esmagamento realizados por MARSAL (1969) indicaram que λ varia de 1,2 a 1,8 e η entre 80 a 140. Diversos autores confirmaram a validade da Eq. 2.6 e suas observações estão resumidas na Tab. 2.2.

Tabela 2.2 – Parâmetros da resistência ao esmagamento de diversos materiais.

Material	η	λ	Observações	Bibliografia
Calcário	65	1,41	Seco ao ar	MARANHA <i>et al.</i> (1977)
Grés	117	1,41	Seco ao ar	MARANHA <i>et al.</i> (1977)
Granito	95	1,81	Seco ao ar	LNEC (1981)
Granito são (Serra da Mesa)	339	1,84	Seco ao ar	CAPRONI & ARMELIN(1998)
Xisto alterado	20	1,66	Seco ao ar	BON <i>et al.</i> (1980)
Grauvaque Alterado	32	1,62	Seco ao ar	BON <i>et al.</i> (1980)
Grauvaque são	71	1,75	Seco ao ar	VEIGA PINTO (1982)

Pelo exposto, poder-se-ia deduzir que, para um mesmo tipo de rocha e grau de alteração, o aumento do diâmetro médio das partículas de uma distribuição granulométrica significaria melhora nas propriedades mecânicas quanto à resistência ao corte e à deformabilidade. No entanto, MARACHI *et al.* (1969) ao executar ensaios triaxiais em enrocamentos com diferentes diâmetros máximo de partículas D_{max} , curvas paralelas ($C_u = 8$) e com o mesmo índice de vazios inicial, mostrou que a resistência ao corte diminuiu com o aumento da dimensão das partículas. Esses autores constataram que esse fato se deve a maior fraturação dos fragmentos rochosos.

BECKER *et al.* em 1972, *apud* VEIGA PINTO (1982), realizando ensaios de deformação plana chegaram as mesmas conclusões. Porém verificou-se que para D_{max} maiores que 50 mm a diminuição do ângulo de atrito era desprezível (menores que 2°), em comparação com amostras com $D_{max} = 150$ mm.

FUMAGALLI (1969) realizando ensaios de compressão unidimensional em amostras bem graduadas ($C_u \approx 50$), diferentes D_{max} e com o mesmo índice de vazios inicial, mostrou que a influência da dimensão das partículas na deformação das amostras foi relativamente baixa para o nível de tensões atingido (6.000 kPa). Já DONAGHE & COHEN em 1978, *apud* VEIGA PINTO (1982), ensaiando enrocamentos com diferentes D_{max} e coeficientes de uniformidade C_u (fixaram a dimensão mínima da partícula em 0,6 mm), concluíram que o aumento do D_{max} e conseqüentemente do C_u diminuiu a deformabilidade do material. Esses autores notaram ainda que esse efeito é pouco pronunciado para D_{max} maiores 25 mm e admitiram que ensaios com D_{max} de 50 mm seriam representativos dos materiais de maiores dimensões.

Com base no exposto, muitos pesquisadores assumiram que ensaios em laboratório realizados com partículas com D_{max} iguais ou maiores que 50 mm são representativos do comportamento de enrocamentos com partículas de maiores dimensões.

No entanto, pesquisas mais recentes demonstraram que ao ensaiar curvas geometricamente paralelas com diferentes D_{max} e mesmo índice de vazios inicial, a deformabilidade aumenta com o aumento do D_{max} (SANTOS *et al.*, 2005; FLEURY *et al.*, 2004).

Conclui-se que o tamanho das partículas não pode ser analisado isoladamente como o fator principal na tentativa de explicar o comportamento mecânico dos enrocamentos, mas que fatores como forças de contato, imbricamento e resistência das partículas são importantes na avaliação desse comportamento. Esses fatores estão diretamente ligados ao estado de tensão atuante, a distribuição granulométrica e a densidade relativa do enrocamento, a litologia da rocha e ao próprio tamanho das partículas.

Pode-se comentar ainda que estatisticamente existe maior probabilidade de partículas maiores conterem falhas ou imperfeições que favorecem sua quebra quando solicitadas.

Há ainda outros fatores que interferem na resistência das partículas. MAIA (2001), executando ensaios de esmagamento em partículas de basalto, mostrou que a saturação e alteração natural das partículas provoca redução de seus parâmetros de resistência.

2.2.2.4. Atrito entre partículas

O aumento do coeficiente de atrito conduz a uma maior interferência entre partículas em um meio granular. Quanto à resistência ao cisalhamento, isso é vantajoso para baixas tensões, mas tem efeito contrário para altas tensões, pois aumenta a concentração destas, o que conduz a uma maior quebra. Pelo estudo da deformação de uma massa granular sujeita ao cisalhamento, conclui-se que o efeito do coeficiente de atrito é máximo quando a amostra é dilatante (FRAIHA NETO, 1996).

Finalmente, deve-se realçar que o efeito do atrito entre partículas, importante nos materiais dilatantes, anula-se praticamente nos materiais de enrocamentos constituídos de partículas de baixa resistência, dado que o efeito da quebra se sobrepõe largamente ao da dilatação (VEIGA PINTO, 1979).

2.2.2.5. Tipo de rocha e mineralogia

O tipo de rocha e sua mineralogia influenciam nas propriedades mecânicas e na alterabilidade de partículas constituintes do enrocamento. HORN & DEERE em 1962, *apud* FRAIHA NETO (1996), realizaram ensaios de cisalhamento com amostras constituídas por diferentes tipos de rocha e revelaram que, sob condições similares, rochas diferentes têm ângulos de

atrimento diferentes, mas rochas do mesmo tipo, embora de origens diferentes, têm as mesmas características de atrito.

A composição mineralógica da rocha afeta as propriedades mecânicas da partícula, principalmente as relacionadas a sua resistência ao fraturamento quando seca ou saturada, bem como o coeficiente de atrito entre partículas e a deformação a longo prazo (fluência).

O processo de formação da rocha e sua estrutura mineral definem ainda planos de fraqueza e/ou de clivagem que condicionam a forma das partículas após fragmentação dessa rocha com explosivos ou por métodos de britagem.

2.2.2.6. Estado de alteração da rocha

Vários autores estudaram os efeitos da alteração de rochas utilizadas como material de construção em obras de grande porte. Porém, foi o trabalho de MAIA (2001) intitulado Avaliação do Comportamento Geomecânico e de Alterabilidade de Enrocamentos que melhor conceituou e avaliou os efeitos da alteração desses materiais quando utilizados como enrocamentos. Os parágrafos a seguir resumem algumas observações desse trabalho:

“A alteração constitui-se nas modificações das características das rochas e seus minerais constituintes, em virtude de sua exposição aos agentes do meio ambiente exógeno. Em enrocamentos, os principais agentes de alteração são de ordem climática, envolvendo processos físicos e/ou processos químicos.

Particularmente nos enrocamentos, verifica-se a ocorrência de dois processos básicos de alteração: a desagregação provocada pelas variações de umidade e temperatura da rocha e a decomposição ocasionada em virtude de reações físico-químicas dos minerais constituintes do material.

Ressalta-se que a alteração química superficial, principalmente nos vértices e arestas das partículas, diminui a resistência nos contatos entre partículas do enrocamento. Particularmente nos enrocamentos de basalto, os efeitos mais importantes de tais processos talvez sejam a propagação e a perda de aderência das fissuras, provocando o aumento do fraturamento das partículas. Tais efeitos são condicionados principalmente pela presença de fissuras e de argilominerais expansivos na rocha basáltica.

Os efeitos das modificações que a rocha sofre durante os processos de alteração são observados em praticamente todas as características das partículas e do próprio enrocamento. Destaca-se que a alteração da rocha interfere, sobretudo, na resistência ao fraturamento e nas dimensões das partículas do enrocamento. No primeiro caso, a rocha perde a resistência devido às modificações mineralógicas e

estruturais. Assim, espera-se um aumento do índice de quebra das partículas, tornando o enrocamento mais deformável e menos resistente. No segundo caso, a alteração provoca a redução nas dimensões das partículas devido à alteração superficial dos minerais da rocha e à fragmentação dos blocos de enrocamento. Neste caso, ocorrem rearranjos entre as partículas, o que pode provocar grandes deformações no enrocamento”.

A alteração da rocha e conseqüente produção de finos pode ainda reduzir a permeabilidade dos enrocamentos.

MAIA (2001) demonstrou por meio de ensaios de laboratório que há uma sensível diminuição dos parâmetros de resistência e aumento da deformabilidade de enrocamentos de basaltos com o avanço do estado de alteração desses materiais, simulando dessa forma a mudanças de comportamento ao longo da vida útil desses materiais.

Nesse contexto, é de grande importância a avaliação da susceptibilidade da rocha à alteração e sua influência no comportamento mecânico do enrocamento durante toda sua vida útil. Vale ressaltar que se encontra na literatura casos de alteração significativa de rocha utilizada como enrocamento em períodos de vida útil de 25 anos (basaltos) e em situações mais graves menos de 10 anos (metassedimentares). Ressalta-se ainda que as barragens do Brasil têm o período de vida útil estipulado de 100 anos. Logo, é de suma importância a previsão, a longo prazo, do comportamento mecânico de enrocamentos.

Existem diversos métodos para quantificar o estado de alteração da rocha, que levam em consideração características químicas, físicas e mecânicas das partículas de rocha, dentre eles: petrografia, absorção de água, porosidade aparente, velocidade de propagação de ultra-som, análise química, abrasão, lixiviação, determinação da resistência e deformabilidade, etc.

No entanto, a influência dessas alterações da rocha no comportamento dos enrocamentos é de difícil determinação, uma vez que só pode ser observada pelo acompanhamento a longo prazo de casos de obra e/ou pela simulação em laboratório da mudança das características de resistência e deformabilidade em função de diferentes estágios de alteração da rocha. A simulação em laboratório apresenta dificuldades práticas na obtenção das amostras com diferentes estágios de alteração, bem como o problema da falta de representatividade dos ensaios de laboratório que não conseguem simular a granulometria real do enrocamento.

Logo, estudos de laboratório não são conclusivos e fornecem índices de alteração das propriedades do enrocamento com o tempo.

2.2.3. Enrocamento como meio granular

2.2.3.1. Estado de compacidade

Segundo VEIGA PINTO (1979), provavelmente o fator mais influente nas características de resistência e compressibilidade de materiais granulares é o índice de vazios (e). Casagrande em 1936, *apud* FRAIHA NETO (1996), mostrou que a influência do índice de vazios não se limita apenas ao valor do ângulo de atrito, mas também ao modo no qual a deformação cisalhante se desenvolve. Em amostras densas com partículas de material resistente, a deformação cisalhante é acompanhada por um aumento de volume na ruptura, enquanto que para outra inicialmente fofa, o volume diminui. A partir dessa observação, definiu-se o conceito de índice de vazios crítico.

No entanto, SABOYA JR. (1993) ressaltou que, devido ao fato de que o tamanho e a forma dos grãos constituem problemas de macro-escala, o índice de vazios pode não ser um bom parâmetro de comparação para a modelagem em escala de laboratório de enrocamentos, recomendando, nesses casos, o uso da densidade relativa (D_R). Essa recomendação é reforçada pelos experimentos de LOPES (2000) que demonstraram, a partir de uma curva característica, o bom relacionamento entre o ângulo de atrito (medida de resistência) e o índice de porosidade relativa de rejeitos de minério de ferro (solos arenosos e granulares), que é determinado pelos mesmos princípios da obtenção da densidade relativa (D_R). Todavia, o paralelo entre resistência e densidade relativa não pode ser aplicado diretamente no caso de enrocamentos, cuja resistência das partículas é influenciada pela sua forma e tamanho. MAIA (2001) ressaltou ainda que, devido ao tamanho das partículas do enrocamento, existem dificuldades experimentais na determinação das densidades máximas e mínimas desses materiais.

O índice de vazios condiciona o comportamento de amostras com a mesma granulometria e material (tipo de rocha), ou seja, para essas amostras, quanto menor o índice de vazios, maior a resistência e menor a deformabilidade. Já o grau de compacidade (D_R) de materiais granulares, para um mesmo índice de vazios, depende tanto da forma dos grãos quanto da

forma da distribuição granulométrica. Logo, para o mesmo índice de vazios, distribuições granulométricas geometricamente diferentes podem apresentar graus de compacidade diferentes.

Pode-se entender o grau de compacidade como o imbricamento alcançado, relativo a um referencial, por um conjunto de partículas devido à aplicação de uma determinada energia.

O grau de compacidade está relacionado também às forças de contato entre partículas, ou seja, quanto mais denso o material, maior seu imbricamento (entrosamento) com as partículas vizinhas, o que favorece o aumento do número de contatos e conseqüentemente diminui a força de contato para uma mesma tensão média. Tome-se como exemplo um material uniforme, representado por partículas esféricas com diâmetro de 10 cm, colocado dentro de uma caixa quadrada com 100 cm de lado (Fig. 2.4). Tomando uma seção no plano de contato entre partículas superiores e inferiores, no estado denso a tensão média é distribuída entre 324 pontos de contato, enquanto no estado fofo é distribuída em 100 pontos de contato. De forma simplista, para uma tensão média de 100 kPa a força média de contato entre partículas, tomando-se como referência um plano horizontal, no material denso será de 0,31 kN e no material fofo de 1,0 kN. Logo, alterando-se apenas o imbricamento das partículas a força de contato no estado denso, para distribuições uniformes, é aproximadamente 3 vezes menor do que no estado fofo.

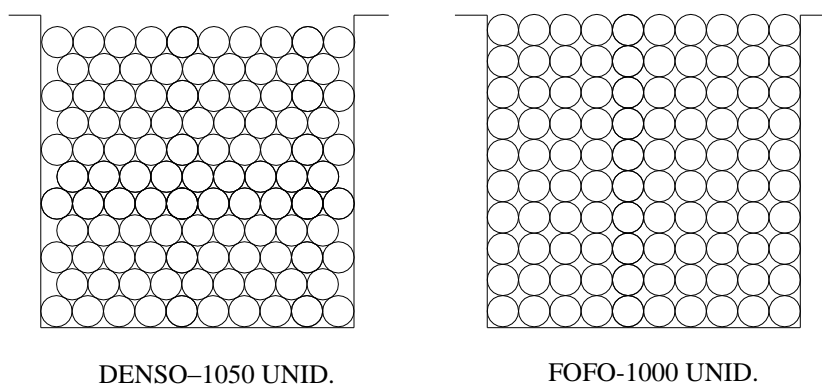


Figura 2.4 – Representação do estado de compacidade de material constituído por partículas esféricas.

A envoltória de ruptura do material também é influenciada pelo índice de vazios inicial das amostras. Para materiais granulares inicialmente densos, a envoltória apresenta uma curvatura

pronunciada, indicando uma queda no valor do ângulo de atrito com o aumento das tensões. Esse fenômeno da formação de uma curvatura na envoltória de ruptura a baixas tensões é conhecido por dilatância. Já as envoltórias de ruptura para amostras inicialmente fofas permanecem razoavelmente retas. Entretanto, sob tensões de confinamento muito elevadas, as envoltórias tendem a unir-se e continuam como uma linha reta cuja projeção passa pela origem (BISHOP, 1966; LEE & SEED, 1967; VESIC & CLOUGH, 1968; *apud* FRAIHA NETO, 1996). Nas altas tensões confinantes a dilatância não ocorre, pois é mais fácil a tensão desviadora quebrar as partículas do que essas rolarem e galgarem as partículas vizinhas.

VEIGA PINTO (1979) demonstrou que, para uma mesma distribuição granulométrica, uma diminuição do índice de vazios de 20% pode levar a um aumento do módulo elástico da ordem de 200%. Esse fato realça a necessidade de pesquisas de técnicas que permitam uma adequada previsão do “índice de vazios” na compactação do aterro de enrocamento.

FLEURY *et al.* (2004), ensaiando enrocamentos de gnaiss, mostrou a influência do índice de vazios inicial no comportamento tensão *vs.* deformação dos enrocamentos, ou seja, para amostras com a mesma distribuição granulométrica e mesmo nível de tensão aplicada, o módulo de deformabilidade (D_{un}) aumenta com a diminuição do índice de vazios inicial. No entanto, SANTOS *et al.* (2005) ao ensaiar amostras com o mesmo tipo de rocha e distribuições granulométricas paralelas e truncadas, o comportamento tensão *vs.* deformação é bastante distinto para amostras com o mesmo índice de vazios inicial. Ou seja, apenas o índice de vazios não consegue representar o efeito da mudança de escala da distribuição granulométrica em ensaios com amostras de enrocamento.

Na tentativa de reproduzir o comportamento de enrocamentos numa escala de campo por meio da modelagem em uma escala de laboratório é de fundamental importância estabelecer o grau de compacidade (D_R) dos enrocamentos. No entanto, como dito anteriormente, existem dificuldades práticas na determinação da densidade máxima. De forma alternativa, pode-se recorrer a correlações entre parâmetros, como entre e_{min} e e_{max} apresentada por VEIGA PINTO (1979). Esse autor analisou ensaios de materiais com várias granulometrias e diferentes métodos de compactação, sendo que a maioria das distribuições podem ser classificadas como uniformes. Suas conclusões estão apresentadas na Fig. 2.5 e podem ser consideradas de elevada generalidade.

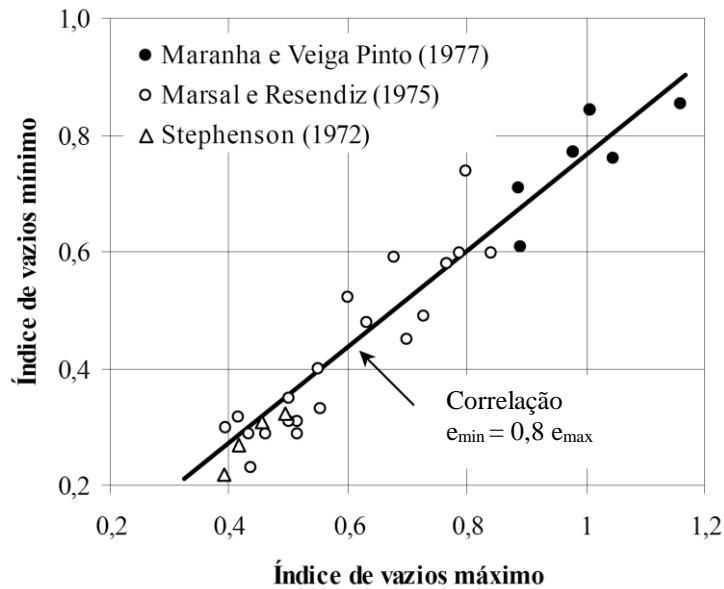


Figura 2.5 – Correlação entre índice de vazios mínimo e máximo de materiais de enrocamento (VEIGA PINTO, 1979).

2.2.3.2. Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica está relacionada diretamente ao número de contatos entre partículas e ao índice de vazios máximo e mínimo. Para o mesmo grau de compactidade (ex.: $D_R = 50\%$) e diâmetro máximo da partícula, distribuições uniformes apresentam índices de vazios e forças de contato maiores do que curvas bem graduadas.

A distribuição granulométrica afeta o comportamento mecânico do enrocamento, sobretudo devido à influência na quebra das partículas. Se a amostra é bem graduada (Fig. 2.6), as partículas menores estão encaixadas nos vazios das maiores, aumenta-se o número de contatos, logo, se diminui as forças de contato entre partículas. Se a granulometria é uniforme (Fig. 2.6), as forças de contato devem transmitir-se sob menor número de contatos e consequentemente com valores mais elevados, o que provavelmente originará um maior fraturamento (VEIGA PINTO, 1979).

KJAERNSLI & SANDE (1963) e SOWERS *et al.* (1965) mostraram por meio de ensaios de compressão unidimensional que, quando compactado com a mesma energia, um solo uniformemente graduado é mais compressível do que um bem graduado.

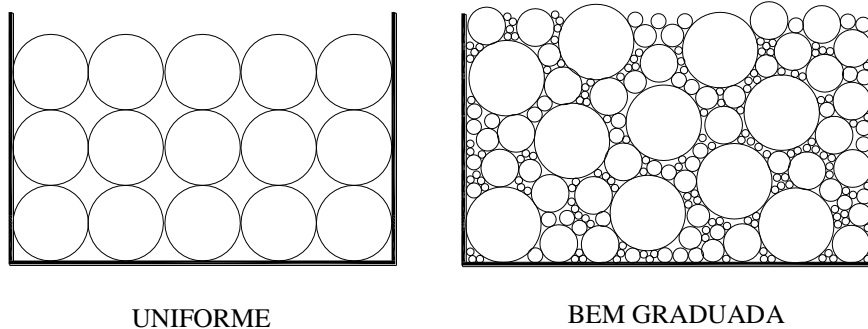


Figura 2.6 – Representação de amostra uniforme e outra bem graduada.

Para o mesmo grau de compactidade (D_R), enrocamentos bem graduados, cujos coeficientes de uniformidade (C_u) são maiores que 15, são mais resistentes e menos deformáveis que os uniformes (CHARLES, 1990a). Para uma mesma resistência de blocos, os 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. Além disso, por possuírem menores índices de vazios para uma mesma densidade relativa, apresentam menor capacidade de movimento entre partículas, ou seja, menor deformabilidade da amostra.

Em enrocamentos uniformes, para o mesmo grau de compactidade (D_R) e volume da amostra, o número de contatos entre partículas diminui com o aumento do seu diâmetro.

Em condições ideais, distribuições granulométricas paralelas e uniformes, com a mesma forma das partículas, apresentam índices de vazios iguais quando compactadas com a mesma energia específica (similaridade geométrica; VEIGA PINTO, 1982).

A Fig. 2.7 apresenta exemplo dos argumentos expostos nos dois parágrafos anteriores. Em uma caixa quadrada com 100 cm de lado foram dispostos dois materiais, com a mesma densidade relativa (imbricamento), representados por partículas esféricas, um com diâmetro de 10 cm e outro com diâmetro de 5 cm. Para o mesmo volume do recipiente são dispostos 1.000 partículas com 10 cm de diâmetro e 8.000 partículas com 5 cm de diâmetro, porém o volume ocupado dentro da caixa por ambos materiais é o mesmo ($e = 0,91$). Tomando uma seção no plano de contato entre partículas superiores e inferiores, o material com diâmetro de 10 cm apresenta 100 pontos de contatos enquanto o material com diâmetro de 5 cm apresenta 400 pontos de contato. Logo, para uma mesma tensão média, tem-se forças de contato 4 vezes

maiores quando se dobra o diâmetro da partícula, ou seja, as forças de contato variam potencialmente com o diâmetro de um fator igual a 2 (D^2). Pode-se verificar que as

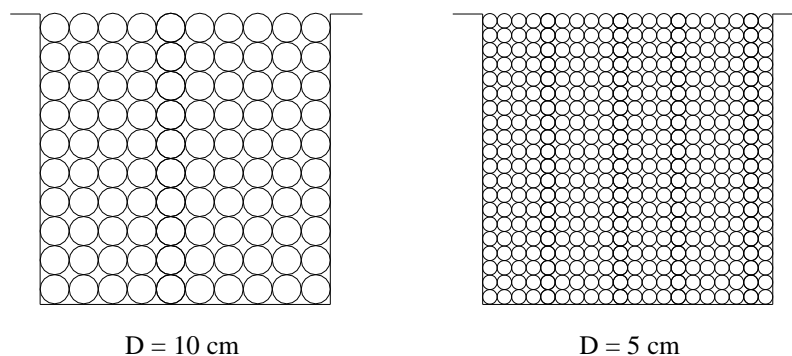


Figura 2.7 - Representação de amostras uniformes com diferentes tamanhos das partículas.

O fato do número de contatos entre partículas diminuir com o aumento do diâmetro também é válido para o comparativo entre curvas paralelas bem distribuídas.

Caso as partículas possuíssem resistência tão elevada que mesmo a aplicação de grandes tensões não causasse a quebra das mesmas, amostras ideais de curvas paralelas com a mesma densidade relativa e índice de vazios apresentariam comportamento tensão *vs.* deformação semelhante, mesmo para forças de contato distintas.

No entanto, os enrocamentos não são materiais ideais em ambos os aspectos. Em primeiro lugar, a análise de vários ensaios registrados na bibliografia mostra que materiais granulares, de mesma litologia, com curvas paralelas, apresentam índices de vazios diferentes ao serem compactos com a mesma energia. Para distribuições bem graduadas, a que apresenta o maior D_{max} tende a atingir índices de vazios menores para uma mesma energia de compactação (SANTOS & ASSIS, 2004, 2005). Isso acontece porque fatores como a forma irregular das partículas, arranjo aleatório de partículas com diferentes tamanhos, efeito do atrito interno, quebra e segregação das mesmas durante a compactação, condicionam os resultados dos ensaios de compactação. Esses fatos explicam também porque vários autores verificaram que não existe homogeneidade no estado de compacidade de enrocamentos compactados no campo.

Pode-se entender tal afirmação fazendo uma analogia com um bloco de rocha prismático que está encaixado dentro de um recipiente. Se esse bloco for quebrado formando outros de

diferentes tamanhos, dificilmente será possível arranjá-los de forma aleatória para que ocupem o mesmo volume dentro do recipiente, bem como será difícil arranjá-los por duas vezes da mesma forma dentro do recipiente.

Em segundo lugar, é verificada quebra de partículas quando o enrocamento é solicitado, o que mostra que as forças de contato entre partículas influenciam ativamente no comportamento mecânico do maciço de enrocamento.

MARSAL (1973) estudou especialmente sobre o modo de transmissão da tensão entre partículas de um maciço, as forças de contato. Esse autor considerou que as partículas se movem como num meio viscoso e seus movimentos são uma consequência de impulsos erráticos transferidos de grão para grão, pelo que as forças de contato devem variar em uma larga gama de valores numa distribuição aleatória. Admitindo distribuições estatísticas normais para as forças de contato, MARSAL (1973) obteve expressões para calcular a força de contato média e o desvio padrão de um conjunto de partículas solicitadas por uma dada tensão. A Tabela 2.3 apresenta as forças de contato médias calculadas por MARSAL para diferentes materiais granulares uniformes solicitados por uma tensão hidrostática de 100 kN/m².

Tabela 2.3 – Força de contato média para diferentes materiais (MARSAL, 1973).

Areia média	1 gf
Cascalho	1 kgf
Enrocamento D=700 mm	1 tf

A partir dos valores calculados por MARSAL (1973), MARANHA & VEIGA PINTO (1977) concluíram que a força de contato média entre partículas, para um dado estado de compactidade, granulometria uniforme e tensão hidrostática de 100 kN/m², obedece a seguinte expressão:

$$\bar{P} = 3,8D^{2,04} \quad (2.7)$$

onde,

—

P = força de contato média entre partículas (gf);

D = diâmetro médio da partícula (mm).

Conforme mostrado na Tab. 2.3, para curvas uniformes com o mesmo grau de compacidade, diâmetros menores se traduzem em menores forças de contato. Porém, conforme Eq. 2.6, partículas de menores diâmetros também significam menores resistência ao esmagamento. Comparando as Equações 2.6 e 2.7, verifica-se que a força de contato média (\bar{P}) varia com o quadrado do diâmetro das partículas e a resistência média ao esmagamento (P_a) é também proporcional à dimensão das partículas, mas para um expoente inferior (< 2), pelo que, com o aumento da dimensão dos fragmentos de rocha, as forças de contato crescem mais que a resistência ao esmagamento (VEIGA PINTO, 1979). Compreende-se deste modo, por qual razão baixos níveis de tensão média podem causar fraturação nos blocos grandes de enrocamento, enquanto que para quebrar partículas de areia é necessária tensão média muitíssimo superior (Fig. 2.8).

Mesmo em condições próximas ao ideal, onde a forma da distribuição granulométrica e dos blocos permite considerar que ao ensaiar uma amostra em laboratório com o mesmo índice de vazios de campo tem-se aproximadamente a mesma densidade relativa, a questão do binômio forças de contato *vs.* resistência a quebra da partícula não fica equacionada. Para minimizar essa questão, VEIGA PINTO (1982) sugeriu que o ideal seria adotar um modelo reduzido com curva paralela a de campo, porém com densidade relativa inferior ao do material a ser simulado. A dificuldade dessa proposição é definir a densidade relativa de campo e qual seria a proporção de redução da D_R do modelo reduzido.

A Fig. 2.8 apresenta as tensões médias necessárias para causar o esmagamento das partículas de uma distribuição uniforme em função do seu diâmetro, determinadas pelas Eq. 2.6 e 2.7. As propriedades de resistência das partículas foram consideradas como: $\eta = 100$ e $\lambda = 1,80$ (referente a amostras de granito são, semi-arredondados). Na Fig. 2.8 verifica-se que é necessária tensão média para esmagar as partículas com diâmetro (D) de 0,2 mm (areia fina) 9 vezes maior do que a tensão média estimada para esmagar partículas com diâmetro de 2.000 mm (2 m); 2 vezes maior para $D = 0,1$ m em relação a $D = 2$ m; 1,7 vezes maior para $D = 0,2$ m em relação a $D = 2$ m.

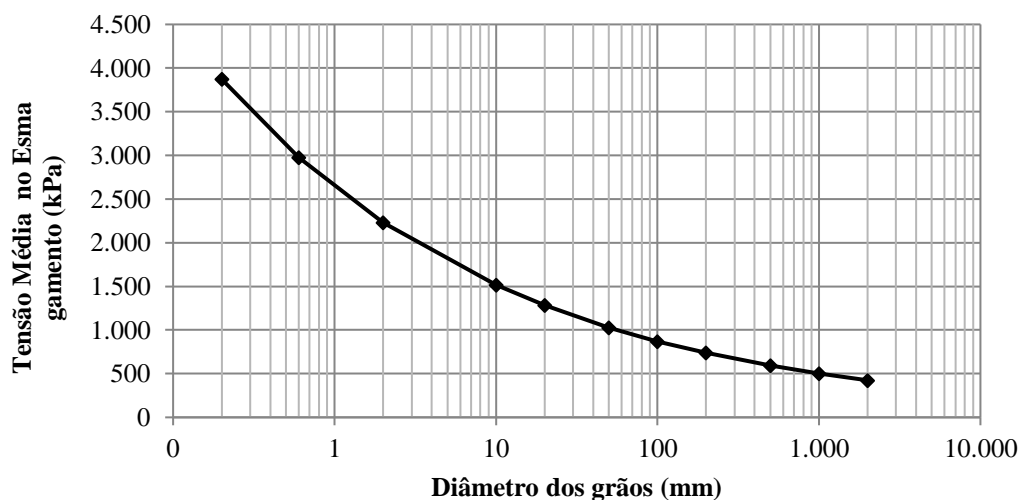


Figura 2.8 – Tensão média estimada para causar esmagamento das partículas de uma distribuição uniforme.

Logo, pode-se inferir, que a modelagem de enrocamentos a partir de distribuições granulométricas paralelas a de campo com as mesmas condições de imbricamento exibe menor fraturação e conseqüentemente menor deformabilidade, do que o material em escala real (falta de similaridade dinâmica).

Para distribuições uniformes, deve-se assumir que sempre haverá esse problema ao tentar modelar copos de prova em uma escala reduzida com o mesmo grau de compactidade do enrocamento de campo (protótipo). O melhor caminho é tentar inferir a magnitude do erro, ensaiando curvas paralelas com diferentes diâmetros máximos de partículas, para assim correlacionar o comportamento do material em escala de laboratório com o comportamento do material em escala de campo (protótipo). Com as técnicas atuais, esse procedimento parece ser mais adequado do que tentar inferir qual densidade relativa aproximará o comportamento do modelo de laboratório ao do protótipo.

Já para distribuições bem graduadas, as forças de contato entre partículas, para um mesmo estado de tensões, são dependentes do arranjo estrutural conseguido com o processo de compactação e são diferentes para cada tamanho de partícula. Essa diferença se deve ao grau de entrosamento entre partículas de diferentes tamanhos que determina a liberdade de movimento entre elas e a quantidade de contatos em cada partícula. Aliado a esses fatos, deve-se compreender que as forças de contato não se distribuem no arranjo estrutural de

forma homogênea e, além de dependerem da magnitude das tensões aplicadas, são fortemente influenciadas pela trajetória de tensões e/ou deformações imposta ao maciço.

MARSAL (1973) apresentou formulação que estabelece o número de contatos de cada partícula de uma determinada distribuição:

$$\bar{N}_C = \sum_{k=1}^l \frac{n_{vk}}{n_v} \cdot \bar{N}_{Ck} \quad (2.8)$$

Já o número médio de contatos é determinado como:

$$\bar{N}_{Ck} = n_S \cdot \pi \cdot d_{nk}^2 \quad (2.9)$$

Essas equações se basearam em observações após percolar líquido contendo corantes por amostras com distribuições bem graduadas e uniformes, o que permitiu visualizar o número de contatos em cada partícula. O número de partículas em um volume específico é determinado pela expressão:

$$n_v = \sum_{k=1}^l n_{vk} = \frac{\pi}{6} \sum_{k=1}^l \frac{V_{Sk}}{C_{fk} \cdot V_T} \cdot \frac{1}{d_{nk}^3} \quad (2.10)$$

O número de partículas em um plano de corte passando pela amostra por unidade de área é dado pela expressão:

$$n_S = \sum_{k=1}^l n_{vk}^{2/3} \quad (2.11)$$

onde,

d_{nK} = diâmetro nominal da partícula de fração K;

\bar{N}_{Ck} = número médio de contatos da partícula de fração K;

\bar{N}_C = número médio de contatos entre partículas de uma distribuição granulométrica;

n_{vK} = número de partículas de fração K por unidade de volume;

n_v = número total de partículas por unidade de volume;

$\frac{V_{Sk}}{V_T}$ = volume de sólidos da fração K por unidade de volume total ($\frac{P_{Sk} \cdot \gamma_d}{P_T \cdot \gamma_S}$);

C_{fK} = coeficiente de forma da fração K;

n_S = número de partículas cortadas por um plano, por unidade de área.

Avaliando a Equação 2.9 conclui-se que, para uma mesma distribuição, quanto maior o diâmetro, maior será o número de contatos da partícula. Se as forças de contato fossem assumidas iguais, quanto maior o diâmetro maior seria a tensão solicitante atuando no plano médio da partícula. Porém, conforme afirmado nos parágrafos anteriores, essas forças não são iguais e tendem a se concentrar em torno dos contatos das partículas maiores. Tal fato pode ser explicado pelo aumento proporcional da resistência da partícula e pela maior restrição ao deslocamento com o crescimento do diâmetro. Outro fato interessante é que as partículas normalmente não rompem devido ao aumento da tensão de compressão ou cisalhante em seu plano médio, mas devido a concentrações de tensões que levam ao esmagamento dos contatos ou até mesmo a ruptura da partícula, ou partes dela, causada pela formação de zonas de tração.

A Equação 2.10 evidencia o aumento potencial do número de partículas, e consequentemente o número de contatos, com a diminuição do diâmetro máximo para uma mesma forma de distribuição granulométrica. Já a mudança de forma da distribuição, curva bem distribuída para uniforme, mantendo o diâmetro máximo, causa a diminuição do número total de partículas e aumento das forças de contato.

Essas observações permitem afirmar que para obter o comportamento de enrocamentos em escala de campo a partir da modelagem de corpos de prova em escala de laboratório deve-se obter uma distribuição granulométrica que reproduza a mesma correlação entre forças de contato *vs.* resistência das partículas para o mesmo grau de liberdade de movimento entre partículas. Como os modelos probabilísticos desenvolvidos para quantificar as forças de contato em diferentes arranjos estruturais não conseguem abranger toda complexidade entorno dessa determinação e ainda existe uma grande dificuldade em desenvolver modelos físicos que permitam estudar o problema, pouca evolução prática foi verificada nesse tema nos últimos anos.

Como comparações entre forças de contato desenvolvidas em diferentes arranjos estruturais com o comportamento dos enrocamentos são demasiadamente complexas e de difícil comprovação, pode-se optar por uma correlação mais simplificada entre o número de partículas existentes no plano de distribuição das tensões médias (n_{Sk}) e o fator de resistência de cada partícula (P_a). Tal correlação foi chamada de fator de resistência (F_R) de uma distribuição e, apesar de seu elevado grau de simplificação, não leva em consideração o

número de contatos de cada partícula, concentração de tensões e a existente de partículas inertes, fornece uma razoável noção de como mudanças na forma da distribuição granulométrica afetam o comportamento mecânico dos enrocamentos. O fator de resistência (F_R) é determinado pela seguinte expressão:

$$F_R = \sum_{k=1}^l n_{vk}^{2/3} \cdot P_{ak} \quad (2.12)$$

onde,

P_{ak} = resistência média ao esmagamento de partícula de fração k.

Para distribuições não uniformes, vários trabalhos foram publicados com o objetivo de avaliar de forma empírica a distribuição granulométrica e os diâmetros máximos e mínimos das partículas a serem considerados na tentativa de representar o comportamento de enrocamentos na escala de campo. Alguns trabalhos utilizaram curvas paralelas ao protótipo, limitando a quantidade de finos. Já outros adotaram curvas truncadas (recomendando que o diâmetro de inflexão seja superior a D_{60}) que conduzem a amostras mais uniformes. A análise desses ensaios mostra que enrocamentos, com estados de compacidades semelhantes, constituídas de fragmentos rochosos de elevada resistência, não apresentam diferenças significativas em seu comportamento quando modelados com distribuições paralelas ou truncadas. Esse comportamento foi correlacionado a baixa quebra das partículas em ambas as situações, sendo o fator dominante para seu comportamento o grau de imbricamento entre partículas. Porém, são nos casos em se observa maiores quebras de partículas que a escolha da forma da distribuição torna-se mais relevante.

A retirada de finos (partículas com diâmetro de areia $D < 2$ mm) em amostras modeladas em laboratório para aumentar as forças de contato durante o carregamento, bem como sua inclusão em enrocamentos na escala de campo para diminuir a quebra das partículas, é uma técnica há bastante tempo difundida. Destaca-se o trabalho de ZELLER *et al.* (1957, *apud* VEIGA PINTO, 1982), que ao adotar curva paralela a do protótipo verificou que os resultados de ensaios poderiam ser influenciados pela preponderância de finos, logo, preferiu adotar curvas bem distribuídas entre a quantidade máxima de finos permitida (10%) e vários diâmetros máximo possíveis de serem ensaiados, construindo assim curvas características

entre a tensão de ruptura do ensaio triaxial e a porosidade das amostras, em função dos diâmetros máximo das amostras.

Avaliando os índices de vazios mínimos encontrados para enrocamentos compactados e seus respectivos comportamentos quando solicitados, pode-se inferir que para distribuições granulométricas bem graduadas a porcentagem máxima de finos ($D < 2 \text{ mm}$) permitida para que o mesmo não passe a influenciar significativamente o comportamento do material é de 10%, enquanto para amostras uniformes essa porcentagem é de 30%. Para porcentagens menores do que as citadas, quando não há segregação, os finos podem ser considerados de pouca influência. Esse tema será melhor discutido no Item 2.2.3.4 desse trabalho.

VEIGA PINTO *et al.* (1988) preconizaram que amostras bem graduadas devem apresentar $C_u > 10$, para que se possibilite redução da deformação do aterro e, conseqüentemente, os movimentos da face de concreto à montante. Porém, em muitos casos, o coeficiente de uniformidade não consegue representar bem a forma da distribuição e conseqüentemente o comportamento mecânico do material quando solicitado.

Para o caso de aterros, FUMAGALLI (1969) sugere a adoção de materiais de enrocamento bem graduados em vez de uniformes, porque:

- Permitem obter, para igual energia de compactação, menor índice de vazios;
- Fornecem valores mais elevados de módulo de deformabilidade e conseqüentemente menores recalques;
- Apresentam uma curva regular em termos de tensão-deformação;
- Permitem reduzir o fraturamento do material.

2.2.3.3. Adição de água

A adição de água no enrocamento pode causar deformações imediatas significativas, cuja magnitude vai depender da resistência da rocha (tipo de rocha e mineralogia), tamanho e forma das partículas, distribuição granulométrica, imbricamento e magnitude das tensões aplicadas (forças de contato). Esse comportamento, designado colapso, tem sido observado em diversos maciços de enrocamento. A instrumentação de barragens de enrocamento com núcleo central tem confirmado esse comportamento, indicando acréscimo de deformações com o enchimento (DIAS, 2001).

A princípio, acreditava-se que o colapso do enrocamento se dava pela lubrificação dos contatos das partículas permitindo assim a ocorrência de deslocamentos. Posteriormente, TERZAGHI (1960) afirmou que os recalques por saturação, em enrocamento, ocorriam devido à perda de resistência da rocha quando saturada. Com o objetivo de diminuir esse efeito no decorrer da vida útil do barramento, Terzagui sugeriu a molhagem inicial dos maciços de enrocamento. Esse procedimento aceleraria a fragmentação dos blocos, devido ao enfraquecimento de seus contatos, diminuindo os recalques subseqüentes.

Para a verificação de que o colapso ocorre devido à quebra de contatos entre as partículas, SOWERS *et al.* (1965) realizaram ensaios de compressão em rochas intactas, carregadas nas extremidades que apresentam formas pontiagudas. As amostras estavam inicialmente secas e, imediatamente após a molhagem, as extremidades começaram a soltar lascas, rompendo-se totalmente em seguida. Os autores concluíram então, que a água penetra nas micro-fissuras produzidas em zonas de altas tensões, causando um aumento local nessas tensões e posteriormente a ruptura.

O colapso pode estar associado ainda à presença de argilominerais expansivos na composição da rocha. A presença de água causa expansão nesses argilominerais, o que leva a propagação de fissuras e fragmentação das partículas (FRAZÃO & CARUZO, 1983).

Nos enrocamentos, o colapso está associado à quebra e esmagamento dos contatos entre as partículas ou até mesmo à quebra da própria partícula, enquanto que nos solos, o colapso se dá pela destruição do arranjo estrutural. Por esse motivo, o colapso de um enrocamento, devido à molhagem, será tanto maior quanto maior for o carregamento aplicado (SABOYA JR., 1993).

NOBARI & DUNCAN (1972), investigando a compressibilidade dos enrocamentos, chegaram à interessante conclusão com relação à saturação:

- A quantidade de partículas menores que a fração silte, não mostrou nenhuma influência no colapso;
- O colapso decresce com o aumento da densidade inicial;
- O colapso aumenta com o aumento da tensão axial;
- O colapso decresce com o aumento da umidade inicial;

- Amostras bem graduadas, com o mesmo tipo de rocha e densidade relativa, sofrem menos colapso do que materiais uniformes. Materiais bem graduados experimentam menores forças no contato, devido à melhor distribuição das tensões;
- Partículas mais resistentes sofrem menores colapsos sob uma mesma tensão.

Uma maneira de reduzir a magnitude do colapso é adicionar água ao material durante o processo de compactação das camadas de enrocamento. A água reduz a resistência dos contatos que sob elevadas tensões provocadas pelo processo de compactação se quebram, permitindo o rearranjo das partículas para configurações cujas tensões de contato são menores. Segundo VEIGA PINTO (1983), o volume ótimo de água para o umedecimento do enrocamento depende da capacidade de absorção de água pela rocha. Na prática, tem-se utilizado valores da ordem de 150 a 300 litros de água por m³ de enrocamento.

MARANHA DAS NEVES & VEIGA PINTO (1990), ao ensaiar enrocamentos constituídos de rochas de diferentes resistências, concluíram que o colapso é mais importante em enrocamentos de baixa resistência e que se obtêm assentamentos finais iguais se as amostras são saturadas antes da aplicação de cargas ou se são ensaiadas secas e depois saturadas. Essas mesmas observações foram confirmadas por outros autores e são de grande interesse na previsão de deslocamentos a partir de análises numéricas calibradas com parâmetros obtidos de ensaios. Para se determinar a magnitude do colapso em qualquer estado de tensão basta ensaiar uma amostra seca e outra saturada com a trajetória de tensão que melhor represente o carregamento da obra. No entanto, pesquisas bem documentadas mostram que essa generalização não se aplica em todos os casos, conforme será apresentado no Item 2.5.3 (O colapso).

Nos últimos anos, pesquisas mostraram que o colapso dos enrocamentos não está relacionado diretamente à saturação do conjunto, vazios do enrocamentos e poros da rocha. Mas que a capacidade de absorção das partículas constituintes do enrocamento pode ser o parâmetro que melhor se relaciona com a magnitude do colapso. Segundo CEA & OLALLA (1993), em níveis de absorção das partículas inferiores a 1%, a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos é pouco afetada pela adição de água.

OLDECOP (2000, 2001) mostrou que, para que ocorra colapso, é suficiente saturar os blocos de rocha. Isto é, a saturação dos blocos de rocha produz o mesmo efeito de colapso do que a inundação de enrocamento (preenchimento dos seus vazios com água).

A adição de água no enrocamento pode levar a redução da resistência ao cisalhamento pela diminuição da resistência das pontas dos blocos, embora esse efeito e sua magnitude sejam mais evidentes para alguns tipos de rocha.

CRUZ *et al.* (2009) resumiram as conclusões de diversos autores, dentre eles TERZAGHI (1960), a respeito de experiências de campo e ensaios realizados com rochas secas, úmidas e saturadas:

- A água não atua como lubrificante nos contatos rochosos;
- Enrocamentos úmidos e saturados têm o mesmo ângulo de atrito;
- A presença da água enfraquece a rocha e as deformações aumentam pela quebra e pelo esmagamento das partículas.

2.2.3.4. Inclusão de finos

Uma das tendências na construção de barragens de enrocamento é a utilização de mistura de solos de tal modo que o respectivo comportamento, do ponto de vista da deformabilidade, permita uma uniformização de esforços no interior da barragem. A inclusão de solos finos nos vazios existentes nos compostos de enrocamento reduz substancialmente a quebra das partículas, assim como os valores do ângulo de atrito (VEIGA PINTO, 1979).

PENMAN (1971) e PENMAN & CHARLES (1973) apresentaram estudos que sugerem que a quantidade de finos deve ser limitada de modo que o valor da permeabilidade do enrocamento *in situ* não ultrapasse o valor de 1×10^{-3} cm/s, para evitar a geração de poro-pressão ao longo do processo construtivo do aterro. O aceite de tal consideração permitiria o uso pleno de água na melhoria da trabalhabilidade do material na obra, com a certeza de que o excesso poderia ser drenado com segurança. Se a permeabilidade fosse menor, o aterro deveria vir a ser considerado como se composto de solo em vez de enrocamento.

MARSAL & ROSA (1976) estudaram a influência da inclusão de finos no comportamento dos enrocamentos e suas principais conclusões a partir de ensaios em amostras bem graduadas estão descritas a seguir:

- O efeito mais apreciável da inclusão de finos é a redução do índice de vazios, o que altera apreciavelmente as propriedades mecânicas;
- A inclusão de solos finos reduz a fraturação das partículas;
- Para misturas com porcentagem de areia de 30 a 40%, verificou-se deformabilidade mínima;
- Misturas de enrocamento com solos plásticos apresentaram deformações maiores do que amostras de enrocamento limpo;
- Para misturas de enrocamento e areia com porcentagens de areia menores que 30%, o ângulo de atrito aproxima-se ao do enrocamento limpo, para porcentagens acima de 50% esse ângulo aproxima-se ao da areia e para valores intermediários foram observados os maiores valores para o ângulo de atrito.
- A contaminação do enrocamento com silte ou argila reduz substancialmente os valores do ângulo de atrito. Para mistura com 10% de silte, foi verificada redução de 5° em relação à amostra limpa.

2.2.3.5. Fator de escala (FE)

Segundo MAIA (2001), devido às dimensões das partículas, os materiais de enrocamento não podem ser ensaiados no laboratório utilizando corpos de prova em escala real (natural). Assim, faz-se necessário à adoção de corpos de prova e partículas com dimensões reduzidas. A questão básica é a representatividade do comportamento mecânico do modelo reduzido no laboratório.

Conforme apresentado no Item 2.2.3.2. (distribuição granulométrica), a redução do diâmetro das partículas, para o mesmo grau de compactação e forma da distribuição granulométrica, significa diminuição das forças de contato e conseqüentemente menor índice de quebra para o mesmo estado de tensão aplicado (efeito de escala da granulometria - ESG). Logo, é comum recorrer-se à dimensão máxima das partículas possível de ser ensaiada. Para tanto, utiliza-se relações, sugeridas pela literatura, entre a dimensão mínima do corpo de prova “d” e a

dimensão máxima das partículas D_{max} (Tab. 2.4), efeito de escala do equipamento (ESE). As relações sugeridas por PENMAN (1971) são as mais utilizadas na prática (PARKIN, 1990a).

A determinação da relação d/D_{max} é de grande importância para estabelecer a representatividade da amostra ensaiada, pois existe um limite mínimo para o qual o ensaio passa a não representar o enrocamento como meio granular, mas a ser influenciado pelas características das partículas de rocha individualmente (Efeito de Escala do Equipamento - ESE).

Tabela 2.4 - Valores recomendados para a relação d/D_{max} .

Autor	Amostras Uniformes	Amostras Graduadas
HOLTZ & GIBBS (1956)	20	6
MARSAL (1965)	11	4
INDRARATNA <i>et al.</i> (1993)	12	8
FUMAGALLI (1969)	20	5
MARACHI <i>et al.</i> (1969)	-	6
PENMAN (1971)	6	4
VEIGA PINTO (1983)	10	6

VEIGA PINTO (1982) procurou definir os efeitos da modelagem nas propriedades mecânicas, destacando que a utilização de granulometrias com diâmetro máximo das partículas superior a 50 mm permite obter características tensão vs. deformação e de resistência próximas as do enrocamento em escala real.

Os modelos físicos em escala reduzida representam uma simplificação da realidade utilizados para prever algumas características físicas do protótipo. Para que essa previsão do comportamento do protótipo (enrocamento de campo) a partir de ensaios em modelos reduzidos (enrocamento de laboratório) seja coerente deve-se haver semelhança física entre eles, ou seja, deve-se existir uma razão constante (escala) entre todas as grandezas observadas no modelo e as grandezas homólogas do protótipo. A semelhança física é satisfeita pelas seguintes condições:

- Similaridade geométrica: O modelo e o protótipo devem ser geometricamente semelhantes, ou seja, deve ser possível a definição de escala de dimensões (comprimentos, ângulos, diâmetros, etc);
- Similaridade cinemática: Os deslocamentos têm padrões e direções semelhantes entre modelo e protótipo e se diferem apenas por um fator de escala constante;
- Similaridade dinâmica: Compatibilidade da resistência e da deformabilidade, ocorre quando em volumes correspondentes, atuam forças em direções correspondentes e módulos proporcionais (escala de massas, forças e resistências);

Em termos aplicados ao estudo de enrocamentos, pode-se entender que a similaridade geométrica é mantida quando a forma da distribuição granulométrica é semelhante entre o modelo e o protótipo (Curvas paralelas). A similaridade cinemática é garantida pela consideração de que é possível simular em laboratório as mesmas trajetórias de tensões e deformações, com a mesma liberdade para deslocamentos das partículas (similaridade do arranjo estrutural), observadas em campo. No entanto, tem-se dificuldades práticas em manter a similaridade dinâmica entre o modelo e protótipo de enrocamentos, uma vez que os modelos reduzidos, mesmo adotando curvas paralelas, não mantém a proporcionalidade entre forças de contato e resistência das partículas do protótipo, conforme amplamente discutido nos Itens 2.2.2.3 (Tamanho das partículas) e 2.2.3.2 (Distribuição granulométrica).

Como discutido no Item 2.2.3.2, a própria similaridade geométrica do modelo reduzido que utiliza curvas granulométricas paralelas a do protótipo pode ser, em tese, questionada, pois verifica-se na prática que na maioria dos casos modelados, principalmente relacionados a enrocamentos bem distribuídos, o arranjo estrutural das partículas é diferente entre o modelo e o protótipo. Tal afirmação fica bem evidente na tentativa de obter o mesmo índice de vazios na compactação de curvas paralelas. A tendência é que o modelo reduzido, compactado com curva paralela (similaridade geométrica) e com mesmo índice de vazios de campo, apresente comportamento mais rígido do que o protótipo, isso devido principalmente a menor quebra de partículas esperada no modelo.

Para manter a representatividade do comportamento mecânico do protótipo em escala real, o modelo reduzido deve manter a mesma relação forças de contato vs. resistência das partículas (similaridade dinâmica) com a mesma liberdade de movimento entre partículas

(imbricamento) do protótipo (similaridade do arranjo estrutural). Alguns fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos se destacam na tentativa de manter essa relação e são apresentados na Fig. 2.9.

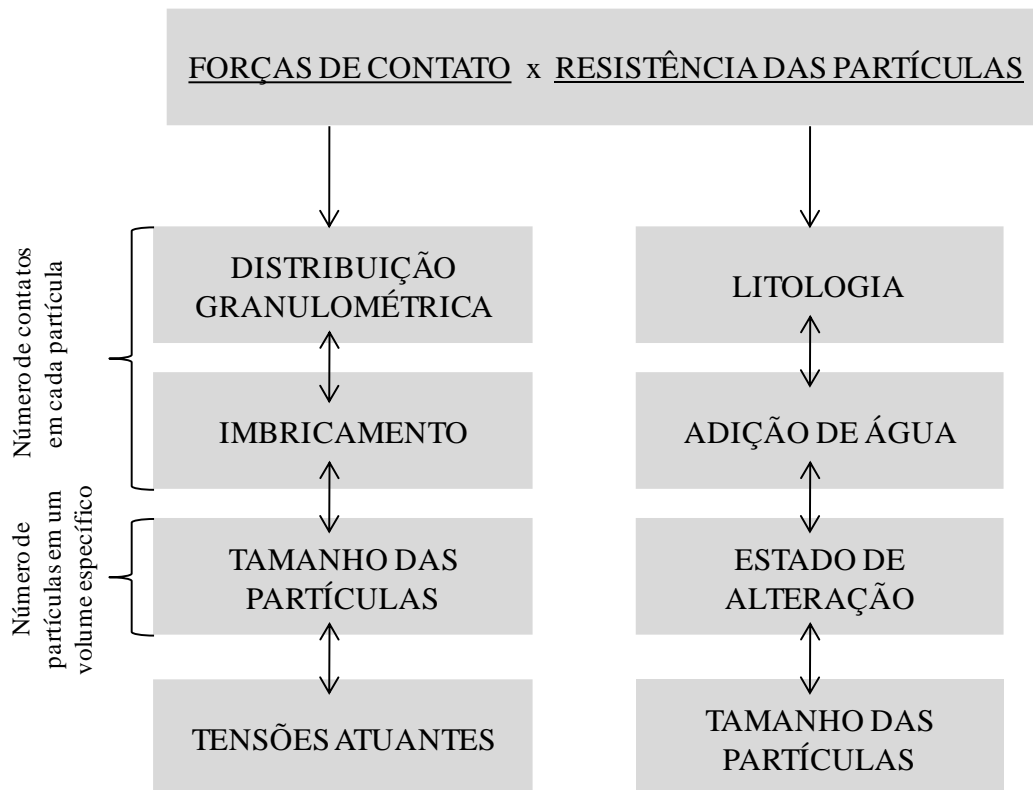


Figura 2.9 – Fatores a serem observados na modelagem de enrocamentos em escala reduzida.

Pode-se resumir o que já foi apresentado sobre a influência dos fatores mais difíceis de serem reproduzidos em amostras em escala de laboratório, efeito de escala da granulometria (ESG), no comportamento mecânico dos enrocamentos:

- **Distribuição Granulométrica:** para distribuições paralelas com o mesmo material, o aumento do tamanho das partículas diminui o número de contatos entre elas, aumentando a força de contato para a mesma tensão média e conseqüentemente a quebra de partículas. Distribuições uniformes ou truncadas apresentam menor número de contatos do que distribuições bem graduadas para o mesmo material e tamanho máximo das partículas, logo, apresentam maior força de contato para a mesma tensão média e conseqüentemente maior quebra;

- Imbricamento: para uma mesma distribuição granulométrica, material e tensão média, amostras com maior índice de vazios inicial apresentam menor número de contatos entre partículas do que amostras com menor índice de vazios, conseqüentemente maior força atuante entre contatos e maior quebra de partículas. Distribuições granulométricas paralelas com o mesmo índice de vazios, nem sempre apresentam a mesma densidade relativa, pois depende da correta representatividade da forma e do arranjo das partículas no modelo reduzido;
- Tamanho das partículas: partículas maiores apresentam resistência ao esmagamento maior, porém as forças de contato crescem mais do que a resistência ao esmagamento.

Na modelagem de corpos de prova, fatores como litologia, estado de alteração, adição de água e tensões atuantes são passíveis de serem simulados com razoável representatividade. Porém, é na tentativa de obter, para o diâmetro máximo possível de ser ensaiado, a distribuição granulométrica e o estado de compacidade que representem o binômio forças de contato vs. resistência das partículas, para o mesmo grau de liberdade de movimento entre partículas, que se encontram as maiores dificuldades:

- Primeiro porque ao adotar distribuições com diâmetro máximo reduzido, se comparado ao material em escala de campo, existe a necessidade de alterar a forma da distribuição granulométrica (perda da similaridade geométrica; fator de escala não é constante para todas as faixas granulométricas) para representar o mesmo comportamento de quebra de partículas, conseqüentemente de deformabilidade do material (manutenção da similaridade cinemática e dinâmica), observado *in situ*. No entanto, ainda não foi possível estabelecer de forma prática em que medida essa alteração da curva granulométrica afeta as forças de contato e a liberdade de movimento entre partículas. Nesse sentido, algumas pesquisas têm adotado curvas com coeficiente de uniformidade próximo ao adotado em campo, mas limitando a quantidade de finos na amostra. Porém, a escolha da forma da distribuição ainda se faz de maneira empírica, não existindo estudos conclusivos sobre um método para definir a distribuição granulométrica mais representativa;
- Segundo, é difícil estabelecer a densidade relativa do aterro em escala de campo, parâmetro que melhor representa o arranjo da estrutura granular. Não é prática comum utilizar aterros experimentais para determinar a densidade máxima alcançada pelo enrocamento para uma certa energia aplicada. Aliado a esse fato, pouco avanço tem sido

feito na tentativa de estabelecer correlações entre o método de compactação adotado no laboratório com aquele adotado no campo. Outra dificuldade está no fato de não existir ensaios padronizados para determinar as densidades máximas e mínimas em laboratório, o que dificulta a comparação entre resultados de ensaios, bem como sua correlação com o comportamento do material em campo.

Duas metodologias ainda são as mais utilizadas para modelagem de corpos de prova em escala reduzida. Uma com curva granulométrica paralela à do material de campo e outra com curva granulométrica truncada, ou seja, com substituição da fração mais grossa, de dimensão superior a que se pode utilizar em laboratório, por material de fração mais fina, com menor dimensão. A metodologia mais utilizada é a da curva paralela. A curva truncada só é utilizada quando a curva paralela mostra presença significativa de finos, o que pode interferir no comportamento do material (PARKIN, 1990a).

Sobre o estado de compacidade, apesar da maioria dos autores concordarem que a densidade relativa é o melhor parâmetro de comparação, a falta de ensaios padronizados dificultou o desenvolvimento de correlações quantitativas desse parâmetro com o comportamento mecânico dos enrocamentos. Muitos autores simplificaram o problema ao assumiram que ao ensaiar curvas paralelas ou truncadas com o mesmo índice de vazios do material de campo os resultados são semelhantes. Como amplamente discutido nesse trabalho, essa última afirmação não possui respaldo teórico e prático.

2.2.4. Procedimentos de ensaio

2.2.4.1. Trajetória das tensões aplicadas à amostra

A trajetória de tensões imposta a uma camada de enrocamento durante sua construção e vida útil depende não só da geometria do aterro e do vale, mas também do comportamento tensão vs. deformação do material. Por sua vez, o comportamento tensão vs. deformação é relacionado com a distribuição granulométrica, o estado de compacidade e a susceptibilidade ao fraturamento das partículas.

SAYÃO & CASTRO (1998) apresentaram uma metodologia para determinar a trajetória de tensões em um aterro com razoável precisão. O primeiro passo é obter os parâmetros dos

materiais por meio de ensaios convencionais. A partir desses parâmetros é possível simular numericamente as etapas construtivas do aterro e determinar a trajetória de tensões em cada material de interesse. Por meio de novos ensaios, simula-se a trajetória de tensão definida no modelo numérico, obtendo dessa forma o comportamento tensão *vs.* deformação que mais se aproxima da condição de campo. Essa metodologia apresenta duas dificuldades práticas: a primeira está relacionada a quantidade de ensaios, pois são necessárias duas campanhas com o mesmo material; e a segunda está no fato de garantir que o material ensaiado em laboratório representa as condições do material em campo.

A comparação de parâmetros obtidos em diferentes tipos de ensaios só é adequada para o mesmo nível de tensão, que corresponde à intersecção das trajetórias de tensão obtidas nos ensaios.

2.2.4.2. Trajetória das deformações aplicada à amostra

MARACHI *et al.* (1969) mostraram que as amostras de material granular denso e sob baixas tensões cisalhantes exibem as seguintes diferenças, quando ensaiadas em câmaras de deformação plana, em comparação às triaxiais:

- Maior resistência ao cisalhamento;
- Módulo de elasticidade inicial mais elevado;
- Menor deformação axial na ruptura;
- Menor dilatação volumétrica;
- Igual resistência ao cisalhamento residual.

As mesmas diferenças foram observadas por diversos autores ao comparar o comportamento de ensaios de cisalhamento direto com ensaios triaxiais axissimétrico.

CEA (1998) pressupõe que os maiores valores de resistência obtidos no cisalhamento direto em comparação aos obtidos nos ensaios triaxiais podem ser explicados pela maior dilatação observada nos ensaios de cisalhamento direto. Esse mesmo comportamento foi verificado por MAIA (2001) ensaiando enrocamentos de basalto e granito.

VEIGA PINTO (1983) observou que amostras ensaiadas com partículas menores do que as do protótipo conduzem a maiores ângulos de atrito. Ele chegou a essa conclusão ao ensaiar

amostras de mesmo material, com curvas paralelas e com diâmetro máximo de 50 e 19 mm, onde verificou redução de 4° no ângulo de atrito interno.

Em alguns casos é possível simular o comportamento tensão *vs.* deformação de enrocamentos a partir de ensaios de compressão unidimensional. No entanto, fatores como a presença de núcleo argiloso e carregamento da laje de concreto a montante, devido ao enchimento do reservatório, causam mudanças na trajetória das tensões e deformações principais o que pode levar a diferenças significativas nas previsões (PENMAN *et al.*, 1971; CHARLES, 1976). Porém, esse ainda continua sendo o mais usual dos ensaios por ser executado com equipamento mais simples, permitir maiores diâmetros das partículas, bem como a avaliação da mudança de comportamento para diferentes estados de tensões e do efeito causado pelo aumento de umidade da amostra (CHARLES, 1990b).

Além do que, vários autores frisaram que, quanto a questão da deformabilidade, ensaios triaxiais conduzem a valores bastante superiores aos que são observados em aterros reais, devido à elevada expansão lateral da amostra (FUMAGALLI, 1969; VEIGA PINTO, 1983). Tal fato pode estar relacionada a uma possível perda de estabilidade lateral do compósito de partículas, sem necessariamente ter atingido a ruptura da amostra por cisalhamento, mas sim a ruptura da partícula e o efeito de expulsão que as partículas da face do corpo de prova sofrem devido a rápida liberação de energia. Isso é evidenciado no acompanhamento de ensaios de compressão unidimensional, onde a amostra encontra-se confinada, e é possível ouvir o barulho do choque das partículas que se quebram com as paredes da câmara.

FUMAGALLI (1969) considerou ainda que ensaios realizados em câmaras de compressão unidimensional resultariam em resultados mais realistas, desde que se pudesse minimizar o efeito do atrito do material com as paredes dessa câmara.

Para estudar o efeito desse atrito, pesquisas tem sido feitas com diferentes câmaras de compressão unidimensional, destacando-se as câmaras de cilindro rígido e de cilindro que se deforma em conjunto com a amostra.

2.2.4.3. Velocidade de deformação ao cisalhamento

A velocidade de deformação empregue em laboratório, em condições de livre drenagem, não afeta significativamente as características mecânicas dos materiais granulares (HOLTZ & GIBBS, 1956).

2.3. COMPACTAÇÃO DE ENROCAMENTOS

Um material pode ser compactado de diversas maneiras e em cada uma se obterá resultado diferente. Por outro lado, uma mesma forma de compactação dará resultados distintos se aplicada a diversos tipos de material. Logo, o resultado do processo de compactação depende de vários fatores, dentre eles pode-se destacar o tipo de material, sua distribuição granulométrica e o método de compactação (RICO & CASTILLO, 1976). Os principais fatores que regem o processo de compactação estão relacionados a seguir:

- Natureza do material e sua distribuição granulométrica: solos coesivos, solos não coesivos, enrocamentos, misturas com estabilizantes, etc;
- O método de compactação: resulta em diferenças na estrutura do material compactado e em consequência em suas propriedades;
- A energia específica: energia aplicada ao material por unidade de volume, durante um processo mecânico;
- A quantidade de água no material: fator importante tanto para os solos quanto para enrocamentos constituídos de partículas com baixa resistência mecânica;
- A umidade natural do material;
- A temperatura: excesso de temperatura pode causar a evaporação da água incorporada no material;
- Espessura das camadas;
- Número de passadas do equipamento sobre cada ponto.

A energia requerida para o processo de compactação no campo pode ser aplicada por amassamento, pressão, impacto, vibração e por métodos mistos, que se diferenciam pela natureza dos esforços e a duração dos mesmos.

- i. Compactação por amassamento: rolos pé-de-carneiro.

Estes compactadores concentram seu peso sobre uma superfície relativa pequena, exercendo pressões estáticas muito grandes nos pontos em que as mencionadas protuberâncias penetram no solo (entre 8 e 55 kg/cm²). Conforme se vão dando passadas o material vai se compactando, e as patas se aprofundam cada vez menos no solo, até o momento onde não se produz nenhuma compactação adicional. A ação do rolo pé-de-carneiro é tal que a compactação ocorre de maneira progressiva de baixo para cima, ou seja, da camada mais inferior nas primeiras passadas do rolo para as camadas superiores.

ii. Compactação por pressão: rolos lisos e pneumáticos.

Os rolos lisos têm um campo de aplicação restrito aos materiais que não requerem concentrações elevadas de pressão, por não formarem grumos e não necessitarem de serem desagregados; em geral são areias e pedregulhos relativamente limpos. Também é muito utilizado para dar acabamento à superfície superior de camadas acabadas. O efeito de compactação dos rolos lisos é reduzido consideravelmente à medida que aumenta a espessura de camada a ser compactada, pois o efeito de compactação se produz de cima para baixo. A pressão aplicada pelo rolo liso pode ser dissipada em até 60% a 20 cm de profundidade e até 80% a 40 cm, dependendo das características do material compactado.

A ação compactadora dos rolos pneumáticos tem lugar fundamentalmente pela pressão que transmitem a camada de solo lançado, pois estes rolos produzem também certo efeito de amassamento que causa grandes deformações angulares pelas irregularidades dos pneus. Este efeito ocorre em uma escala muito menor que os rolos pé-de-carneiro, por ter certa importância, sobre a porção mais superficial da camada compactada. O rolo aplica a superfície da camada praticamente a mesma pressão dos pneus, descontados pequenos efeitos de rigidez dos mesmos.

iii. Compactação por impactos.

Esse procedimento pode ser caracterizado pela curta duração na transmissão dos esforços. Os compactadores podem ser desde tipos mais elementares, de queda livre e acionados a mão, até aparatos mais complicados movidos por compressão pneumática e por combustão interna.

iv. Compactação por vibração.

Para a compactação por vibração se utiliza um mecanismo de massa desbalanceada do tipo hidráulico-pulsativo, que proporciona efeito vibratório ao elemento compactador.

A frequência de vibração tem grande influência no processo de compactação. Ensaio mostram que para o solo, o intervalo de variação ótima pode estar compreendido entre 0,5 e 1,5 vezes sua frequência natural; o que leva a equipamentos com frequência de 1.500 (25 Hz) a 2.000 (33 Hz) ciclos por minuto (cpm). No entanto, a frequência de ressonância varia com o processo de compactação, aumentando a medida que o material se densifica. Ressalta-se ainda que a frequência deve ser ajustada ao diâmetro máximo das partículas. Existem no mercado equipamentos comerciais, principalmente placas vibratórias, cuja frequência alcança 90 Hz (5400 ciclos por minuto).

Os fatores que influenciam no rendimento dos equipamentos vibratórios são:

- A frequência, isto é, número de revoluções por minuto do oscilador;
- A amplitude, geralmente medido por uma distância vertical em todos os equipamentos comerciais;
- O empuxo dinâmico que se gera em cada impulso do oscilador;
- A carga morta, ou seja, o peso do equipamento de compactação, se considerado o oscilador propriamente dito;
- A forma e tamanho da área de contato do vibrador com o material compactado;
- A estabilidade da máquina.

Os rolos vibratórios são de grande eficiência na compactação de materiais não coesivos, sendo as principais características inerentes a esse processo descritas a seguir:

- A vibração possibilita trabalhar com camadas de maiores espessuras, podendo compactar camadas de areia de até 1,5 m e até 2,0 m para enrocamentos. Para a mesma espessura de camada e número de passadas, são relatados ensaios de compactação de enrocamentos ($D_{\max} = 60$ cm e espessura da camada igual a 90 cm) cuja eficiência do processo compactação com vibração chega a ser 5 vezes maior do que processos sem vibração;
- A compactação eficiente combina sempre pressão com vibração. A vibração reduz, por instantes, o atrito interna dos grãos e a pressão vence essa parcela restante de atrito, causando deslocamento e conseqüente aumento do imbricamento das partículas. A

aplicação apenas de pressão, aumenta os esforços (normais e cisalhantes) entre partículas e por consequência a parcela referente ao atrito, o que dificulta o movimento entre elas;

- A vibração combinada com a pressão proporciona um rearranjo progressivo das partículas, o que explica, em parte, a necessidade da repetição de carga (número de passadas) na operação de compactação.
- A vibração pode produzir uma segregação vertical quando há excesso de finos. As partículas finas tendem a descer pelos vazios deixados pelas partículas maiores no momento da vibração; este problema é pouco acentuado com materiais com curvas granulométricas bem distribuídas;
- Quanto mais uniformes forem as areias ou pedregulhos, mais difícil será compactar intensamente a parte superior do material. Uma espessura da ordem de 10 cm tenderá a ter uma compacidade menor do que zonas mais profundas. Se sobre a camada compactada vier outra, a compactação da última adensará o trecho com baixa compacidade da primeira;
- Quando se aumenta a frequência, há um ganho de eficiência no processo de compactação, esse ganho é mais evidente até a faixa da frequência de ressonância do material compactado; após essa faixa, o ganho passa a ser mínimo;
- O aumento da amplitude da vibração possui efeito considerável na densificação de materiais sem coesão, sendo preferível aumentar a amplitude, do que a frequência, quando se deseja mais eficiência no processo de compactação;
- A pressão dinâmica se dissipa com a profundidade, sendo registrados casos de ensaios em que a pressão sobre uma camada de areia a 10 cm da superfície chega a ser 5 vezes maior do que a pressão em uma camada a 60 cm de profundidade.

Na compactação dos enrocamentos, com a mesma energia, o material bem graduado adquire peso específico maior que o uniforme. Nesses materiais, deve-se evitar a segregação dos fragmentos durante as manobras de transporte, limitando a altura de queda e a distância de espalhamento.

2.3.1. Compactação em laboratório

Na tentativa de representar em laboratório a estrutura e demais características dos materiais compactados no campo, várias técnicas de ensaios de compactação foram desenvolvidas, podendo ser divididas em dinâmicas, por amassamento, por vibração e especiais.

O ensaio dinâmico mais conhecido foi o elaborado por Proctor, que consiste na compactação do solo em camadas no interior de um molde metálico cilíndrico. A energia específica aplicada nesse ensaio pode ser calculada pela expressão descrita a seguir:

$$E_e = \frac{N \cdot n \cdot W \cdot h}{V} \quad (2.13)$$

Onde,

E_e = energia específica (energia por volume);

N = número de golpes por camada de solo no molde de compactação;

n = número de camadas;

W = peso do pistão;

h = altura de queda do pistão;

V = volume total do molde de compactação, igual ao volume total de solo compactado.

As energias padronizadas pelos ensaios de Proctor Normal, Intermediário e Modificado, são apresentadas na Tab.2.5.

Tabela 2.5 – Energias padronizadas nos ensaios de Proctor.

Ensaio	Energia (kN.m/m³)
Proctor Normal	590
Proctor Intermediário	1.290
Proctor Modificado	2.690

Os ensaios por vibração estudam o efeito da frequência, da amplitude e aceleração da mesa vibratória, da sobrecarga, da granulometria do solo e da quantidade de água, na determinação da estrutura e comportamento de solos arenosos.

RICO & CASTILLO (1976) ressaltam que a forma e as dimensões do compactador interferem na eficiência da compactação com vibração, e que ensaios em laboratório com placas vibratórias pequenas alcançaram densidades maiores do que ensaios realizados com placas grandes. Tal fato pode estar relacionado à relação tamanho do molde de compactação vs. tamanho da placa vibratória, pois com placas com dimensões próximas ao do molde, predominam a transferência, ao material compactado, de esforços de compressão em detrimento a esforços cisalhantes que são maiores próximo às bordas da placa.

BRAUNS & KAST (1990) demonstraram que o método de compactação interfere nos resultados de ensaios com enrocamentos. Ao executar ensaios triaxiais em duas amostras de enrocamento de granito compactadas com o mesmo índice de vazios, sendo que a primeira foi compactada com a queda de um peso sobre o material (Amostra A; ensaio dinâmico) e a segunda foi compactada em camadas com auxílio de uma placa vibratória (Amostra B), observou-se que a Amostra A apresentou comportamento mais rígido em todas as fases do ensaio e menores deformações volumétricas de contração até atingir a ruptura. No entanto, as duas amostras apresentaram praticamente a mesma tensão desvio na ruptura.

Conforme amplamente discutido no item 2.2, a tentativa de representar em escala de laboratório o comportamento do enrocamento em campo é uma tarefa difícil, uma vez que em laboratório tem-se limitação do tamanho máximo das partículas, o que altera a distribuição granulométrica possível de ser ensaiada, afetando por sua vez a relação forças de contato *vs.* resistência das partículas *vs.* liberdade de movimento. Aliado a esse fato, tem-se a dificuldade em prever a densidade relativa do material em campo e do modelo em laboratório, pois esse parâmetro além de influenciado pelas características intrínsecas de cada material (diâmetro máximo e forma das partículas, distribuição granulométrica e outras), também é influenciado pela técnica de compactação, energia aplicada e, em escala de laboratório, pelo formato e tamanho do molde de ensaio. Outra questão é a variabilidade natural dos enrocamentos provenientes de escavações obrigatórias e/ou pedreiras (RODRIGUES, 1990).

Essas dificuldades foram evidenciadas por MAIA (2001) na obtenção das densidades máximas e mínimas de enrocamentos em escala de laboratório, ao ensaiar diversas curvas granulométricas paralelas e truncadas (Fig. 2.10).

A Tab. 2.6 resume os resultados dos ensaios de compactação realizadas com amostras de granito proveniente da Barragem de Serra da Mesa e de basaltos provenientes do corpo da Barragem e da Pedreira de Marimbondo. A tabela com todos os dados extraídos desses ensaios é apresentada no Item 2.7.1 (Ensaio de compactação em laboratório). Os ensaios foram identificados de acordo com as curvas granulométricas apresentadas na Fig. 2.10.

Analisando os resultados da Tab. 2.6, pode-se concluir que não existem diferenças significativas entre os índices de vazios máximos e mínimos dos enrocamentos de basalto provenientes da barragem de Marimbondo, em operação a 25 anos (na data de coleta do

material), em comparação com os enrocamentos provenientes da pedra de Marimbondo, se comparada a mesma distribuição granulométrica e técnica de compactação. Diferenças pouco significativas são observadas comparando as mesmas distribuições granulométricas do granito e basalto, isso se deve, provavelmente, a diferença de forma das partículas, que são angulosas no basalto e arredondadas no granito.

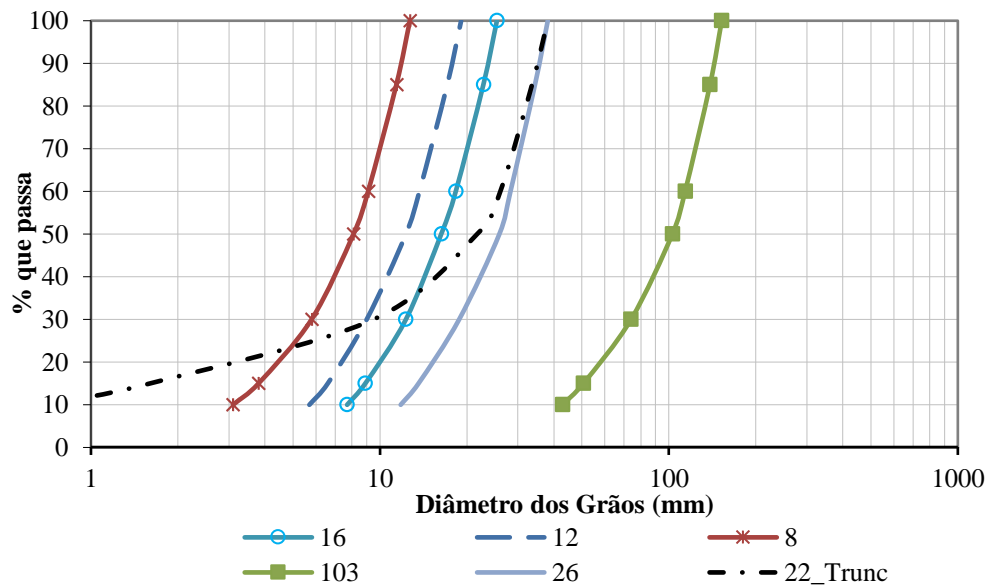


Figura 2.10 – Curvas granulométricas de granito e basalto ensaiadas por MAIA (2001).

No entanto, diferenças significativas são encontradas entre os índices de vazios máximo e mínimo do mesmo material (basaltos ou granito), com a mesma distribuição granulométrica (26 e 26 TRI), porém compactados com técnicas diferentes. Ao contrário do conceitualmente esperado, a curva 26 compactada na mesa vibratória apresentou índices de vazios (máximo e mínimo) sensivelmente maiores do que a curva 26 TRI, compactada com a queda de um soquete, porém, no caso dos basaltos, manteve aproximadamente a mesma relação $e_{\min.L}/e_{\max}$. Tal fato pode estar ligado a maior quebra de materiais no ensaio compactado com soquete. VEIGA PINTO (1982) relata que amostras de grauvaca são compactadas com soquete atingiram grau de fraturaçã Bg de 8 a 20%.

Pode-se destacar ainda a possível influência do tamanho do molde nos resultados do ensaio de compactação, uma vez que o molde utilizado no ensaio da curva 26 TRI ($d/D_{\max} = 6$) era menor e com relação altura/largura diferente do molde utilizado no ensaio da curva 26 ($d/D_{\max} = 8$).

Observa-se que as distribuições granulométricas paralelas compactadas com o mesmo método, energia e forma das partículas, apresentaram índices de vazios similares (Fig. 2.11), apesar da diferença de até 12 vezes no tamanho máximo das partículas das distribuições ensaiadas, o que reforça a colocação registrada no Item 2.2.3.2:

Em condições ideais, distribuições granulométricas paralelas e uniformes, com a mesma forma das partículas, apresentam índices de vazios iguais quando compactadas com a mesma energia específica (VEIGA PINTO, 1982).

Tabela 2.6 – Densidades máximas e mínimas para diversas distribuições granulométricas de granito e basalto (MAIA, 2001).

Material		Método Compac.	d / D _{max}	D ₅₀ mm	C _u	C _c	γ _d min	γ _d max.L	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L} / e _{max}
Origem	Ident.						kN/m ³	kN/m ³			
Granito de Serra da Mesa	103	Martelete	7	102,8	1,12	2,66	14,69	16,44	0,79	0,6	0,76
	26	Mesa Vibratória	8	25,9	1,05	2,40	13,98	17,25	0,85	0,5	0,59
	26 Tri	Soquete	6	25,9	1,05	2,40	15,5	20,5	0,64	0,24	0,38
	22 - Truncada	Mesa Vibratória	8	21,7	4,81	36,01	17,48	20,73	0,47	0,23	0,49
Basalto de Marimbondo Campo (25 anos)	103	Martelete	7	102,8	1,12	2,66	15,21	18,32	0,84	0,53	0,63
	26	Mesa Vibratória	8	25,9	1,05	2,40	14,53	18,12	0,90	0,52	0,58
	26 Tri	Soquete	6	25,9	1,05	2,40	16,5	20,6	0,66	0,37	0,56
	12	Mesa Vibratória	16	12,3	1,03	2,41	13,62	17,32	1,01	0,58	0,57
Basalto de Marimbondo Pedreira	103	Martelete	7	102,8	1,12	2,66	15,16	18,54	0,89	0,54	0,61
	26	Mesa Vibratória	8	25,9	1,05	2,40	14,83	18,71	0,94	0,54	0,57
	26 Tri	Soquete	6	25,9	1,05	2,40	16,5	20,8	0,70	0,35	0,50
	22 - Truncada	Mesa Vibratória	8	21,7	4,81	36,01	18,5	22,3	0,56	0,29	0,52
	16	Mesa Vibratória	12	16,3	1,07	2,38	14,94	18,13	0,88	0,55	0,63
	12	Mesa Vibratória	16	12,3	1,03	2,41	14,05	17,83	0,99	0,57	0,58
	8	Mesa Vibratória	24	80,1	1,21	2,98	13,9	18,01	1,00	0,55	0,55

No entanto, quando se trunca a curva granulométrica (22-Trunc., Tab. 2.6), os índices de vazios máximo e mínimo são inferiores aos comparados com as curvas paralelas (Fig. 2.11). Tal fato pode explicar a discrepância de parâmetros obtidos de ensaios de laboratório com curvas granulométricas truncadas se comparados aos parâmetros obtidos de retro-análises, em condições similares de carregamento, da instrumentação de campo em diversas barragens.

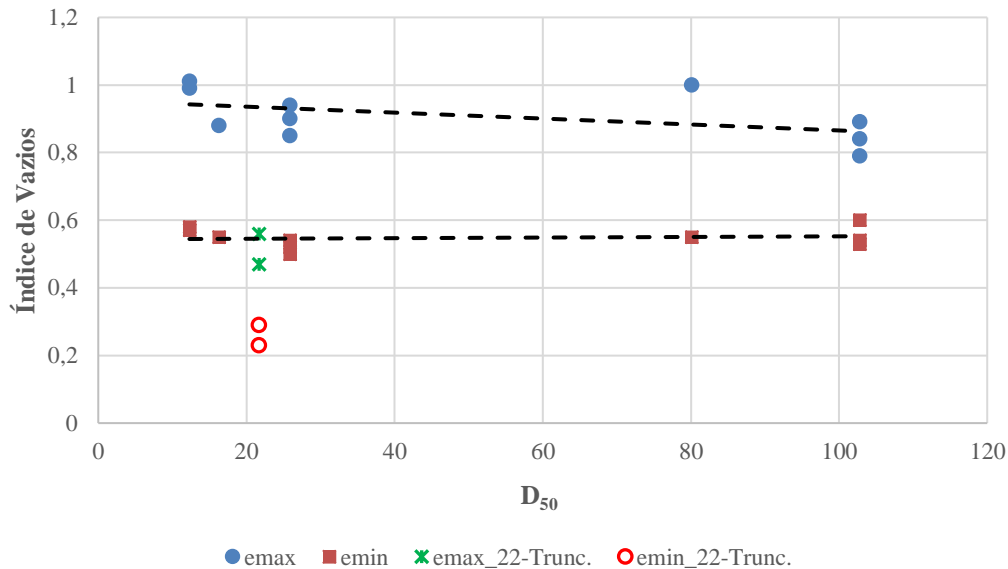


Figura 2.11 – Relação índice de vazios vs. D_{50} de basaltos e granito (MAIA, 2001).

Verifica-se que a relação $e_{min.L}/e_{max}$ para amostras uniformes $C_u = 1,3$ a $1,12$ está entre $0,5$ a $0,6$ (Tab. 2.6), diferente da relação estabelecida por VEIGA PINTO (1979) de $0,8$ apresentada na Fig. 2.5 (item 2.2.3.1). VEIGA PIINTO (1982) ensaiando transições alteradas ($C_u = 3$) e enrocamentos de grauvaca ($C_u = 8,7$) encontrou relação $e_{min.L}/e_{max}$ de $0,65$ e $0,40$, respectivamente, comprovando que essa relação não é constante e depende da forma da distribuição granulométrica.

2.3.2. Compactação em campo

Na compactação de enrocamentos em campo, o tamanho e peso dos equipamentos estão relacionados ao tamanho máximo das partículas e espessura da camada. Sendo de pouca eficiência adotar equipamentos leves ao compactar materiais com diâmetros muito grandes ($D_{max} > 1,0$ m). Nesses casos, o acréscimo de energia causado pelo aumento do número de passadas ou da frequência de vibração tem maior probabilidade de causar quebra nas

partículas maiores sem, no entanto, causar seu deslocamento e conseqüente aumento da compacidade do material, além de gerar maior desgaste nos equipamentos. Para aumentar a eficiência na compactação de enrocamentos deve ser priorizado o aumento da amplitude em detrimento da frequência.

Fatores como a resistência das partículas e a quebra com a molhagem durante a compactação, estão intimamente relacionadas à eficiência de um determinado equipamento no processo de compactação de enrocamentos. No caso de enrocamentos constituídos de rochas brandas, a aplicação de energia acima da capacidade resistente das partículas de rocha pode causar quebra excessiva das partículas, mudando a estrutura do material. Essa mudança de estrutura altera o comportamento mecânico do enrocamento. Em casos extremos, pode-se gerar excesso de finos que passam a governar as propriedades mecânicas e hidráulicas.

MICHALSKI *et al.* (1986), estudando o efeito da amplitude e frequência de rolo compactador, em modelo reduzido no laboratório, na compactação de cascalhos provenientes de bota-fora de uma mineração, apresentou a seguinte expressão para estimativa da energia dinâmica unitária (E_D) transferida ao solo por um equipamento vibratório:

$$E_D = \frac{m \cdot V_0^2}{2} * N_D \div Vol. \quad (2.14)$$

Onde,

m = peso do bloco vibratório (kN);

$V_0 = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot a_{max}$ (m/s);

f = frequência (cps);

a_{max} = amplitude máxima da vibração (m);

N_D = número de impactos por 1 cm de deslocamento (= $f \cdot T$);

T = tempo necessário para 1 cm de deslocamento do equipamento vibratório.

$Vol.$ = volume médio da camada do solo testado ao longo da distância de 1 cm.

No desenvolvimento da Eq. 2.14 MICHALSKI *et al.* (1986) trabalhou com rolos com superfície de contato com o solo de 1 cm, com camadas de espessura de 5 cm, testando diferentes números de passadas com velocidade controlada muito baixa, com diferentes amplitudes e frequências. Logo, a energia dinâmica unitária (E_D) corresponde a energia transferida por vários golpes aplicados em uma única passada, em uma área de 1 x 1 cm², que mobiliza um volume de solo correspondente a 1 x 1 x 5 cm³. No intuito de extrapolar a

referida equação para as condições de campo, IMPE (1989) propôs que o número de impactos deveria corresponder a um deslocamento de 1 m e o volume de solo afetado igual a 1 (um) x ℓ x e m³ (onde ℓ = largura do cilindro compactador; e = espessura da camada).

Considerando que geometricamente o espalhamento das tensões em material granular pode se aproximar de uma forma cônica, cujo ângulo com a horizontal pode ser considerado, em material granular, como sendo 45°, o volume mobilizado de enrocamento em cada passada do rolo por um ponto pode ser aproximado como sendo ℓ x e^2 (onde ℓ = largura do cilindro compactador, e = espessura da camada). Devido a velocidade (2 a 5 km/h) e frequência (28 a 40 Hz) de equipamentos convencionais de campo, cada ponto de passagem do rolo recebe apenas um impacto por passada. A energia dinâmica de cada impacto aplicado ao enrocamento pode ser representada por:

$$\frac{E_{Du}}{Vol.} = \frac{2 * m * (\pi * f * a_{max})^2}{l * e^2} \quad (2.15)$$

Onde,

m = peso do bloco vibratório (kN);
 f = frequência (cps);
 a_{max} = amplitude máxima da vibração (m);
 ℓ = largura do rolo (m);
 e = espessura da camada (m).

Adotando a mesma analogia de IMPE (1989) a energia aplicada e 1 metro de deslocamento seria dada multiplicado a energia de um impacto pelo número de impactos que ocorrem 1 m de deslocamento:

$$\frac{E_{D1}}{Vol.} = \frac{E_{Du}}{Vol.} * N_D = \frac{E_{Du}}{Vol.} * f * T = \frac{E_{Du}}{Vol.} * f * \frac{1}{V_{comp}} \quad (2.16)$$

Onde,

V_{comp} = velocidade do equipamento de compactação (m/s).
 $Vol. = \ell * e^2$

A Eq. 2.16 pode ser utilizada para enrocamentos, no intuito de criar um método racional para avaliar a eficiência na compactação, comparando as características de equipamentos, diâmetro máximo das partículas, distribuição granulométrica, número de passadas e espessura da camada compactada. Observa-se que a energia aplicada ao material depende não só das características do equipamento (peso, frequência, amplitude e largura do rolo) e da espessura da camada a ser compactada, mas também é inversamente proporcional a velocidade de operação.

A evolução dos equipamentos experimentada nos últimos anos tem aumentado consideravelmente a velocidade de deslocamento de rolos compactadores, alguns chegando a 20 km/h. No entanto, a velocidade de operação na compactação com rolos vibratórios ainda está limitada a 5 km/h na maioria dos equipamentos. Isso provavelmente se deve à experiências práticas que recomendam que a melhor relação produtividade vs. eficiência ocorre na operação desses equipamentos a velocidades entre 2 e 4 km/h. De forma comparativa, adotando a mesma configuração de equipamento e espessura da camada, ao aumentar a velocidade de operação de 3 para 4 km/h, há uma redução de 25% da energia/volume aplicada, aumentando de 3 para 5 km/h a redução chega a 40%. GULIANG *et al.* (2017) reporta ensaios de compactação em pista experimental onde mantida as mesmas características do enrocamento, espessura da camada, equipamento de compactação e número de passadas, obteve-se um aumento de 5% no peso específico reduzindo a velocidade de operação de 4 para 2 km/h.

A grande dificuldade em se comparar ensaios de compactação em pista experimental muitas vezes está relacionada a falta da especificação da velocidade do equipamento, além da falta de descrição detalhada do material compactado, uma vez que os responsáveis pelos ensaios geralmente estão focados em relatar apenas o peso do equipamento, espessura da camada, número de passadas e o resultado obtido.

A Tab. 2.7 apresenta as principais características técnicas de rolos utilizados na compactação com vibração, obtidas de catálogos de diversos fabricantes (Caterpillar, LiuGong, Hamm e Bomag). A Tab. 2.8 apresenta a energia específica aplicada para os equipamentos na condição de operação com amplitude baixa (E_{Dmin}/L_{rolo}) e amplitude alta (E_{Dmax}/L_{rolo}), dividido pela largura do rolo e velocidade de operação ótima fixada em 3 km/h, calculada por meio da Eq. 2.16 e adotando as características apresentadas na Tab. 2.7.

Tabela 2.7 – Características técnicas de rolos compactadores vibratórios.

Equip.	Peso (kg)		Largura Cilindro (m)	Carga Linear (kg/cm)	Amplitude Nominal (mm)		Freq. (Hz)	
	Oper.	Estático Cilindro (P)			Baixa	Alta	Baixa	Alta
CA 150A	7.400	3.700	1,67	22,1	0,4	0,8	45	45
CA 150AD	7.600	3.900	1,67	23,3	0,4	0,8	45	45
CA 182D	8.700	5.000	1,67	30	0,9	1,9	31	31
CA 25	9.500	5.200	2,13	24,4	0,8	1,6	23	28
CA 25D	9.800	5.500	2,13	25,8	0,8	1,6	23	28
CA 25A	10.500	5.700	2,13	26,8	0,4	0,8	40	40
CA 250	12.700	5.400	2,13	25,4	0,8	1,7	33	33
CA 25D	12.100	6.300	2,13	30	0,8	1,7	33	33
CA 280	14.300	6.800	2,13	31,9	0,8	1,7	33	33
CA 302D	12.700	8.100	2,13	38	0,8	1,7	33	33
CA 362D	13.200	8.200	2,13	38,5	0,8	1,7	33	33
CA 402D	15.000	9.300	2,13	44,1	0,8	1,7	33	33
CA 512D	15600	10.500	2,13	49,3	1,1	1,8	29	33
CA 5500D	18.350	11.850	2,13	55	0,8	2,1	29	30
CA 6000DCO	19.400	12.950	2,13	60	2	2	28	28
CA 612D	21.000	14.100	2,13	66	1,1	1,8	29	31
CA 702D	26.900	17.200	2,13	80,8	1,3	2	28	30
SD 200	20.643	13.723	2,13	64,4	1,14	1,76	23,3	30,8
CS76 XT	18.843	13.101	2,13	61,8	0,9	1,8	23,3	30
CLG 6124HIII	23.500	16.500	2,10	78,6	1,2	2	28	32
CLG 6118E	18.000	9.000	2,13	42,3	1	2	28	30
CLG 6122E	22.000	11.000	2,13	51,6	1,3	2	28	33
Hamm 3625 HT	24.785	16.115	2,22	72,6	1,21	2,04	25	28
Hamm 3518 HT	17.825	10.785	2,22	48,6	1,19	2	27	30
Hamm H25i	24.815	16.615	2,14	77,6	1,2	2,02	27	30
Bomag BW 226 DH-5	26.710	17.070	2,13	80,1	1,2	2,1	26	26
IR-SD-200DX	20.408	13.605	2,13	63,9	1,14	1,76	30,8	30,8

As Figs. 2.12 e 2.13 apresentam correlações da energia específica máxima e mínima aplicada pelo rolo compactador vibratório, para velocidade de operação de 3 km/h, respectivamente com o Impacto Dinâmico e Carga Linear.

Quando não se dispõe das informações necessárias para o cálculo da energia específica aplicada, pode-se adotar as correlações das Figs. 2.12 e 2.13 para energia máxima (E_{D1max}) com o objetivo de subsidiar comparações entre diferentes procedimentos de compactação em campo.

Com relação as placas vibratórias de marcas comerciais, existem uma grande variedade de tamanhos, formas da área de contato com o material, pesos estáticos, frequências e amplitudes de vibração. Salienta-se que em relação a compactação de enrocamentos, esses equipamentos são utilizados em serviços de pequeno porte, com camadas pouco espessas ($e = 10$ a 20 cm), e/ou em ambientes confinados onde não é possível acessar com um rolo compactador. Podem-se resumir as principais características obtidas de catálogos de fabricantes, como:

- Peso estático: entre 70 e 450 kg;
- Peso dinâmico: entre 10 e 20 vezes o peso estático;
- Frequência: entre 70 e 95 Hz;
- Amplitude: entre 0,9 a 40 mm.

JUSTO (1990b) afirma que ensaios de compactação em laboratório não conseguem reproduzir as características de enrocamentos em campo, logo, testes de campo com o equipamento que será utilizado na obra são fundamentais para definir o procedimento a ser adotado e características desejáveis como: espessura da camada, número de passadas do rolo e índice de vazios alcançado. Alguns testes em pistas experimentais são relatados na bibliografia e a partir da análise dos resultados conclui-se que o número de passadas do rolo, independente da espessura da camada, técnica-economicamente viável varia entre 6 e 10 passadas. Verifica-se na bibliografia ensaios com até 16 passadas do rolo compactador, no entanto, sem significativa redução do índice de vazios para ensaios com mais de 10 passadas.

Tabela 2.8 – Energia específica aplicada por diversos rolos vibratórios.

Equip.	Impacto Dinâmico (kg)		Velocidade Operação (km/h)	F1/P	F2/P	E _{D1} min / L _{rolo}	E _{D1} max / L _{rolo}
	Amplitude Baixa (F1)	Amplitude Alta (F2)					
CA 150A	9.500	15.200	3	2,6	4,1	7,6	30,6
CA 150AD	9.700	15.400	3	2,5	3,9	8,1	32,2
CA 182D	11.200	18.100	3	2,2	3,6	17,1	76,2
CA 25	13.150	21.200	3	2,5	4,1	4,5	32,5
CA 25D	13.450	21.500	3	2,4	3,9	4,8	34,3
CA 25A	18.000	26.000	3	3,2	4,6	6,5	25,9
CA 250	17.300	30.000	3	3,2	5,6	13,8	62,3
CA 25D	18.400	31.100	3	2,9	4,9	16,1	72,7
CA 280	18.700	31.400	3	2,8	4,6	17,4	78,5
CA 302D	22.700	38.100	3	2,8	4,7	20,7	93,5
CA 362D	22.800	38.200	3	2,8	4,7	21,0	94,6
CA 402D	23.900	39.300	3	2,6	4,2	23,8	107,3
CA 512D	34.300	40.500	3	3,3	3,9	34,4	135,8
CA 5500D	26.850	47.850	3	2,3	4,0	20,5	156,8
CA 6000DCO	44.950	44.950	3	3,5	3,5	126,3	126,3
CA 612D	37.200	45.800	3	2,6	3,2	46,2	151,2
CA 702D	42.600	50.200	3	2,5	2,9	70,9	206,4
SD 200	37.623	50.523	3	2,7	3,7	25,1	138,0
CS76 XT	29.701	46.301	3	2,3	3,5	14,9	127,3
CLG 6124HIII	44.500	58.500	3	2,7	3,5	58,8	243,7
CLG 6118E	29.000	41.000	3	3,2	4,6	21,9	108,0
CLG 6122E	40.000	51.000	3	3,6	4,6	45,3	175,7
Hamm 3625 HT	40.415	49.215	3	2,5	3,1	39,3	156,9
Hamm 3518 HT	35.085	43.885	3	3,3	4,1	32,0	124,2
Hamm H25i	40.815	49.715	3	2,5	3,0	52,1	202,4
Bomag BW 226 DH-5	36.170	50.570	3	2,1	3,0	48,0	147,0
IR-SD-200DX	37.505	50.405	3	2,8	3,7	57,4	136,8

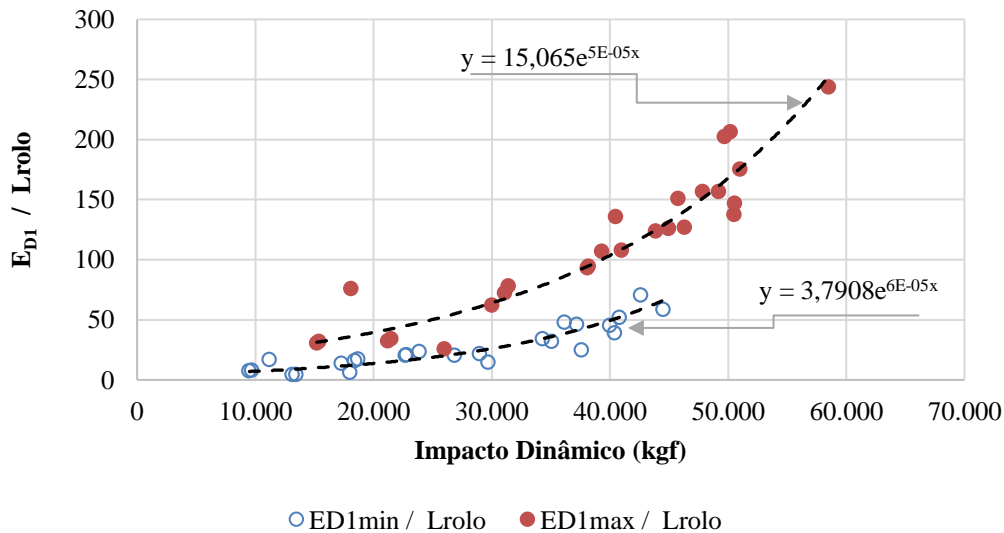


Figura 2.12 – $E_{D1} / L_{rolô}$ vs. Impacto Dinâmico.

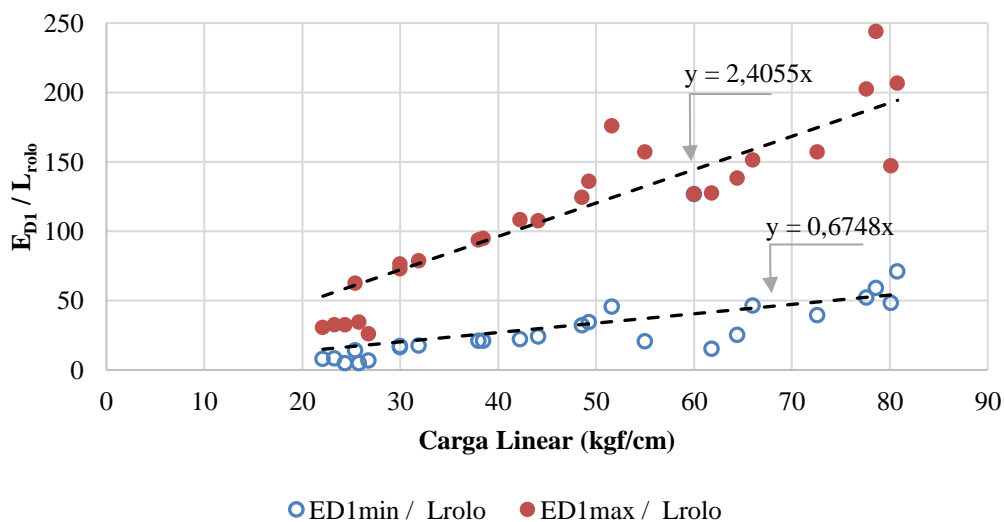


Figura 2.13 – $E_{D1} / L_{rolô}$ vs. Carga Linear do Rolo.

Caso seja necessário melhorar as características mecânicas do material, é mais interessante diminuir a espessura da camada e/ou aumentar força transmitida pelo impacto dinâmico do equipamento de compactação, do que aumentar o número de passadas. Recomenda-se uso de rolos com peso do cilindro de no mínimo 10 a 12 toneladas para camadas de 60 a 90 cm de espessura, sendo que já se encontra no mercado rolos com peso do cilindro de até 20 toneladas.

A Tab. 2.9 apresenta resumo de dados da campanha de ensaios em aterro experimental, com três materiais diferentes, realizados na Barragem de El Cajón, reportados por MARQUES FILHO *et al.* (2007); dados completos são apresentados no Item 2.7.2. A Tab. 2.9 apresenta ainda a interpretação dada nesse trabalho para as densidades relativas atingidas na compactação de campo, que se basearam em técnicas de extrapolação dos dados para obtenção dos índices de vazios máximos e mínimos apresentados na Tab. 2.10.

Tabela 2.9 – Dados de ensaios de compactação em pista experimental na Bar. de El Cajón.

Aterro Experimental de El Cajón (Enrocamento de Ignimbrito)										
Peso do Rolo (Ton)	Número de Passadas	Espessura da Camada (cm)								
		40			60			90		
		γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)	γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)	γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)
7,5 (Rocha pouco alterada, A)	4	20,6	0,19	85	19,5	0,2	67	18,5	0,26	48
	6	20,9	0,13	88	20,4	0,14	85	17	0,23	12
	8	21,5	0,09	100	20,3	0,15	82	19,3	0,21	64
10,6 (Rocha sã, B)	4	20,8	0,13	88	20,2	0,16	79	20,2	0,16	79
	6	21,5	0,09	100	20,7	0,13	88	19,3	0,21	64
	8	21,5	0,09	100	19,5	0,2	67	19	0,23	58
Aterro Experimental de El Cajón (Enrocamento de Ignimbrito)								Aterro da Barragem		
Peso do Rolo (Ton)	Número de Passadas	Espessura da Camada (cm)								
		66			83			80		
		γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)	γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)	γ_d (kN/m ³)	e_0	D_R (%)
12,4 (Rocha sã, 3B)	3				19,4	0,20	50			
	4	20,1	0,16	70						
	6	20,3	0,15	75	18,6	0,25	25	19,70	0,19	55
	8	20,9	0,12	90	19	0,23	35			

Tabela 2.10 – Índices de vazios máximos e mínimos interpretados para os materiais da Barragem de El Cajón.

Peso do Rolo (Ton)	e_{max}	$e_{min.C}$	$e_{min.C} / e_{max}$
7,5 (Rocha pouco alterada, A)	0,42	0,09	0,21
10,6 (Rocha sã, B)	0,42	0,09	0,21
12,4 (Rocha sã, 3B)	0,30	0,10	0,33

A Fig. 2.14 apresenta a variação do índice de vazios dos três materiais ensaiados na pista experimental (A, B e 3B) com a energia aplicada, calculada de acordo com a Eq. 2.16. Apesar de se tratar de materiais com distribuições granulométricas diferentes, porém com mesma origem de rocha (Ignimbrito), pode-se verificar uma boa correlação entre o aumento da energia de compactação e a redução do índice de vazios. Essa correlação apresenta baixa dispersão para espessuras de camada compactada de 40, 60 e 66 cm, aumentando a dispersão dos dados para espessuras maiores de 83 e 90 cm.

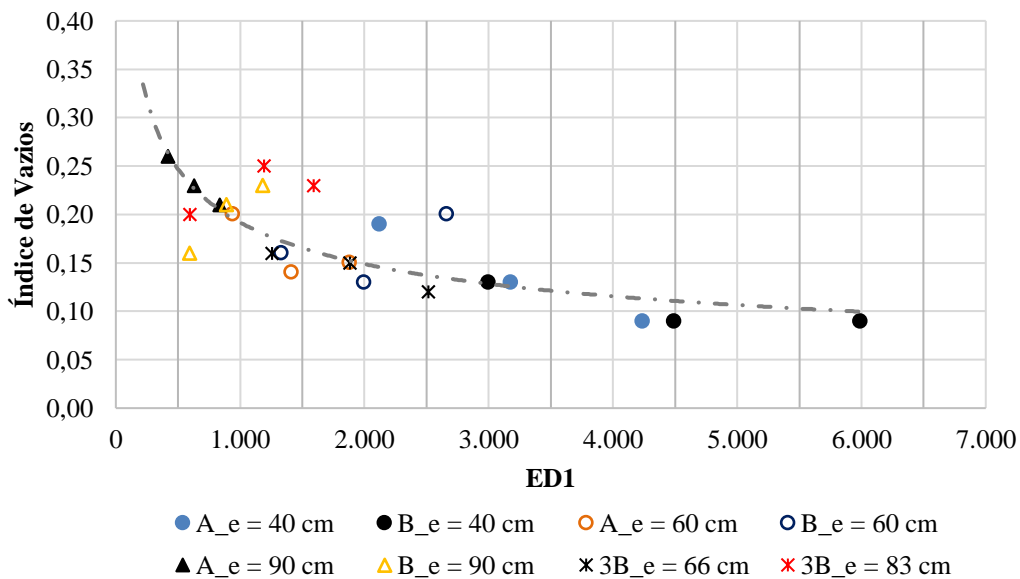


Figura 2.14 – Índice de vazios vs. E_{D1} , para ensaios de compactação da Barragem de El Cajón.

A Fig. 2.15 apresenta variação da densidade relativa (D_R) em função da energia aplicada na compactação para os três materiais analisados, com diferentes espessuras de camadas. Verifica-se que para baixa energia unitária (E_{D1}), ou seja, para camadas compactadas com maior espessura ($e_s > 80$ cm), independente da curva granulométrica analisada, maior será a dispersão dos resultados em termos de densidade relativa. Por outro lado, para camadas compactadas com espessura ≤ 66 cm, poucas passadas do rolo (4 passadas) são suficientes para atingir altas densidades relativas ($\geq 70\%$).

Os dados coletados nessa pesquisa sobre procedimentos de compactação, resultados alcançados e comportamentos interpretados dos materiais, foram condensados em um banco de dados apresentado no Item 2.7. A Tab. 2.11 apresenta, a título de ilustração dos

comentários desse tópico, um resumo do banco de dados contendo critérios de compactação e resultados obtidos para 35 materiais compactados em 15 barragens. Os resultados apresentados foram coletados de diversas fontes, conforme Tab. 2.11, e a energia específica unitária (E_{D1}) foi calculada a partir da correlação apresentada na Fig. 2.13 para energia máxima aplicada pelo rolo.

Cabe salientar que o cálculo da energia da compactação baseada em correlações é um artifício que visa suprir a falta de dados de entrada na Eq. 2.16 e que permite razoável precisão. No entanto, considera-se importante o registro pormenorizado das dados e parâmetros que norteiam o processo de compactação na praça para subsidiar estudos mais aprofundados sobre o tema, sobretudo as características detalhadas do equipamento e sua velocidade média durante a operação.

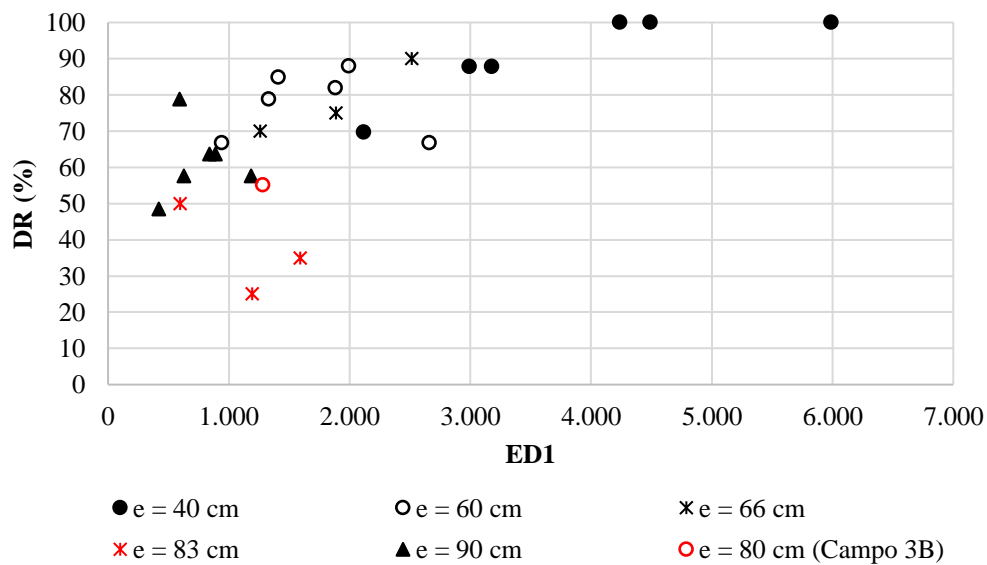


Figura 2.15 – D_R vs. E_{D1} , para ensaios de compactação da Barragem de El Cajón.

A Fig. 2.16 apresenta relação entre o índice de vazios e a energia aplicada na compactação (E_{D1}) para os ensaios apresentados na Tab. 2.11, dividindo os materiais em 4 grupos: cascalhos arenosos compactados em camadas de espessura entre 0,4 e 0,6 m; enrocamentos compactados em camadas de espessura > 1 m e $\leq 1,6$ m; enrocamentos compactados em camadas de espessura $> 0,5$ e ≤ 1 m; enrocamentos compactados em camadas de espessura $\leq 0,5$ m.

Tabela 2.11 – Dados de ensaios de compactação realizados em 15 barragens (Continua).

Barragem	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Rolo (t)	Número Passadas	C _u	e ₀	E _{D1}
Cethana	3B	Quartzito	600	0,9	10	4	25	0,26	558
Alto Anchicayá	3B	Hornfels	600	0,6	10	4	16	0,22	1.255
Golillas	2B	Cascalho processado	150	0,6	10	4		0,25	1.255
Foz do Areia	3B	Basalto Denso (25% Brecha)	800	0,8	10	4	6	0,33	706
Aguamilpa	3B	Aluvião	500	0,6	10	4	>100	0,19	1.255
	3C	Ignimbrito	1000	1,2	10	4		0,40	314
	T		500	0,6	10	4		0,29	1.255
Messochora	2B	Seixos (38% areia e 5% passante #200)	75	0,4	10	4		0,16	2.823
	3B	Calcário	1000	1	10	4	<15	0,30	452
	3C	Calcário	1500	1,5	10	4		0,36	201
Kárahnjúkar	3A		200	0,4	12,8	6		0,30	5.625
	3B	Basalto	400	0,4/0,6/0,8		4		0,30	1.667
	3B'	Enrocamento	500	0,6/0,8/1,2		4		0,32	938
	3A'		100	0,4		4		0,24	3.750
	3D		1000	1,6		4		0,29	234
Quebra Queixo	3B	70% de Basalto denso	800	0,8	9	6		0,30	953
Itapebi	2B	Gnaisse (35-55% de areia)		0,4	9	4		0,21	2.541
	3A		400	0,4	9	4		0,21	2.541
	3B	Gnaisse São	800	0,8	9	6		0,23	953
	3C	Gnaisse Alt. (>20% de finos)		1,6	9	4		0,30	159
	T	Gnaisse Alt. (>20% de finos)		1,6	9	4		0,33	159
Campos Novos	2A	Basalto Denso	25	0,5	12		17,69	0,32	3.253
	2B	Basalto Denso	75	0,5	12	6	8,52	0,34	3.253

Tabela 2.11 – Dados de ensaios de compactação realizados em 15 barragens (Continuação).

Barragem	Zona	Material	Dmax (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Rolo (t)	Número Passadas	C _u	e ₀	E _{D1}
Mazar	3B	Xistos quartzíticos, cloríticos e sericíticos	500	0,5	13,6	6		0,16	3.686
El Cajón	2B	40-55% areia	75	0,3	10	8	>100	0,22	10.039
	3B	Ignimbrito (Baixa densidade, sã)	650	0,8	12,6	6	58	0,19	1.334
	T	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alter.)	800	1	12,6	6	44	0,22	854
	3C	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alt.)	1100	1,4	12,6	6		0,25	436
Sanbanxi	3B	Calcário		0,8	25	8	> 15	0,25	3.529
La Yesca	3B	Cascalhos	500	0,6	12,2	8		0,18	3.062
	3C	Enrocamento		1,2	12,2	6		0,30	574
	T	Aluviões com brecha		1	12,2	6		0,28	827
Serra da Mesa	3A	Transição intermediária (granito)		0,33	5,4 (CA-25D)	10		0,29	6.676
	4AB	Transição grossa (granito)		0,33	5,4 (CA-25D)	10		0,29	6.676
	5A	Enrocamento (granito)		1	8,3 (CA-35D)	12		0,20	1.135

PINTO (2007)

MATERÓN (2007)

JOHANNESSON (2007)

XAVIER *et al.* (2007)

XAVIER *et al.* (2007)

SANDOVAL *et al.* (2007a)

SANDOVAL *et al.* (2007b)

CRUZ *et al.* (2009)

MARULANDA *et al.* (2007)

CRUZ & PINTO (2007)

CRUZ & PEREIRA (2007)

SHIMABUKURO *et al.* (1999)

LORIGGIO & SENEM (2007)

JOHANNESSON & TOHLANG (2007)

SOUZA *et al.* (2007)

MOGOLLÓN & TELLO (2007)

PERES *et al.* (2007)

PEREIRA *et al.* (2007)

BORGES *et al.* (2007)

Verifica-se na Fig. 2.16 que o índice vazios dos materiais analisados variou na faixa entre 0,16 e 0,4, no entanto, não existe correlação direta entre esse parâmetro e a energia aplicada na compactação. Logo, o índice de vazios não é o único parâmetro a ser avaliado para comparar procedimentos de compactação de materiais diferentes. Para uma mesma energia

aplicada, fatores como o diâmetro (D) e forma (C_f) dos grãos, bem como a forma da curva de distribuição granulométrica, tem influência relevante no índice de vazios a ser obtido.

No aterro experimental, deve-se verificar a granulometria inicial e a final do enrocamento para cada estágio de compactação, ou seja, para as diversas energias aplicadas no intuito de atingir o índice de vazios desejado. Esse procedimento visa garantir a representatividade de modelos de laboratório no que se refere a métodos de compactação e avaliação da quebra nesse processo.

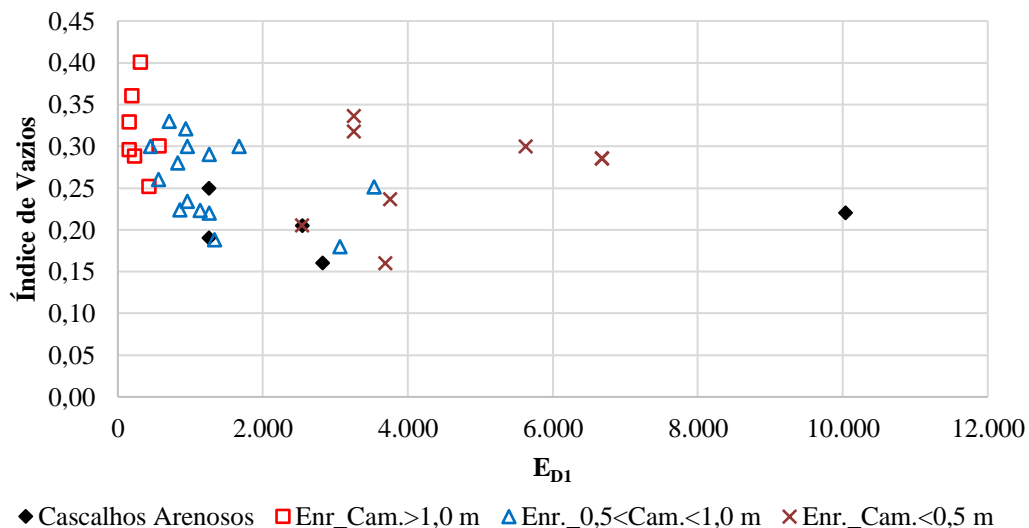


Figura 2.16 – Índice de vazios vs. E_{D1} , para ensaios realizados em 15 barragens.

2.4. RESISTÊNCIA MECÂNICA DE ENROCAMENTOS

São raros os casos em que foram observados problemas quanto à estabilidade de aterros de enrocamento, embora as previsões dos parâmetros de resistência não sejam eficazes, isso porque há limitações construtivas nas inclinações dos taludes e verifica-se elevado ângulo de atrito desse material quando submetido a baixas tensões de confinamento.

Para baixos níveis de tensão, em ensaios para determinação de parâmetros de resistência de materiais granulares, pode-se verificar o fenômeno da dilatância, que magnificado pelo grande diâmetro das partículas de enrocamento pode levar a valores de ângulo de atrito bastante elevados. São reportados na bibliografia ângulos de atrito de até 65° para materiais constituídos de partículas resistentes submetidas a baixos níveis de tensão. As primeiras

barragens de enrocamento construídas com o lançamento de blocos de rocha são comprovam esses valores, pois são reportados casos de barragens baixas (até 15 m) com taludes com inclinação de até 60°.

Atualmente é comum a construção de barramentos cada vez mais arrojados com o crescente aumento da altura da seção tipo, mais de 200 m, o que impõe ao enrocamento níveis de tensões cada vez maiores. Por isso, é de fundamental importância a previsão eficaz de como os parâmetros de resistência são afetados pelo aumento da tensão confinante, para avaliar o real fator de segurança dessas estruturas.

Outro aspecto importante a ser considerado é a relação tensão desviadora *vs.* deformação do enrocamento, pois sabe-se que materiais granulares podem mobilizar grandes deformações incompatíveis com os elementos vedantes, núcleo ou cortina, antes de atingir seu limite de resistência. Esse pode ser apontado como um dos principais motivos de análises de estabilidade de barragens de enrocamento utilizando o método de equilíbrio limite não apresentarem resultados confiáveis.

A envoltória de ruptura de solos granulares apresenta-se, em geral, levemente curva, indicando que o ângulo de resistência ao cisalhamento é dependente da magnitude da tensão normal. Portanto considera-se que a resistência de um solo granular seja sempre representada em termos de seu ângulo de resistência ao cisalhamento relacionado a uma dada tensão normal. Pesquisas bem documentadas têm indicado que o valor desse ângulo para areias diminui com o aumento da pressão na célula em ensaios triaxiais drenados (FRAIHA NETO, 1996).

O mesmo comportamento é verificado ao ensaiar enrocamentos, porém para tensões muito mais baixas. A resistência ao cisalhamento de enrocamentos é influenciada pela tensão necessária para iniciar o processo de fraturamento das partículas de rocha. Como descrito no Item 2.2, a tensão média que causa o fraturamento vai depender do tamanho das partículas, da litologia da rocha, do grau de alteração, do grau de saturação da partícula, da distribuição granulométrica e do estado de compacidade do material.

LEPS (1970) analisou o resultado de 100 ensaios para avaliar a influência do nível de tensões na resistência ao cisalhamento (Fig. 2.2) e verificou que o ângulo de atrito ϕ' diminui com o

nível de tensão normal σ_n' e para o mesmo nível de tensão o ângulo de atrito ϕ' aumenta com o estado de compacidade.

Logo, o aumento do nível de tensão verificado nas obras atuais deve servir como alerta aos projetistas que fazem uso de parâmetros de resistência retirados da bibliografia ou de retro-análises de obras que não possuem similaridade de geometria e/ou das características dos materiais.

A influência do estado de tensão na resistência dos enrocamentos pode ser determinada pela expressão a seguir, que relaciona o ângulo de atrito (ϕ') com as tensões principais na ruptura ($\frac{\sigma'_{1r}}{\sigma'_3}$), considerando materiais não coesivos:

$$\phi' = \sin^{-1} \frac{\left(\frac{\sigma'_{1r}}{\sigma'_3}\right) - 1}{\left(\frac{\sigma'_{1r}}{\sigma'_3}\right) + 1} \quad (2.17)$$

MELLO (1977) propôs uma equação para representar a envoltória não-linear que caracteriza a resistências dos enrocamentos:

$$\tau_r = a \cdot \sigma_{nr}^b \quad (2.18)$$

onde,

a e **b** = são consideradas parâmetros característicos obtidos por ajuste de curva.

MAIA (2001) interpretou 36 ensaios de sete autores, dentre eles: MATSUMOTO & WATANABE (1987), MELLO (1977), CHARLES & WATTS (1980), MARACHI *et al.* (1972), INDRARATNA *et al.* (1993), CRUZ (1983) e CEA (1998); e definiu os parâmetros **a** e **b** para diferentes condições de moldagem, tipos de ensaio e de rocha, o que se pode concluir que a faixa de valores apresentada na Tab. 2.12 representa uma grande variedade de condições.

Tabela 2.12 – Parâmetros a e b da envoltória de resistência.

Parâmetros	Faixa
a (kPa)	7,44 – 1,21
b	0,67 – 0,97

A Fig. 2.17 apresenta a faixa das 36 envoltórias, identifica o limite inferior determinado pelo ensaio triaxial em enrocamento de ardósia e o limite superior determinado pelo ensaio de cisalhamento direto em enrocamento denso de calcário brechoíde.

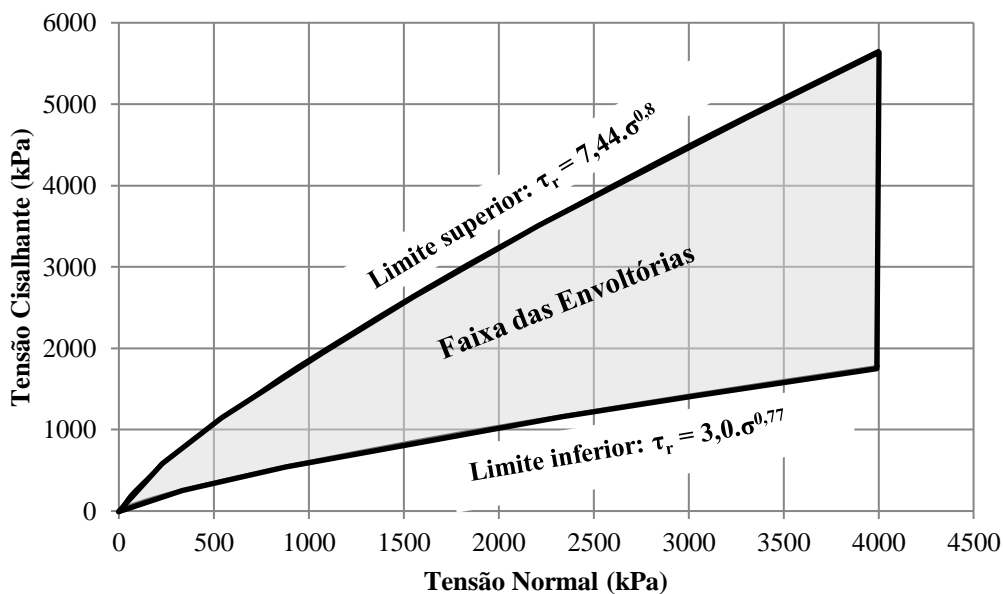


Figura 2.17 – Faixa das envoltórias de resistência obtidas por meio de 36 ensaios.

O significado físico das constantes **a** e **b** não é claro, porque o valor de **a** não apenas depende do sistema de unidades adotado, mas seu valor varia de acordo com o de **b**. Nesse sentido, leva-se a crer que a introdução de um critério de ruptura adimensional seja provavelmente de grande utilidade, visto que uma grande variedade de materiais poderá vir então a ser diretamente comparada através do uso de leis de similitude (INDRARATNA, 1990).

A adoção da resistência à compressão uniaxial (σ_c) como um parâmetro normalizador foi reconhecido por HOEK & BROWN (1980) para amostras de rocha ensaiadas sob compressão triaxial, o que permitia avaliar e comparar os parâmetros apropriados para os materiais intactos e fraturados. Com base nisso, INDRARATNA *et al.* (1993) propuseram que a

envoltória de ruptura proposta por MELLO (1977) pudesse vir a ser expressa adimensionalmente:

$$\frac{\tau_r}{\sigma_c} = \mathbf{a}_2 \cdot \left(\frac{\sigma'_{nr}}{\sigma_c} \right)^{\mathbf{b}_2} \quad (2.19)$$

As constantes \mathbf{a}_2 e \mathbf{b}_2 seriam adimensionais e, portanto, independentes do sistema de unidades adotado para as tensões. Para os materiais com envoltória linear de Mohr-Coulomb, \mathbf{b}_2 tenderia à unidade e a magnitude de \mathbf{a}_2 seria fornecida pelo coeficiente entre as tensões de cisalhamento e normal.

A envoltória de ruptura pode também ser expressa em termos das tensões principais na ruptura conforme a expressão (INDRARATNA *et al.*, 1993):

$$\frac{\sigma'_{1r}}{\sigma_c} = \alpha \cdot \left(\frac{\sigma'_{3r}}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (2.20)$$

A Tabela 2.13 apresenta parâmetros adimensionais das envoltórias de resistência em termos de tensões no plano de ruptura e em termos das tensões principais para diversos materiais. A Tabela 2.14 apresenta os limites superiores e inferiores dos referidos parâmetros para duas faixas de tensões distintas.

Os principais ensaios utilizados para determinar as características quanto à resistência de enrocamentos são compressão triaxial, deformação plana e cisalhamento direto. Alguns pesquisadores acreditam que o ensaio realizado sob condição de deformação plana reflete melhor a condição atual de enrocamentos em uma estrutura de barragens do que em condições de solitação triaxial (Item 2.2.4).

Quando a mobilidade das partículas se sobrepõe a fraturação, ensaios de cisalhamento direto e de deformação plana geram valores de resistência ao cisalhamento superiores aos oriundos de ensaios triaxiais. Segundo MAIA (2001), em ensaios de cisalhamento direto, a abertura entre a caixa superior e a inferior pode impedir o deslizamento ou o rolamento das partículas, induzindo o cisalhamento das mesmas, o que pode promover o aumento da resistência do material. Outro fator prejudicial a interpretação dos ensaios de cisalhamento direto é a

ocorrência de rotação da caixa superior e consequentemente das tensões principais durante o ensaio.

Tabela 2.13 – Parâmetros adimensionais das envoltórias de ruptura de diversos materiais (INDRARATNA *et al.*, 1993).

Tipo de Rocha	σ_c MPa	n %	e_o	D_{max} mm	D_{50} mm	C_u	σ_3 MPa	Coeficientes			
								a_2	b_2	α	β
Grauvaque A ⁽¹⁾	136	30-32	0,428- 0,470	38	4,9	6	0,10- 0,60	0,39	0,86	1,61	0,82
Grauvaque B ⁽¹⁾	136	30-32	0,428- 0,470	25	3,6	6	0,10- 0,60	0,47	0,89	2,14	0,87
Conclomerado de Malpaso ⁽²⁾	75	26-30	0,351- 0,428	200	22	63	0,04- 0,60	0,46	0,86	1,75	0,76
							0,60- 2,50				
Basalto de São Francisco ⁽²⁾	175	25-29	0,333- 0,408	80	7	11	0,47- 2,47	0,42	0,84	1,88	0,81
Granito-Gnaiss ⁽²⁾	125	24-28	0,316- 0,389	200	51	14	0,45- 2,47	0,42	0,89	1,97	0,88
Diorito de El Infernillo ⁽²⁾	105	33-38	0,492- 0,613	200	68	5	0,09- 0,50	0,37	0,84	2,09	0,83
							0,50- 1,69				
Ardósia de El Granero ⁽²⁾	90	30-35	0,428- 0,538	200	105	10	0,04- 0,46	0,35	0,77	1,06	0,72
Arenito ⁽³⁾	120	20	0,250	38	5	-	0,03- 0,70	0,14	0,68	0,34	0,57
Ardósia (alto grau) ⁽³⁾	312	25	0,333	38	5	51	0,10- 0,52	0,29	0,76	0,94	0,72
Ardósia (baixo grau) ⁽³⁾	58	32	0,470	38	4	-	0,10- 0,52	0,24	0,73	0,53	0,66
Basalto ⁽³⁾	360	25	0,333	38	13	13	0,03- 0,70	0,33	0,77	1,34	0,72
Basalto Fissurado ⁽⁴⁾	175	-	-	50	13	7	0,20- 4,50	0,50	0,87	2,14	0,84
Argilito da Barragem Pyramid ⁽⁴⁾	40	-	-	50	13	7	0,20- 4,50	0,58	0,88	2,62	0,85
Anfibolito da Barragem Oroville ⁽⁴⁾	175	-	-	50	10	34	0,20- 4,50	0,61	0,90	2,78	0,86

⁽¹⁾ Indraratna et al. (1993)

⁽²⁾ Marsal (1973)

⁽³⁾ Charles & Watts (1980)

⁽⁴⁾ Marachi et al. (1972)

Ensaio de deformação plana apresentam maiores valores de resistência ao cisalhamento por não permitir deformação no sentido da tensão principal intermediária (σ_2), o que de certa forma restringe o movimento das partículas. No entanto, para elevados níveis de tensão de confinamento, em que a fratura se sobrepõe ao deslocamento das partículas, os resultados de todos os ensaios citados são bastantes aproximados.

Alguns autores questionam a representatividade dos ensaios triaxiais na determinação de parâmetros de resistência. Isso porque para atingir a tensão desviadora na ruptura é necessária uma grande deformação radial, o que parece incompatível com o comportamento dos enrocamentos compactados no campo. Logo, a representatividade desse ensaio está relacionada a possibilidade de simular as trajetórias de tensão vs. deformação que mais se aproximam das condições impostas no campo.

Tabela 2.14 – Limites dos parâmetros adimensionais das envoltórias de ruptura para duas faixas de tensões (NDRARATNA *et al.*, 1993).

	$\sigma_n' = 0,1-1$ MPa				$\sigma_n' = 1-7$ MPa			
	a_2	b_2	α	β	a_2	b_2	α	β
Limite Inferior	0,25	0,83	0,4	0,62	1,35	0,98	2,98	0,96
Limite Superior	0,71	0,84	0,78	0,65	1,9	0,99	3,58	0,9

2.5. DEFORMABILIDADE DE ENROCAMENTOS

Nos últimos 50 anos, os principais estudos relacionados ao comportamento mecânico de enrocamentos estão ligados a tentativa de prever seu comportamento tensão vs deformação. Avanços significativos foram conseguidos no sentido de diminuir os deslocamentos observados nas primeiras barragens, ainda com enrocamentos lançados, tais como novos equipamentos e técnicas de compactação, técnicas de desmonte que proporcionam distribuições granulométricas mais favoráveis, molhagem do enrocamento e seu zoneamento na barragem.

VEIGA PINTO *et al.* (1988) avaliou os deslocamentos ocorridos no paramento de montante da barragem de Paradela (até 1 m), construída em 1958 com enrocamento lançado e altura máxima de 110 m, e concluiu que, a partir de modelos constitutivos alimentados por parâmetros obtidos de ensaios de laboratório, esses deslocamentos seriam até 4 vezes menores se o mesmo enrocamento tivesse sido compactado até a máxima densidade relativa.

A substancial diminuição dos deslocamentos observados das barragens de enrocamento, após avanços citados, proporcionou não só o aumento significativo de utilização desse tipo de barragem, mas também incentivou a utilização de rochas menos resistentes que antes eram descartadas.

No entanto, observa-se ainda, em muitos casos, incompatibilidade entre deformações ocorridas nos enrocamentos e aquelas admissíveis nos elementos vedantes. Tem contribuído para esse cenário o aumento da altura das barragens, principalmente aquelas cujo elemento vedante é a face de concreto (Barragens de Enrocamento com Face de Concreto - BEFC). Esse fato é comprovado pelo aumento do número de casos registrados, na bibliografia recente, de reparos necessários na face de concreto após surgimento de trincas na laje, como nos casos que ocorreram nas BEFCs de Barra Grande (H = 185 m), Campos Novos (H = 202 m) e Mohale (H = 145 m), bem como o surgimento de fissuras longitudinais no topo de barragens de enrocamento com núcleo vedante causadas pelo deslocamento diferencial desses elementos. Raras foram as vezes que esses problemas causaram risco de ruptura da barragem, porém são responsáveis por elevar o custo dos empreendimentos com reparos e manutenções não previstas.

Tem contribuído para esse quadro, o aumento do nível de tensões nos enrocamentos praticados nos projetos atuais de barragens com alturas superiores a 200 m e a falta de tempo hábil, entre o desenvolvimento do projeto e o início da construção, para execução de uma campanha de ensaios compatível com a necessidade do empreendimento. Outro aspecto relevante é a reduzida capacidade dos laboratórios especializados de ensaiar enrocamentos em comparação com a grande demanda por esse tipo de solução; sendo os projetistas obrigados a buscar parâmetros na bibliografia de casos de obras que, muitas vezes, não possuem correlação direta com o tipo de material, a geometria ou o zoneamento adotado.

Aliado a esses fatos, o elevado nível de tensões desenvolvidos nessas obras, a utilização de rochas com baixa resistência e/ou grande potencial de alteração e de distribuições granulométricas desfavoráveis têm contribuído para o agravamento de fenômenos como colapso e fluência, ainda não equacionados em muitos casos práticos.

compactas e as argilas rijas (Fig. 2.18). Tendo em vista o grande número de fatores que interferem no grau de fraturamento das partículas, descritos no Item 2.2 desse trabalho, e principalmente ao efeito de escala dos ensaios de laboratório (ESG e ESE), a previsão do comportamento tensão *vs.* deformação do enrocamento é uma tarefa de elevada complexidade.

A Fig. 2.18 apresenta resultados de ensaios de compressão unidimensional para quatro materiais distintos com diferentes estados de compactidade (D_R) e/ou grau de compactação (CG), sendo: areia, enrocamento constituído de partículas de granito (Gr) de elevada resistência ($\sigma_c = 150$ a 200 MPa), enrocamento constituído de partículas de brecha basáltica (BB) de resistência moderada ($\sigma_c = 50$ a 100 MPa) e argila compactada. A Fig. 2.19 apresenta as distribuições granulométricas dos respectivos materiais e a faixa de enrocamentos normalmente adotados em campo.

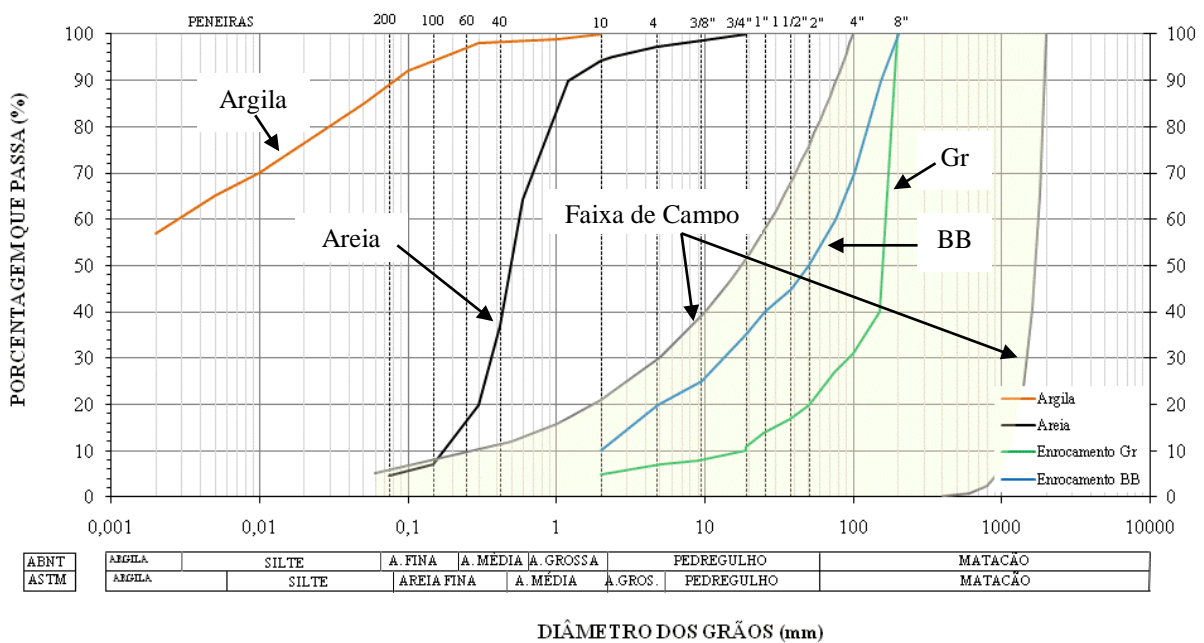


Figura 2.19 – Distribuições granulométricas ensaiadas e faixa de enrocamentos normalmente adotados em campo.

Analisando a Fig. 2.18 podem-se destacar as seguintes conclusões:

- Para o mesmo material e estado de tensão quanto maior a densidade relativa menor é a deformação;
- Para todos os materiais e graus de compactação o módulo varia com o estado de tensão;
- Enrocamentos constituídos de partículas com diferentes resistências apresentam comportamentos distintos. O enrocamento constituído de brecha basáltica apresenta-se mais deformável do que aquele constituído de granito, se comparado o mesmo grau de compactação. Isso se deve a maior quebra das partículas de brecha, mesmo esse enrocamento possuindo uma distribuição granulométrica bem graduada se comparada ao enrocamento de granito;
- O enrocamento de granito no estado fofo apresenta comportamento tensão *vs.* deformação similar ao da argila compactada. No entanto, a elevada resistência das partículas de granito favorece o endurecimento (crescimento) dos módulos após o aumento do imbricamento das partículas;
- A areia com $D_R = 40\%$ apresenta comportamento tensão *vs.* deformação semelhante ao do enrocamento de granito com $D_R = 92$. Observa-se na Figura 2.19 que a distribuição granulométrica da areia é mais uniforme do que a distribuição do enrocamento e seu diâmetro médio (d_{50}) é quase 300 vezes menor que o d_{50} do enrocamento;
- A elevada resistência das partículas de granito, o que minimiza o efeito da quebra, possibilitou simular o comportamento do enrocamento modificando a densidade relativa da areia. Isso não seria possível, por exemplo, para o caso do enrocamento constituído de brecha basáltica;

Do exposto, pode-se concluir que é possível simular o comportamento de enrocamentos na escala de campo a partir de modelos reduzidos (modelagem em escala de laboratório), desde que os seguintes fatores sejam considerados: força de contato entre partículas (depende: distribuição granulométrica, tamanho das partículas, grau de compactação e magnitude das tensões aplicadas), resistência da partícula (depende: forma, tamanho, tipo de rocha, estado de alteração e perda de resistência quando saturada) e liberdade de movimento entre partículas ou imbricamento (depende: grau de compactação).

Como o tamanho máximo das partículas possíveis de serem ensaiadas está limitado pela dimensão dos equipamentos de laboratório e normalmente são utilizados nos ensaios rochas provenientes da mesma área de empréstimo da obra, devem-se concentrar os esforços na determinação da distribuição granulométrica e grau de compactidade que melhor representem o comportamento do material na escala de campo. As tensões aplicadas nos ensaios devem tentar simular a trajetória de tensões avaliada em cada estágio de solicitação da obra.

A validação de um modelo de comportamento deve ser acompanhada de observações realizada a partir de ensaios de laboratório, cujas variáveis podem ser investigadas com maior controle, e ajustada a partir de avaliações do aterro em escala real. Avaliações do aterro em escala de campo devem ser feitas tanto em ensaios de compactação em pista experimental quanto na análise da instrumentação durante as diversas fases de solicitação do barramento.

2.5.1. Ensaio no laboratório

As análises de ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões levaram as seguintes conclusões (KJAERNSLI & SANDE, 1963; SOWERS *et al.*, 1965):

- O módulo de compressibilidade (D_{un}) aumenta com o aumento da resistência da rocha;
- D_{un} aumenta com aumento da densidade relativa;
- D_{un} é maior para materiais bem distribuídos;
- O principal mecanismo da deformação é a quebra devido as altas tensões de contatos entre partículas, que resultam no deslocamento de partículas.

Segundo CHARLES (1990b), o comportamento de ensaios de compressão unidimensional com enrocamentos pode ser aproximado, para a primeira fase de carregamento, pela expressão a seguir:

$$\sigma'_v = a \cdot \varepsilon_v^2 \quad (2.21)$$

E o módulo tangente pela expressão:

$$D_{un} = 2 \cdot a^{0,5} \cdot \sigma_v'^{0,5} \quad (2.22)$$

onde,

a = parâmetro característico obtido por ajuste de curva.

Contudo, análise de ensaios de compressão unidimensional executados por MAIA (2001), FLEURY *et al.* (2004) e SANTOS *et al.* (2005) mostram que o comportamento tensão vs. deformação desses materiais é mais complexo, sendo, muitas vezes, necessário ajustar correlações por meio de polinômio de ordem 4 ou 5 (Fig. 2.20).

Normalmente a curva tensão vs. deformação de amostras densas apresentam elevada rigidez inicial, decaindo o módulo com o aumento do estado de tensão. Tal fato foi analisado por VEIGA PINTO (1983), ao observar que os enrocamentos conservam tensões de pré-compressão, sobretudo quando são compactados no estado denso. Nos ensaios de compressão unidimensional com amostras de gravaca compactada no estado denso, a pré-compressão medida foi de 0,7 e 1,0 MPa para materiais saturados e secos, respectivamente. Para tensões superiores à de pré-compressão, o fenômeno da quebra das partículas passa a dominar o comportamento do material, com conseqüente redução do módulo.

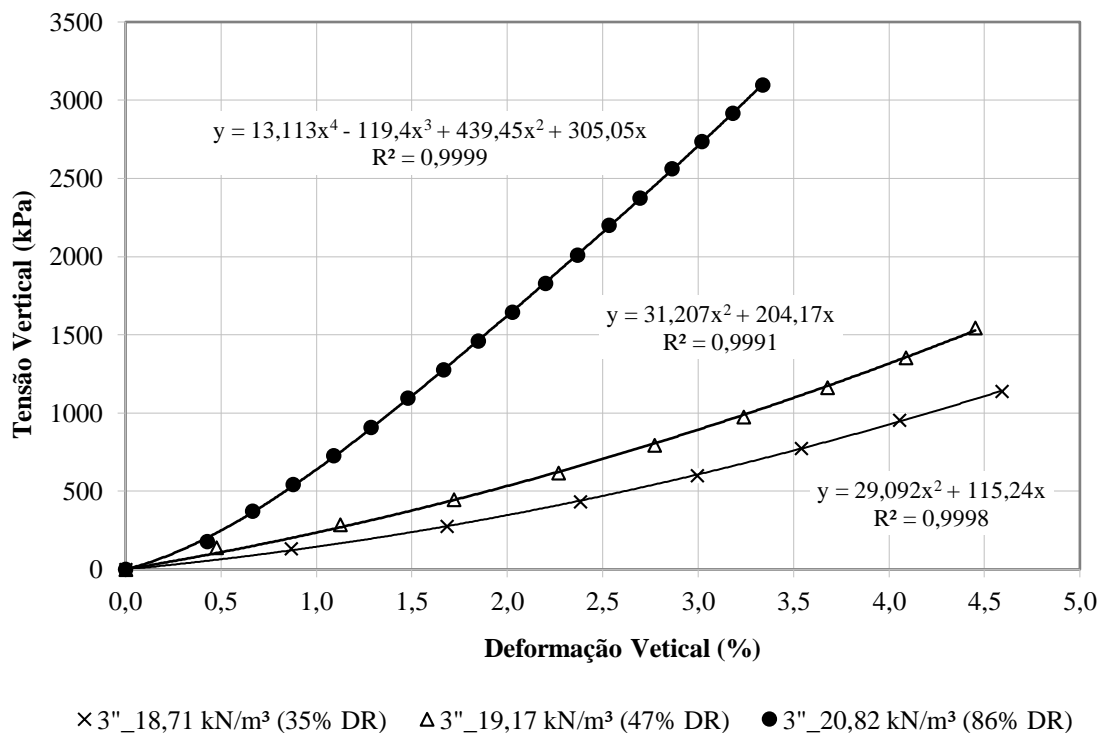


Figura 2.20 – Correlação entre σ_v vs. ϵ_v (SANTOS *et al.*, 2005).

Com relação a representatividade do parâmetro de deformabilidade (D_{un}) fornecido pelo ensaio de compressão unidimensional, pode-se inferir que em um local particular da barragem, normalmente próximo à linha de simetria de BEFCs, durante a fase de construção, ou na região mais confinada do talude de jusante em barragens com núcleo esbelto, o parâmetro D_{un} apresenta razoável correlação com o comportamento da barragem (CHARLES, 1990b).

A avaliação dos dados de instrumentação de 4 barragens (Marchlyn, Megget, Scammonden e Winscar) mostrou que os deslocamentos na linha de simetria observados em campo corresponderam a 30% dos deslocamentos previstos a partir de parâmetros (D_{un}), obtidos de ensaios de compressão unidimensional de grande escala com $D_{max} = 125$ mm (CHARLES & PENMAN, 1988).

No entanto, PENMAN & CHARLES (1985) já haviam observado, a partir de análises numéricas simulando o enchimento do reservatório e carregamento da laje de montante da barragem de Winscar, que os deslocamentos da laje previstos a partir da adoção do módulo de Bulk (B), obtidos por meio de ensaios com Poisson igual a zero, apresentam boa correlação com os deslocamentos medidos em campo.

Além dos dois fatores já citados que levantam questionamentos quanto a representatividade de ensaios de laboratório, como o fator de escala da distribuição granulométrica ESG (relação D_{max} de campo vs. laboratório; Itens 2.2.2.3 e 2.2.3.2) e o fator de escala dos equipamentos de ensaio ESE (relação d/D_{max} ; Item 2.2.3.5), tem-se ainda questionamentos quanto a diferentes tipos de equipamento de ensaio de compressão unidimensional.

Tem-se basicamente três tipos de câmaras para execução desse ensaio. O primeiro tipo é constituído por uma câmara metálica de grande rigidez, sobre um fundo fixo, onde o material é compactado e quando comprimido sofre o efeito do atrito com as paredes da câmara, identificada nesse trabalho como câmara rígida.

No segundo tipo, a câmara é constituída de anéis intercalados por borracha, cujo material compactado diretamente dentro dela sofre deformação em conjunto com a câmara (câmara flexível). Nesse caso, o efeito do atrito das paredes é minimizado, no entanto, a câmara possui um limite para deformação o que não a torna propícia para ensaios com enrocamentos

medianamente compactos ou fofos. Ainda existe o inconveniente dos anéis metálicos sofrerem pequenas deformações, o que a rigor não pode ser considerado ensaio com coeficiente de *poisson* igual a zero, condição fundamental para que o módulo interpretado seja considerado edométrico.

O terceiro tipo é constituído por câmara metálica de grande rigidez, cuja parede está livre para se movimentar em relação ao fundo da câmara (câmara flutuante; MENDONÇA *et al.*, 2014). Logo, quando o enrocamento deforma a parede pode acompanhar o movimento descendente do material, diminuindo o efeito do atrito.

Inúmeras pesquisas têm tentado demonstrar a implicação das vantagens e desvantagens de cada tipo de equipamento na previsão dos parâmetros que representam o comportamento da obra, porém sem ainda chegar a um consenso.

VEIGA PINTO (1982), apresentou resultados de ensaios com curvas paralelas, mantendo a mesma relação d/D_{\max} e o mesmo índice de vazios inicial, de onde pode-se concluir que o tipo da câmara tem grande influência no ensaio de materiais medianamente densos e fofos. O efeito do atrito causado pela câmara rígida aumentou a rigidez global desses materiais. No entanto, comparado ensaios realizados na mesma câmara, concluiu que curvas paralelas compactadas com a mesma densidade relativa apresentavam comportamentos semelhantes.

Já CARVALHO & MAIA (2008) e MENDONÇA *et al.* (2014), ensaiando o mesmo material (mesma distribuição granulométrica) com diferentes estados de compacidade em câmara rígida e flexível, chegaram à conclusão que o atrito gerado na câmara rígida leva ao aumento da rigidez de materiais densos, tendo pouca influência na resposta a compressão de matérias fofos.

Com relação aos fatores de escala ESG, FUMAGALLI *et al.* (1969) observou que ao ensaiar a compressão unidimensional 3 amostras de calcário com granulometria paralela, $C_u = 50$ e $e_o = 0,29$, o aumento do diâmetro máximo da amostra causou aumento de rigidez, contrariando o comportamento convencionalmente esperado, conforme discussões Item 2.2.3.2.

Com relação ao efeito de escala ESE, apesar dos ensaios e diretrizes de diversos autores registradas no Item 2.2.3.5, não é comum na bibliografia a execução de campanha de ensaios com diferentes relações d/D_{\max} mantendo a mesma distribuição granulométrica e estado de

compacidade do material, o que possibilitaria análises mais direcionadas a questão do efeito de escala do equipamento.

Diversos autores têm executado ensaios de compressão unidimensional e triaxial em busca de parâmetros que representem o comportamento de enrocamentos em escala real. Várias questões quanto à representatividade foram relatadas nesse trabalho, porém analisando apenas o comportamento de ensaios em escala de laboratório alguns padrões podem ser determinados, como:

- i. O aumento da densidade relativa provoca aumento do módulo para qualquer trajetória e estado de tensão;
- ii. O módulo tende a ser maior para materiais com granulometria bem distribuída em relação a uniforme, se comparado o mesmo material e densidade relativa;
- iii. Na compressão unidimensional o módulo tangente de amostras densas tende a diminuir com aumento do estado de tensão, porém tende a aumentar em amostras fofas (VEIGA PINTO, 1982; MAIA, 2001; e outros; Fig. 2.21);
- iv. Na compressão triaxial o módulo tangente tende a diminuir com aumento da tensão desviadora, para qualquer estado de compacidade do material;
- v. Na compressão triaxial, para baixas tensões confinantes ($\sigma_3 \leq 300$ kPa), o módulo tende a aumentar com aumento da tensão confinante. Para confinantes maiores 400 kPa, VEIGA PINTO (1983) observou redução do módulo com o aumento da tensão confinante em enrocamentos de grauvaca alterada de baixa resistência;
- vi. A saturação do enrocamento causa deformações instantâneas na amostra (colapso) e provoca diminuição do módulo do material. Ensaios realizados por FUMAGALLI (1969) em amostras bem graduadas de calcário demonstraram que o módulo edométrico decrescia cerca de 30% com a saturação da amostra. VEIGA PINTO (1983) encontrou reduções de até 70% no módulo ao submeter amostras de grauvaca a saturação.

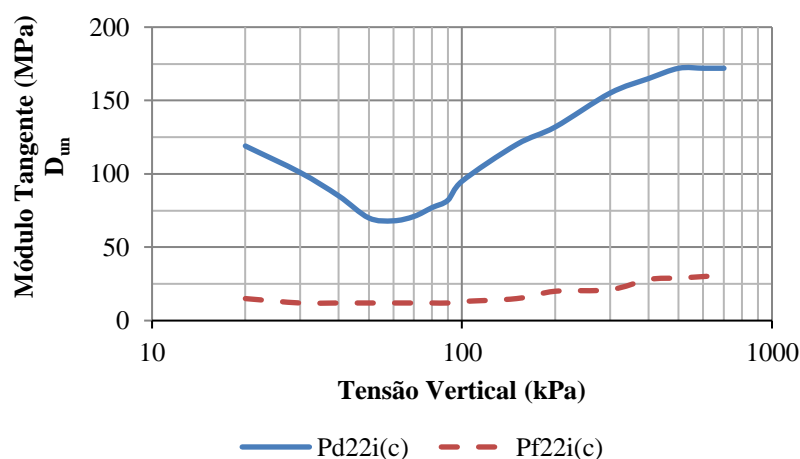


Figura 2.21 – Variação do módulo (D_{un}) com a tensão vertical em ensaios de compressão unidimensional com amostra em estado denso (Pd22i) e fofo (Pf22i) (MAIA, 2001).

2.5.2. Comportamento de barragens instrumentadas

A análise da instrumentação de diversas barragens mostra que o módulo vertical E_{VM} do enrocamento decresce com o aumento da tensão aplicada (CRUZ *et al.*, 2009). Aliado ao fato de que o módulo E_{VM} varia com as características das partículas do enrocamento, com a distribuição granulométrica, grau de compactação, estado e trajetória de tensões pelo qual está submetido, torna difícil a tarefa de prever os recalques de uma barragem e os deslocamentos impostos na face de concreto de BEFC. A Fig. 2.22 apresenta a variação do módulo de deformabilidade E_{VM} em função do aumento da tensão vertical, interpretado a partir dos recalques de caixas suecas, para a BEFC de Machadinho (OLIVEIRA, 2002).

Segundo CRUZ *et al.* (2009), um aspecto a ser considerado em relação aos recalques é a forma do vale, porque, devido a fenômenos de arqueamento, as tensões atuantes no maciço de enrocamento variam de um vale aberto para um vale fechado. PINTO & MARQUES (1998) propuseram avaliar a forma do vale pela relação A/H^2 (A = área da face de concreto / talude de jusante e H = altura da barragem). JOHANNESSON (2007) avaliou a relação entre o fator de forma do vale (A/H^2) e a porcentagem do recalque relativa à altura de várias barragens (R/H), e concluiu que os recalques são maiores em barragens em vales abertos, como Foz do Areia ($H = 160$ m) e Xingó ($H = 140$ m), do que aqueles apresentados em barragens em vales fechados, como Golillas ($H = 130$ m), El Cajón ($H = 188$ m) e Campos Novos ($H = 202$ m), conforme apresentado na Fig. 2.23.

Para barragens construídas com um único tipo de enrocamento, com o mesmo método construtivo em toda a seção, o maior recalque no final da construção ocorre aproximadamente a meia altura (CRUZ *et al.*, 2009). A Fig. 2.24 mostra os recalques medidos na BEFC Foz do Areia no final da construção, recalques esses que atingiram valor de 358 cm na região central (PINTO *et al.*, 1982).

Nas Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC), os deslocamentos da laje podem ocorrer na fase inicial da construção quando a mesma é construída concomitante ao aterro, em decorrência dos deslocamentos do maciço de enrocamento, na fase de enchimento do reservatório, devido ao acréscimo de tensão causado pela coluna de água, e ao longo da vida útil da barragem, devido ao fenômeno de fluência do maciço de enrocamento. A Fig. 2.25 apresenta o acréscimo de recalque (deslocamento vertical) da laje da BEFC de Foz do Areia após a fase de enchimento do reservatório (PINTO *et al.*, 1982).

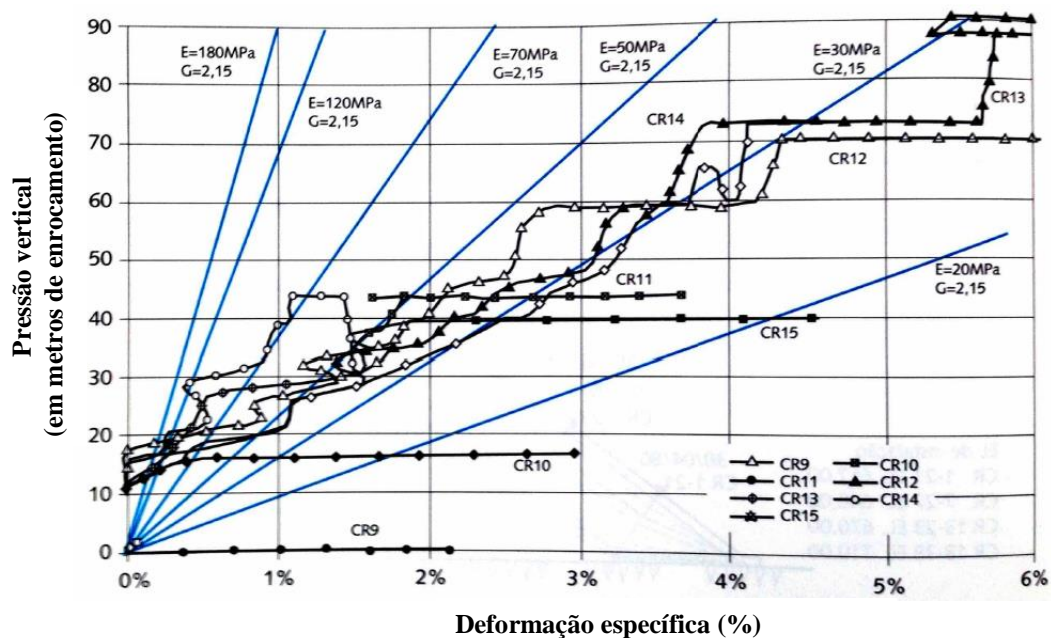


Figura 2.22 – BEFC de Machadinho: avaliação dos módulos de deformabilidade interpretados a partir dos recalques medidos pelas caixas suecas (CRUZ *et al.*, 2009).

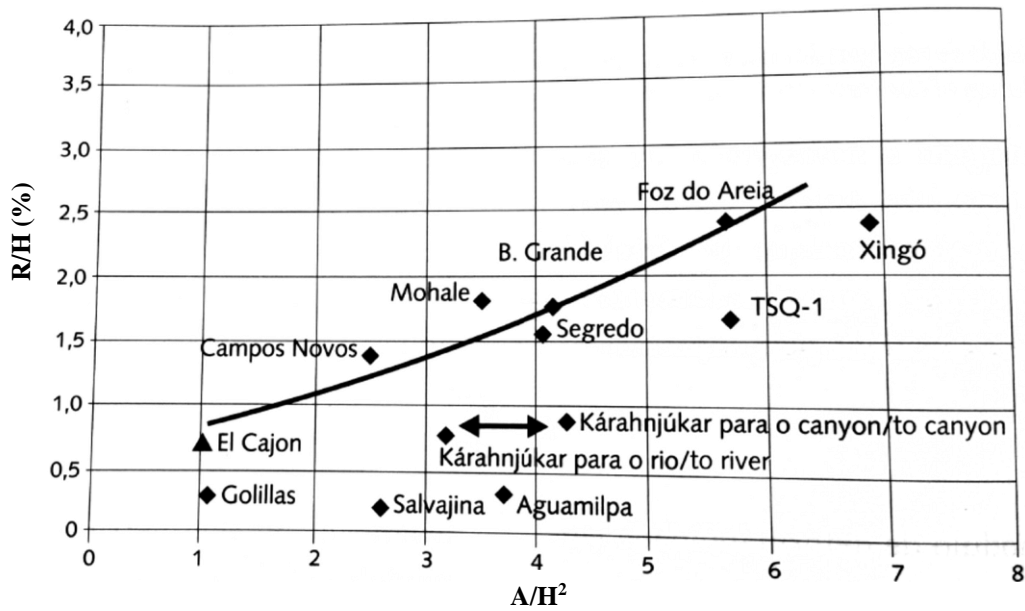


Figura 2.23 – Porcentagem do recalque (R) em relação à altura da barragem (H) vs. Forma do vale (CRUZ *et al.*, 2009).

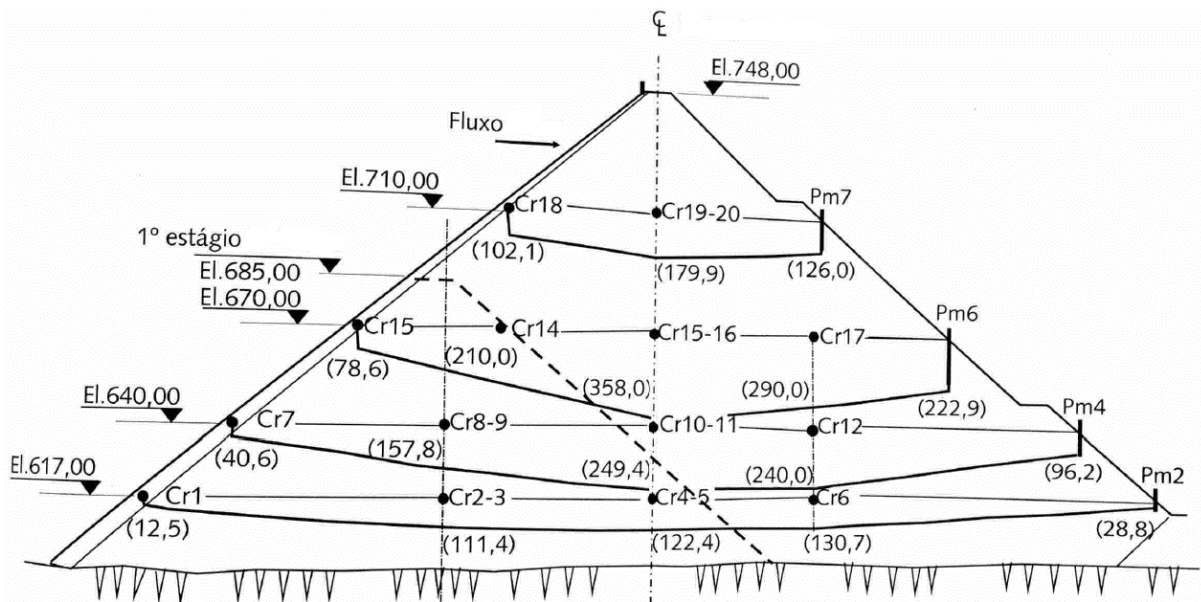


Figura 2.24 – BEFC de Foz do Areia: recalque (cm) acumulado no final da construção (CRUZ *et al.*, 2009).

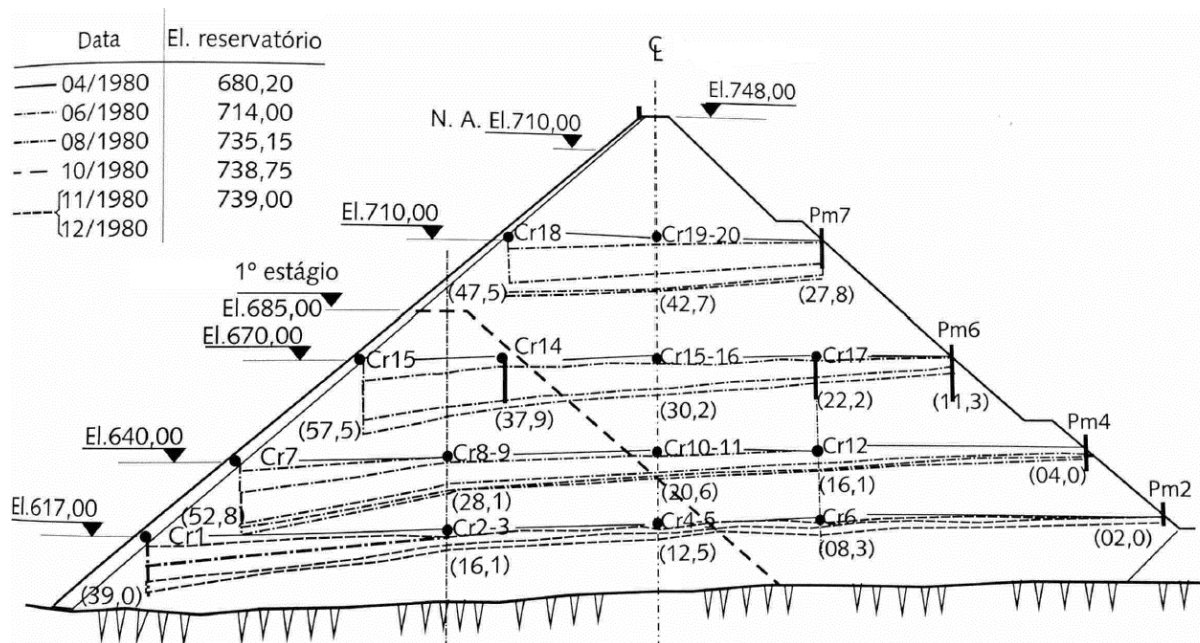


Figura 2.25 – BEFC de Foz do Areia: acréscimo de recalque (cm) após enchimento do reservatório (CRUZ *et al.*, 2009).

Já para o caso de BENA os deslocamentos na fase de enchimento podem ser acentuados a montante do núcleo devido ao fenômeno do colapso do enrocamento quando saturado.

O monitoramento de diversas BEFC mostra que, após o enchimento do reservatório, o máximo deslocamento da laje se dá no centro do vale a uma altura de 0,3 a 0,4 da altura da barragem (H) (PINTO, 2007).

A evolução dos instrumentos e métodos de instalação nas barragens de enrocamento, proporcionada principalmente pelo aprendizado prático por meio do método da tentativa e erro, proporcionou a medida dos deslocamentos horizontais, no sentido montante-jusante, do maciço de enrocamento e da face de concreto. Essas medidas foram fundamentais para evolução do entendimento do comportamento desses materiais e sua interação. A Fig. 2.26 apresenta os deslocamentos verticais e horizontais da BEFC de Itapebi (PEREIRA *et al.*, 2007). A Fig. 2.27 apresenta deslocamentos da laje, medidos com eletrônicos, das BEFCs Salt Springs, Lowe Bear River, Cethana e Foz do Areia.

A partir dos deslocamentos da face de concreto nas BEFC pode-se calcular o módulo na direção perpendicular à laje, conhecido como módulo de deformabilidade transversal (E_{TM}). Esse módulo, apesar de obtido de forma simplificada, representa a mudança da trajetória das

tensões, com aumento da tensão média e diminuição da tensão desvio. Dados apresentados por PINTO & MARQUES (1998) mostram que a relação E_{TM}/E_{VM} em BEFC varia de 1,5 a 8,5 (Fig. 2.28). Como o carregamento na laje ocorre com o maciço já pré-comprimido, já era esperado que os valores de E_{TM} sejam superiores aos de E_{VM} (CRUZ, 2009).

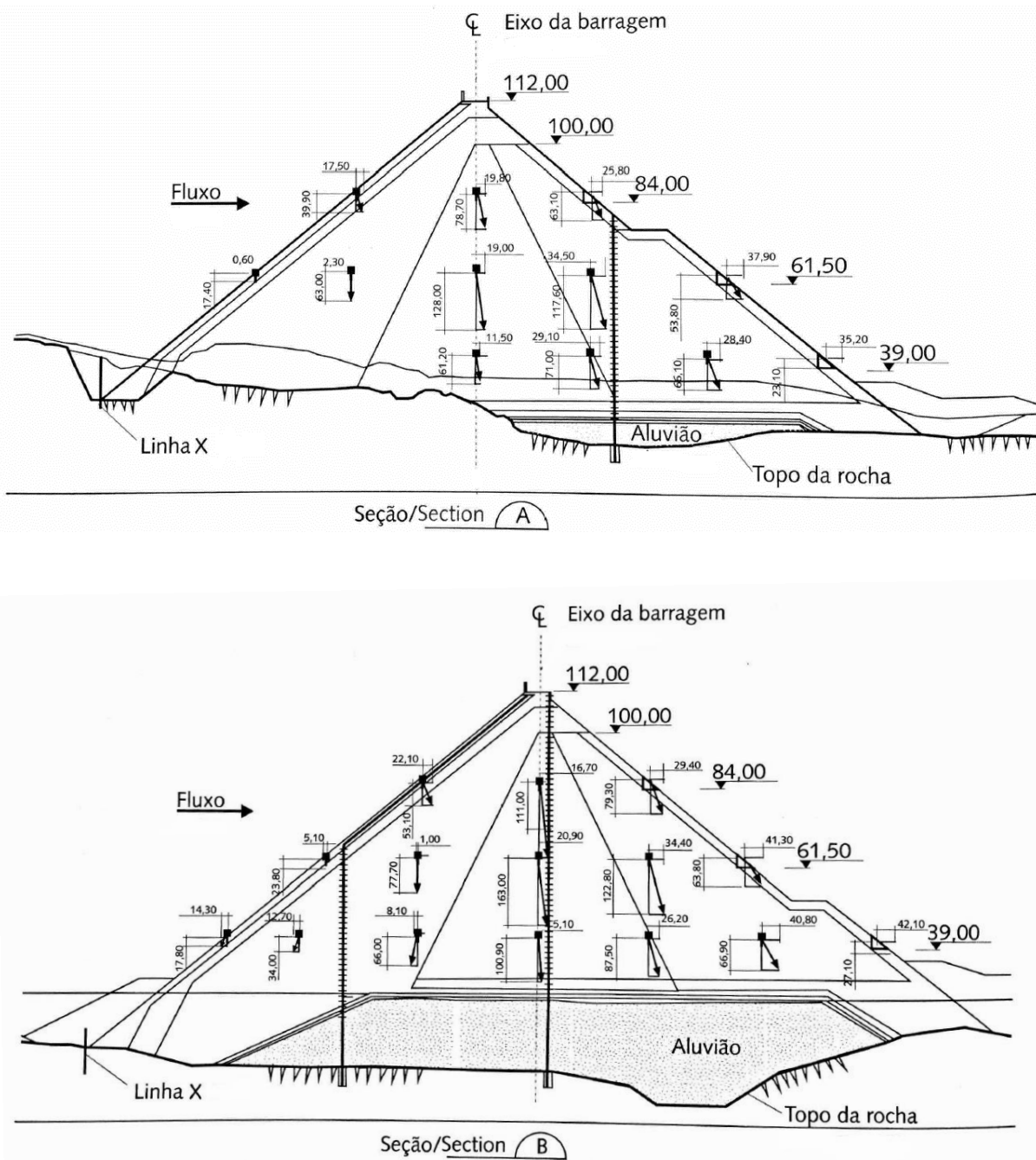


Figura 2.26 – BEFC Itapebi: deslocamentos verticais e horizontais (cm) no final da construção. (CRUZ *et al.*, 2009).

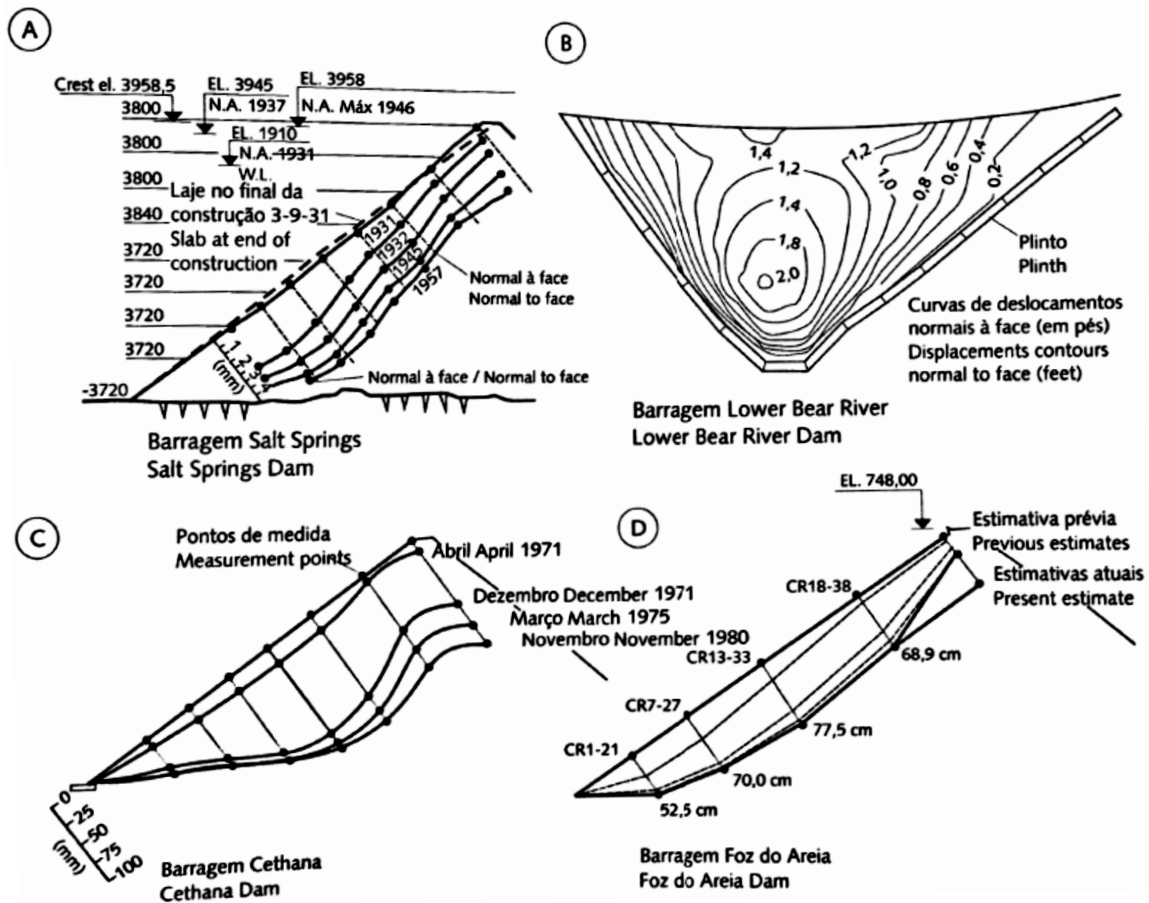


Figura 2.27 – Deslocamento da laje após enchimento do reservatório das BEFCs (A) Salt Springs, (B) Lower Bear River, (C) Cethana e (D) Foz do Areia (CRUZ *et al.*, 2009).

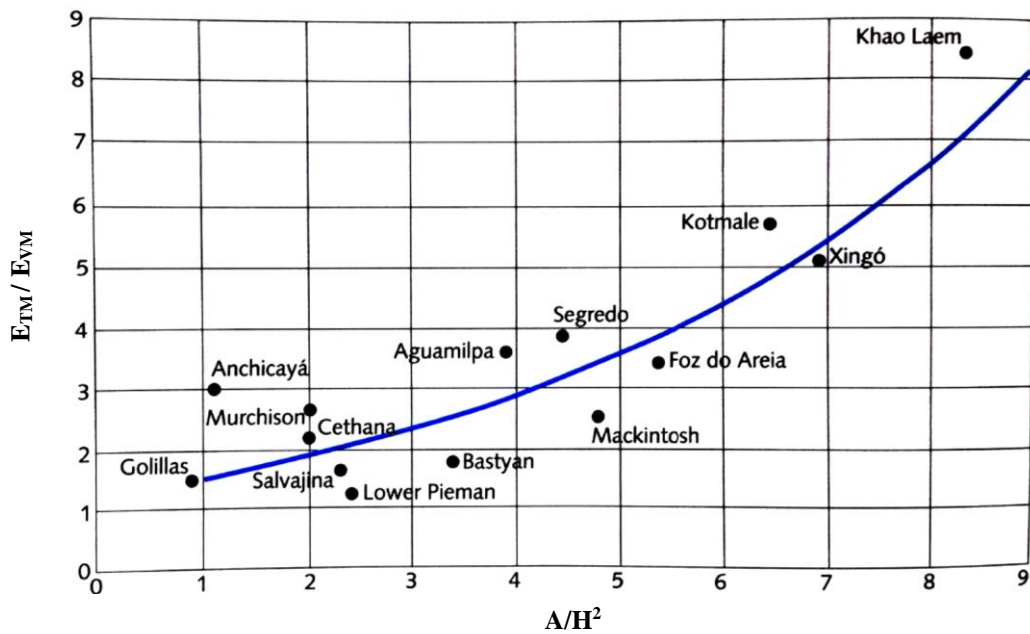


Figura 2.28 – Correlação entre módulos transversal (E_{TM}) e vertical (E_{VM}) vs. Forma do vale (A/H^2) (CRUZ *et al.*, 2009).

A evolução necessária nos métodos de instrumentação aponta para medidas de deslocamento em 3D em barragens (BEFC) situadas em vales fechados, devido a necessidade de melhor entendimento dos deslocamentos que causam tensões de compressão na face de concreto. Atualmente, tais medidas são possíveis com a instalação de marcos superficiais na crista e no talude de jusante, após a construção da barragem, porém não contempla informações importantes para análise do desempenho como o deslocamento 3D do maciço durante a construção e da laje durante o enchimento do reservatório.

A medida de deslocamentos em 3D em BEFC se tornou uma necessidade importante após os acidentes ocorridos em Barra Grande (2005), Campos Novos (2005) e Mohale (2006), todas barragens altas situadas em vales muito encaixados ($A/H^2 \leq 3,5$) e que apresentaram problemas de rupturas por compressão de lajes centrais na posição das juntas verticais entre painéis de lajes. Após esses acidentes, diversas medidas de segurança foram tomadas em barragens com características geométricas semelhantes, como: aumento da zona de enrocamento melhor compactada (zona 3B), com maior módulo de deformabilidade, dentro da seção da barragem; aumento da espessura das lajes na região central da face de concreto; e acréscimo de elementos preparados para sofrer compressão no concreto, como armaduras anti-lascamento e nas juntas verticais das lajes na região central da face de concreto, para absorver parte dos deslocamentos horizontais.

Uma ampla discussão relativa as especificações técnicas e métodos construtivos dos materiais e elementos que compõe as BEFC são apresentados nos Anais do Third Symposium on Concrete Face Rockfill Dam (Florianópolis – SC, 2007) e analisadas por CRUZ *et al.* (2009), que concluíram:

“[...]”

Dois fatores são dominantes no desempenho das BEFCs: a altura da barragem e forma do vale. O estado de tensões que se desenvolve no maciço de enrocamento é responsável pelos deslocamentos (tanto verticais como horizontais). **Como o módulo de deformabilidade desses materiais decrescem com o aumento das tensões, as barragens mais altas irão deformar, em termos percentuais, mais do que as de menor altura.** A forma do vale interfere no efeito do arqueamento, que é mais pronunciado em vales fechados, como é sabido. (**grifo nosso**)

Estes condicionantes têm resultado em mudanças nos requisitos de compactação de todas as zonas da barragem, porque os deslocamentos do enrocamento se refletem nas tensões atuantes na laje e podem leva-lá à ruptura.

O mesmo comportamento também conduziu a uma revisão dos detalhes das juntas verticais na zona comprimida da face.

A sequência da construção e os alteamentos parciais, bem como o início da construção da laje, merecem uma atenção maior nas barragens altas, porque o desempenho da laje depende da magnitude dos deslocamentos. Em barragens altas, a face de concreto deve ser postergada o máximo possível para reduzir os efeitos dos deslocamentos resultantes da construção da barragem sobre a laje.

O conhecimento atual permite dividir as barragens de enrocamento compactado, quanto ao seu desempenho, em função da altura:

- BEFCs de até 50 m não têm apresentado problemas de qualquer natureza;
- BEFCs entre 50 m e 100 m têm mostrado fissuras e trincas na laje, as quais são facilmente reparadas com o lançamento de material com finos a montante;
- BEFCs entre 100 m e 150 m têm apresentado problemas com vazões resultantes dos deslocamentos da face, mas, no geral, têm um bom desempenho;
- BEFCs entre 150 m e 200 m requerem mais reparos, em razão da maior incidência de trincas e, em alguns casos, da ruptura das lajes;
- BEFCs da ordem de 200 m são poucas e requerem mudanças nos requisitos de compactação do enrocamento e nas juntas.

Em relação a perdas de água ou à vazão que percola pelo enrocamento, as grandezas são muito menores do que as necessárias para iniciar um processo de instabilização dos blocos de jusante. Essas perdas ou vazões devem, porém, ser medidas e observadas, porque podem indicar problemas com a laje e representam uma perda econômica.

O fenômeno da fluência ou deformação lenta por fragmentação contínua, esmagamento e acomodação do enrocamento, embora decrescente com o tempo, deve ser medido, porque a face de concreto pode sofrer danos por causa dos contínuos deslocamentos”.

Com relação ao fato mencionado por CRUZ *et al.* (2009), baseado na observação de diversas barragens, de que o módulo de deformabilidade decresce com o aumento do estado de tensão, pode-se destacar que a análise da instrumentação de Machadinho, conforme Fig. 2.22, mostra uma tendência de comportamento semelhante ao observado em ensaios de laboratório com amostras densas (Item 2.5.1). A não linearidade do módulo de deformabilidade também foi demonstrada por ROCHA FILHO *et al.* (2007) por meio da observação do comportamento dos enrocamentos de Foz do Areia, Segredo e Xingó. Tal observação é positiva no sentido de comprovar que há similaridade entre o comportamento geral do modelo reduzido ensaiado e o comportamento do protótipo em escala real. Como o módulo é variável com o estado e trajetória das tensões, resta avaliar se os ensaios de laboratório fornecem razoável

aproximação com as tensões induzidas na obra e determinar a influência do fator de escala desses ensaios (ESG e ESE).

Para evoluir nessa avaliação deve-se comparar previsões realizadas a partir de parâmetros obtidos de ensaios com o comportamento observado pela instrumentação da obra. Ao realizar a retro-análise para obter os parâmetros reais dos materiais em campo, torna-se possível comparar e definir o fator de escala dos parâmetros obtidos no laboratório. Todavia, esse método pressupõe a realização de uma ampla campanha de ensaios com material representativo daquele utilizado em campo, bem como a simulação da grande variedade de trajetórias de tensões que ocorrerão em campo, uma vasta instrumentação da obra que permita avaliar vários aspectos do comportamento dos materiais, dispêndio de recursos e tempo para analisar todos esses dados e alimentar modelos numéricos de previsão e retro-análise do comportamento da obra. Infelizmente poucos empreendimentos venceram todos esses passos, preenchendo a literatura especializada com um grande número de dados incompletos que não permite uma análise mais aprofundada, fato esse que contribuiu para poucos avanços nos métodos de previsão de parâmetros representativos de enrocamentos.

Aqueles empreendimentos que foram beneficiados por uma ampla campanha de ensaios e instrumentação da obra permitiram valiosas contribuições, como: os ensaios convencionalmente adotados na previsão dos parâmetros (triaxial e compressão unidimensional) não conseguem simular a trajetória de tensões que ocorrem em vales muito encaixados e durante a fase de enchimento do reservatório; mesma as previsões realizadas para barragens em vales abertos na fase de construção, cujos parâmetros foram obtidos de ensaios, têm apresentado consideráveis diferenças em relação ao comportamento da obra. Essa última constatação tem reforçado a questão da representatividade do material ensaiado, o que tem contribuído para determinação de parâmetros baseados em casos semelhantes, embutindo nas análises considerável empirismo.

Porém, é na questão da representatividade do material ensaiado (ESG) que pairam as maiores dúvidas no meio técnico, o que tem desencorajado a evolução de equipamentos e técnicas de ensaios que simulem trajetórias de tensões mais próximas da realidade.

Com relação a retro-análise da instrumentação de campo, observa-se também dificuldades práticas na interpretação dos resultados, isso porque muitas vezes as leituras dos instrumentos não demonstram um padrão esperado *a priori*, conforme exemplos relatos a seguir:

- Células de tensão que apresentam leituras muito superiores ou inferiores a tensão estimada, equivalente ao peso da coluna de material. Esse fato pode estar relacionado a concentração de tensões no interior do maciço, diretamente influenciada pelo módulo inicial dos materiais; ou simplesmente pela falta de compatibilidade entre a rigidez da célula de tensão e do material. De fato, ainda se observam grandes limitações na medida de tensões no interior de maciços de enrocamento. A utilização de células de tensão em aterros de enrocamento pressupõe uma campanha de calibração em modelo reduzido para que muitas dúvidas sejam minimizadas;
- Deslocamentos não previsíveis em determinadas zonas da barragem, que podem estar relacionados a redistribuição de tensões no maciço, citada no item anterior, como também a heterogeneidade natural dos enrocamentos, ou mesmo pelo efeito da pré-compressão causada pela compactação com equipamentos pesados.
- Deslocamentos repentinos devido a colapso após período chuvoso ou até mesmo um evento isolado de chuva intensa, o que deve sempre ser registrado para análises futuras;
- Falta de compatibilidade entre a precisão da instrumentação e a escala da grandeza a ser medida. Exemplo do fato citado são as medidas de deslocamentos, isso porque os enrocamentos são muito rígidos para baixos níveis de tensões, repercutindo em pequenos deslocamentos nos estágios iniciais de carregamento, no entanto, a quebra das partículas diminui muito a rigidez do material causando grandes deslocamentos para altos níveis de tensões.

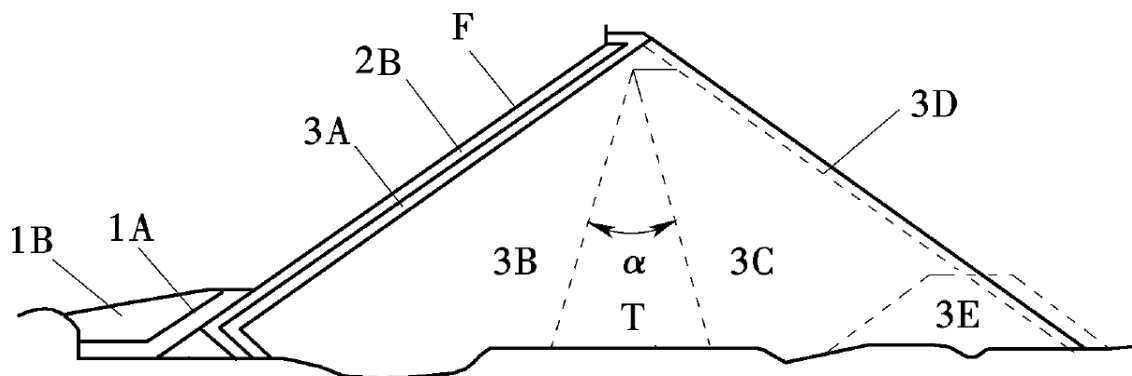
Conceitualmente, a técnica mais indicada para obter os parâmetros de deformabilidade do enrocamento a partir da análise da instrumentação foi descrita por SAYÃO & CASTRO (1998), detalhada no Item 2.2.4.1. De forma resumida, consiste numa previsão inicial dos módulos dos materiais utilizados na barragem, simulação das etapas construtivas para obter a previsão do estado de tensão nos pontos de interesse, que será confrontado com os deslocamentos observados, obtendo dessa forma os módulos que melhor representam os materiais.

No entanto, observa-se na literatura que a maioria das análises de instrumentações embutem consideráveis simplificações. A mais comum delas é considerar a tensão vertical no ponto de interesse equivalente ao peso da coluna de material acima desse ponto, bem como a tensão principal menor proporcionalmente constante em relação a tensão principal maior (K_0 constante). Outra comum é considerar o módulo de deformabilidade transversal (E_{TM}), também reportado como módulo de enchimento, constante e independente do estado de tensão (Fig. 2.28). A maioria das análises pesquisadas, apesar de assumirem o módulo de deformabilidade vertical (E_{VM}) variável com o estado de tensão, reportam apenas o módulo secante para o final do carregamento, muitas vezes adotado em retro-análises numéricas. Outros trabalhos reportam uma faixa de valores para o módulo sem, no entanto, vinculá-lo ao estado de tensões. Há ainda quem avalie o módulo por zonas da barragem, diferenciando várias zonas dos espaldares (E_{VM}) daquelas na região central da barragem (E_{EDO}).

Com objetivo de catalogar dados obtidos da bibliografia que resumem parâmetros obtidos de ensaios em campo e análises de instrumentações de diversas obras, foram elaboradas as tabelas apresentadas no Item 2.7.3 (Banco de dados do comportamento mecânico de barragens), resumidas nesse item, para efeito de exemplo, na Tab. 2.15. Salienta-se que os dados apresentados se tratam de uma coletânea com grande generalidade de interpretações, conforme exemplificado no parágrafo anterior, transcritos aqui sem análise crítica.

A Fig. 2.29 apresenta identificação do zoneamento típico de BEFCs adotado até o início desse século.

A Fig. 2.30 apresenta identificação do zoneamento mais adotado nos últimos 20 anos em BEFCs altas ($H > 150$ m) construídas em vales fechados. A Fig. 2.31 apresenta identificação do zoneamento mais adotado em BEFCs onde predominam rochas de baixa resistência ($\sigma_c \leq 30$ MPa). Nesse último caso, a zona 3A é composta por rochas de elevada resistência ($\sigma_c \leq 80$ MPa) e a zona 3B pelas rochas de baixa resistência, onde prevalecem curvas granulométricas bem distribuídas e rigoroso controle da permeabilidade após compactação. A Fig. 2.32 apresenta identificação do zoneamento típico de barragens de enrocamento com núcleo vedante (BENVE) e/ou argiloso (BENA).



Zona	Descrição
1A	Solo Impermeável: silte-argila, material de baixa coesão; adotado como material de proteção sobre a laje.
1B	Random, material para confinar a zona 1A.
2B	Material sob a laje ou sob a mureta extrudada. Predomina rocha sã de elevada resistência. Camada compactada com espessura entre 0,3 a 0,5 m.
3A	Enrocamento de transição entre as zonas 2B e 3B. Predomina rocha sã de elevada resistência. Camada compactada com espessura entre 0,3 a 0,5 m.
3B	Enrocamento principal de montante localizado a jusante da zona 3A. Predomina rocha sã de elevada resistência, com no máximo 25% de material com média resistência. Camada compactada com espessura entre 0,5 a 1,0 m.
T	Enrocamento central entre as zonas 3B e 3C. Mistura de rochas com diferentes resistências e estado de alteração. Camada compactada com espessura entre 0,6 a 1,6 m.
3C	Enrocamento de jusante, colocado após o material da zona T ou 3B. Predomina rocha sã com elevada e média resistência, permitindo até 40% de rocha de baixa resistência. Camada compactada com espessura entre 0,8 a 2,0 m.
3D	Material de jusante próximo ao talude; blocos grandes. Predomina rocha sã de elevada resistência.

Figura 2.29 – Zoneamento típico de uma BEFC (COOKE & SHERARD, 2004).

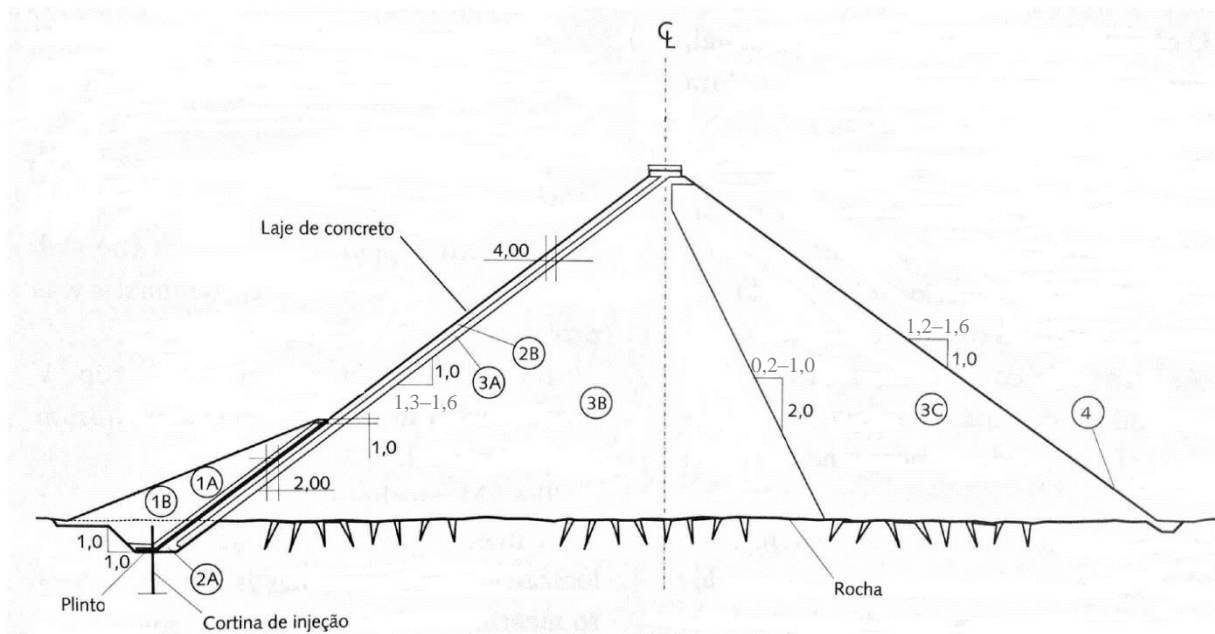


Figura 2.30 – Zoneamento mais adotado em BEFCs com $H > 150$ m construídas em vales fechados.

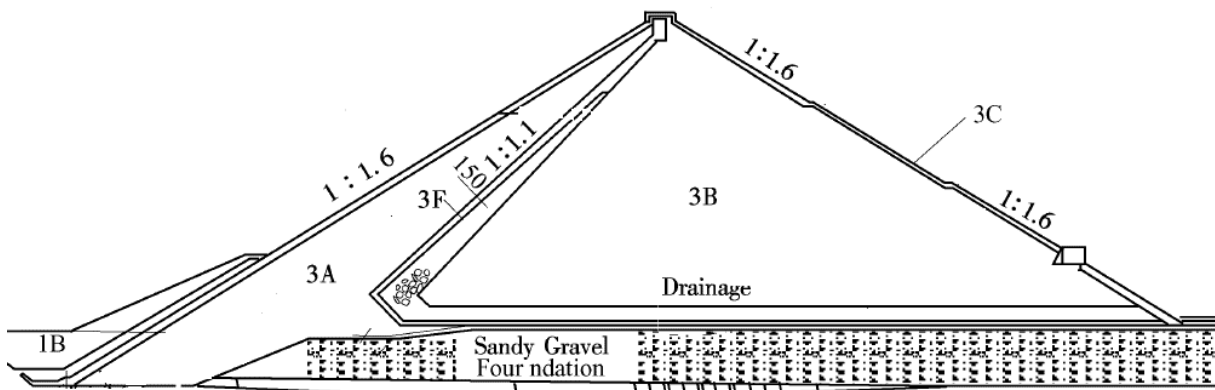
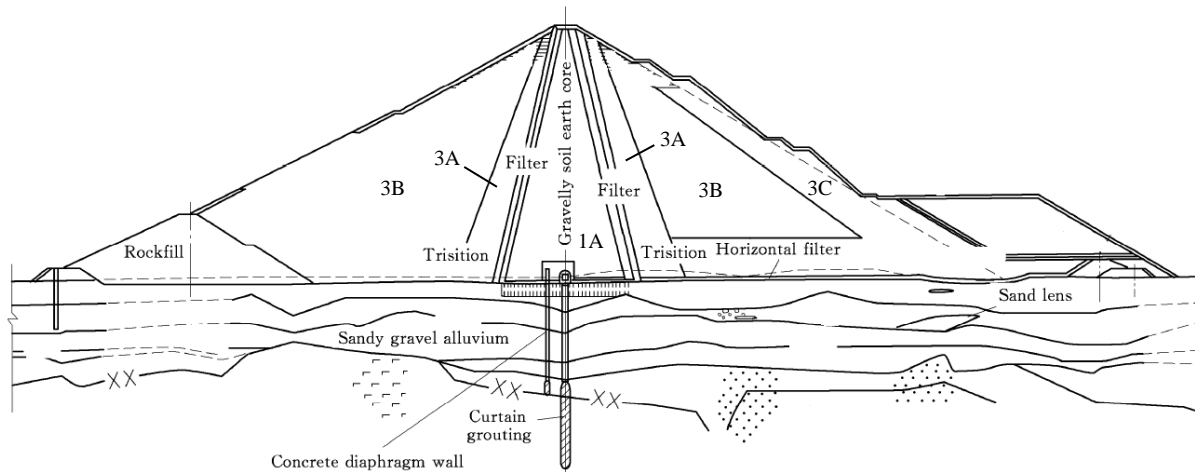


Figura 2.31 – Zoneamento típico de uma BEFC com enrocamento 3B constituído predominantemente por rochas de baixa resistência ($\sigma_c \leq 30$ MPa).



Zona	Descrição
1A	Solo com baixa permeabilidade: cascalhos arenosos, areias e/ou solos argilosos.
Filtros	Filtro e fino e grosso.
3A	Enrocamento fino de transição entre filtros e enrocamento grosso.
3B/5A	Enrocamento principal dos espaldares de montante e jusante.
3C	Enrocamento de proteção do talude de jusante e montante (rip-rap)

Figura 2.32 – Zoneamento típico de Barragens de Enrocamento com Núcleo Vedante (BENVE).

Tabela 2.15 – Parâmetros de deformabilidade de enrocamentos de barragens instrumentadas (Continua).

Barragem	Tipo	Zona	Material	Dmax (mm)	Espessura da Camada Compac. (m)	Peso do Rolo (t)	Número de Passadas	e_0	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)
Cethana	BEFC	3B	Quartzito	600	0,9	10	4	0,26	140	110-180	-
Alto Anchicayá	BEFC	3B	Hornfels	600	0,6	10	4	0,22	135	100-170	405
Golillas	BEFC	2B	Cascalho processado	150	0,6	10	4	0,25	70-262	139-262	393
Foz do Areia	BEFC	3B	Basalto Denso com até 25% Brecha	800	0,8	10	4	0,33	40-60	35	210
Aguamilpa	BEFC	3B	Aluvião	500	0,6	10	4	0,19	317	130	1170
		3C	Enrocamento de Ignimbrito	1000	1,2	10	4	0,40	44		-
		T		500	0,6	10	4	0,29	139		-
Kárahnjúkar	BEFC	3B	Basalto	400	0,4/0,6/0,8	12,8 (cilindro)	4	0,30	-	85	-
		3B'	Enrocamento de montante e parte de jusante	500	0,6/0,8/1,2		4	0,32	-		-
		3A' (8)		100	0,4		4	0,24	-		-
		3D (6)		1000	1,6		4	0,29	-		-

Tabela 2.15 – Parâmetros de deformabilidade de enrocamentos de barragens instrumentadas (Continuação).

Barragem	Tipo	Zona	Material	Dmax (mm)	Espessura da Camada Compac. (m)	Peso do Rolo (t)	Número de Passadas	e ₀	E _{VM} médio (MPa)	E _{EDO} (MPa)	E _{TM} médio (MPa)
Itapebi	BEFC	3A		400	0,4	9	4	0,21	80	-	100
		3B	Gnaiss São	800	0,8	9	6	0,23	80	-	100
		3C	Gnaiss alterado (>20% de finos)		1,6	9	4	0,30	30	-	40
El Cajón	BEFC	3B	Ignimbrito (Baixa densidade, sã)	650	0,8	12,6	6	0,19	90 - 110	120-160	180-320
		T	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alterada)	800	1	12,6	6	0,22	120 - 160		-
		3C	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alterada))	1100	1,4	12,6	6	0,25	70 - 98		-
Mazar	BEFC	3B	Xistos quartzíticos, cloríticos e sericíticos	500	0,5	13,6	6	0,16	90-140	45-85	-
Sanbanxi	BEFC	3B	Calcário		0,8	25	8	0,25	80	-	-
La Yesca	BEFC	3B	Cascalhos	500	0,6	12,2	8	0,18	174	-	-
		3C	Enrocamento		1,2	12,2	6	0,30	92	-	-
		T	Aluviões com brecha		1	12,2	6	0,28	164	-	-

Das análises de instrumentações que reportam a variação do módulo com as tensões atuantes, pode-se destacar o interessante trabalho de JOHANNESON & TOKLANG (2007), que observaram o efeito da compactação (pré-compressão) sobre o módulo inicial do enrocamento de basalto (resistente) com granulometria uniforme da barragem de Mohale, $E_{VM, inicial} = 100$ MPa, cujo módulo cai para 18 MPa para tensão vertical de 200 kPa, voltando a subir até 25 MPa gradualmente com aumento da tensão. Já para um material de melhor graduação granulométrica, esses mesmos autores observaram o aumento do módulo, de 30 para 65 MPa, para um aumento de tensão vertical de 200 para 800 kPa, ocorrendo uma brusca queda do módulo, para 18 MPa, a uma tensão vertical de 850 kPa, o que os autores relacionaram com a quebra generalizada das partículas (Fig.2.33). As observações relatadas nesse artigo são reforçadas por ensaios em laboratório com amostras densas e fofas, respectivamente, conforme Item 2.5.1. A queda brusca do módulo após uma fase de aumentos sucessivos, reforça a idéia de colapso do enrocamento por acréscimo de tensão.

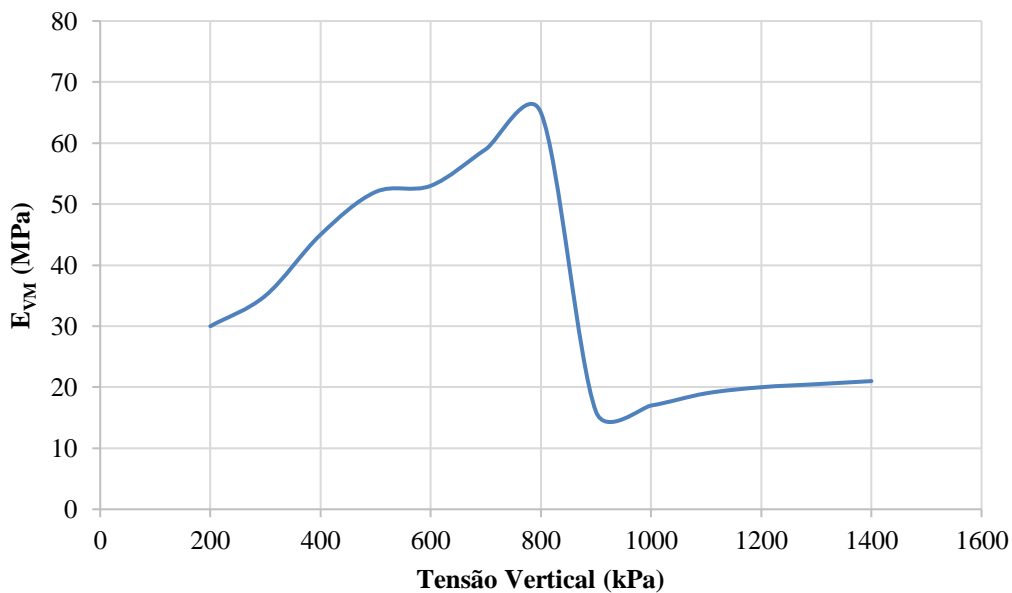


Figura 2.33 – Variação do módulo com a tensão vertical medido no enrocamento da barragem de Mohale (JOHANNESON & TOKLANG, 2007).

Considerando que as análises das deformações obtidas por meio de instrumentação servirão para alimentar retro-análises numéricas ou até mesmo comparar os parâmetros com aqueles obtidos de ensaios de laboratório, é mais conveniente e representativo obter o módulo

tangente para vários estágios de carregamento do que o módulo secante no final da construção (LORIGGIO & SENEM, 2007).

2.5.3. O colapso

O colapso pode ser entendido como deformações imediatas no enrocamento causadas pela perda de resistência da partícula de rocha quando saturada. A magnitude dessas deformações vai depender das forças de contato entre partículas, de sua resistência e da liberdade de movimento entre elas. Uma maneira de reduzir a magnitude do colapso é adicionar água ao material durante o processo de compactação das camadas de enrocamento.

Diversos autores mostraram que se obtêm assentamentos muito próximos se as amostras são saturadas antes da aplicação de cargas ou se são ensaiadas secas e depois saturadas (NOBARI & DUNCAN, 1972; MENDONÇA, 2014; e outros). A Fig. 2.34 resume essa observação a partir de uma campanha de ensaios de compressão unidimensional executada por NOBARI & DUNCAN (1972), para amostras secas, saturadas e inundadas no decorrer do carregamento, com enrocamentos com $C_u = 14$ ensaiados com $D_R = 70\%$.

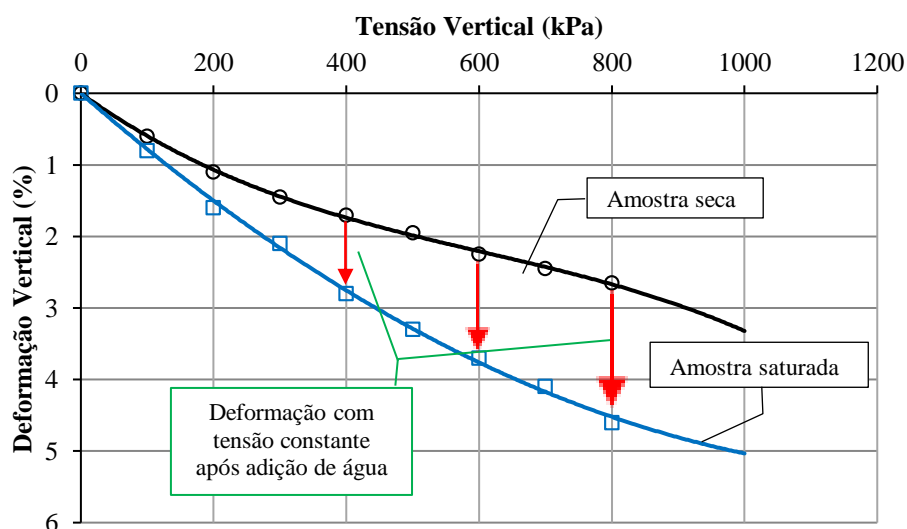


Figura 2.34 – Curvas de deformação vertical vs. tensão vertical em compressão unidimensional em enrocamentos (NOBARI & DUNCAN, 1972).

Essa observação é de grande interesse na previsão de deslocamentos a partir de parâmetros obtidos de ensaios de laboratório, bem como muito conveniente para desenvolver formulações

matemáticas que possam introduzir em análises numéricas a modelagem do colapso (MARANHA DAS NEVES & VEIGA PINTO, 1988). Teoricamente, o colapso pode ser simulado numericamente como um relaxamento das tensões quando da ocorrência de saturação, sob deformação constante, e posterior recarregamento até o estado de tensão inicial seguindo, no entanto, o comportamento tensão *vs.* deformação do material saturado. Dessa forma, consegue-se simular a mudança de parâmetros do material seco para o material saturado (ROOSTA & ALIZADEH, 2011)

Todavia, MAIA (2001) ao realizar ensaios de compressão unidimensional em amostras de basalto denso (Pd22i) e fofo (Pf22i), com distribuição uniforme ($C_u = 4,81$), verificou que o processo de inundação não provocou o deslocamento da curva tensão *vs.* deformação do enrocamento seco para a curva do mesmo enrocamento ensaiado sob condição inicial saturada (Pd22u e Pf22u) por submersão (Fig. 2.35). Logo, o comportamento demonstrado por NOBARI & DUNCAN (1972), Fig. 2.34, apesar de constituir uma boa aproximação da realidade, não pode ser generalizado para todos os casos.

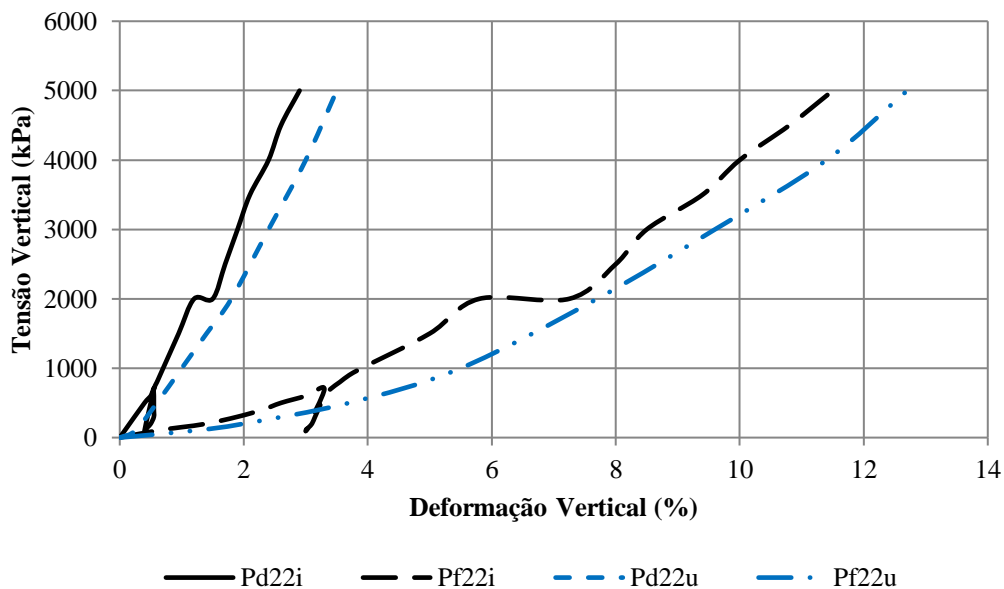


Figura 2.35 – Curvas tensão *vs.* deformação em ensaios de compressão unidimensional com basaltos inundados e inicialmente saturados (MAIA, 2001).

O fenômeno do colapso além de causar deformações imediatas nos enrocamentos, causa ainda a diminuição do módulo de deformabilidade nos estágios de carregamentos subsequentes a saturação da rocha.

Conforme detalhado no Item 2.2.3.3, para que o colapso ocorra não é necessário saturar o enrocamento, e sim a partícula, mais precisamente os vazios interconectados e fissuras, o que provoca perda de resistência dos contatos e da própria partícula. De acordo com vários autores, para uma mesma distribuição granulométrica e estado de compacidade, o colapso em um determinado estado de tensão é maior para enrocamentos com partículas menos resistentes. Tal afirmação pode ser verdadeira para o primeiro estágio de quebra, relativo ao esmagamento dos contatos. No entanto, quando a magnitude das tensões cresce no sentido de se igualar a resistência da partícula, segundo estágio de quebra, o fator preponderante para definir a magnitude do colapso é a capacidade de absorção da rocha (SANTOS *et. al*, 2016).

Do exposto, pode-se inferir que o aterro de enrocamento sempre estará sujeito ao colapso quando da ocorrência do primeiro período chuvoso e, para o caso de BENA, quando do enchimento do reservatório, mesmo para os casos em que esses enrocamentos foram compactados com molhagem. Isso porque, ao compactar os enrocamentos, a molhagem enfraquece os contatos e algumas partículas, que se quebram no processo, porém quando o aterro é alteado, o nível de tensões aumenta, novas fissuras se abrem e os pontos de contato podem apresentar tensões próximas ao limite resistente da partícula, que ao ser saturada novamente apresentará um segundo estágio de quebra das partículas. Esse segundo estágio de quebra será tão menor quanto maior for a eficiência do primeiro estágio, e a magnitude das deformações estarão relacionadas ao imbricamento das partículas, ou seja, distribuições bem graduadas e densas apresentam pouca mobilidade relativa entre partículas.

Quando o colapso ocorre na fase de operação da barragem, normalmente ocasiona trincas na laje de concreto de BEFC e trincas longitudinais na crista de barragens de enrocamento com núcleo de terra (BENA), na posição do contato de montante entre talude de enrocamento e o núcleo (ex.: Barragem Infiernillo, Cougar e Canales; JUSTO, 1990a)

2.5.4. A fluência

A fluência pode ser entendida como deformações que, sob tensão constante, se processam ao longo do tempo. Nos enrocamentos a fluência pode ser resultado não só do rearranjo espacial das partículas, mas de esmagamento nos contatos entre blocos e da fraturação desses (MARANHA DAS NEVES, 2002).

SOWERS *et al.* (1965) estudaram o registro de assentamentos pós construção de várias barragens de enrocamento (Salt Springs, Dix River, Bear Creek, El Infiernillo, Muddy Run, Quoich, Scammonden, Selset, Parabela e Pego do Altar), alguns casos superiores a 30 anos, e propuseram uma expressão semi-logarítmica que permite obter o assentamento em função do tempo:

$$\epsilon^f = \alpha \log \frac{t}{t_0} \quad (2.23)$$

onde,

ϵ^f = deformação vertical devido à fluência (% da altura da barragem);
 α = 0,2 a 0,7%; varia com o processo de colocação do enrocamento, sendo o maior valor referente ao limite de deformação para enrocamentos lançados;
 t = tempo em para o qual se pretende determinar a fluência (anos);
 t_0 = tempo inicial correspondente ao final da construção (anos).

A Figura 2.36 exemplifica os limites encontrados por SOWERS *et al.* (1965) para as deformações verticais a longo prazo.

CLEMENTE (1984, apud VEIGA PINTO, 1990) observou o comportamento de 68 barragens e dividiu as deformações ao longo do tempo em faixas pelo tipo de barragem (Fig. 2.37): barragem de enrocamento compactado e lançado com face de concreto (BEFC), barragem de enrocamento com núcleo de argila (BENA) central e inclinado para montante.

A análise da Fig. 2.37 demonstra que a compactação do enrocamento causa diminuição considerável na deformação por fluência. A grande dispersão dos dados apresentados para BEFC, com enrocamento lançado, e BENA provavelmente tem maior relação com variabilidade da densidade relativa alcançada pelos enrocamentos dessas barragens. Vale ressaltar que, apesar da maioria das BENA terem sido construídas com enrocamentos compactados, os requisitos de qualidade da compactação e densidades a serem atingidas

sofreram grande variação no decorrer do tempo, fruto da experimentação e busca pela densidade que levasse a um módulo de deformabilidade compatível com as deformações verificadas no núcleo de terra.

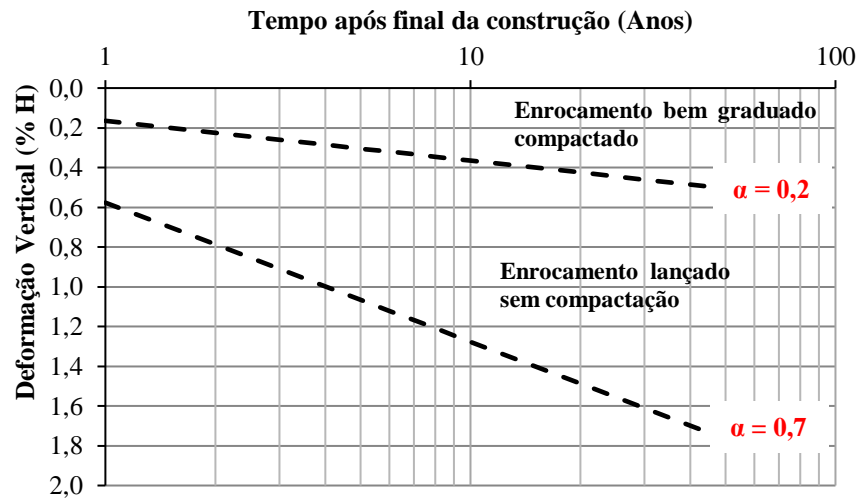


Figura 2.36 – Deformação vertical a longo prazo (SOWERS *et al.*, 1965).

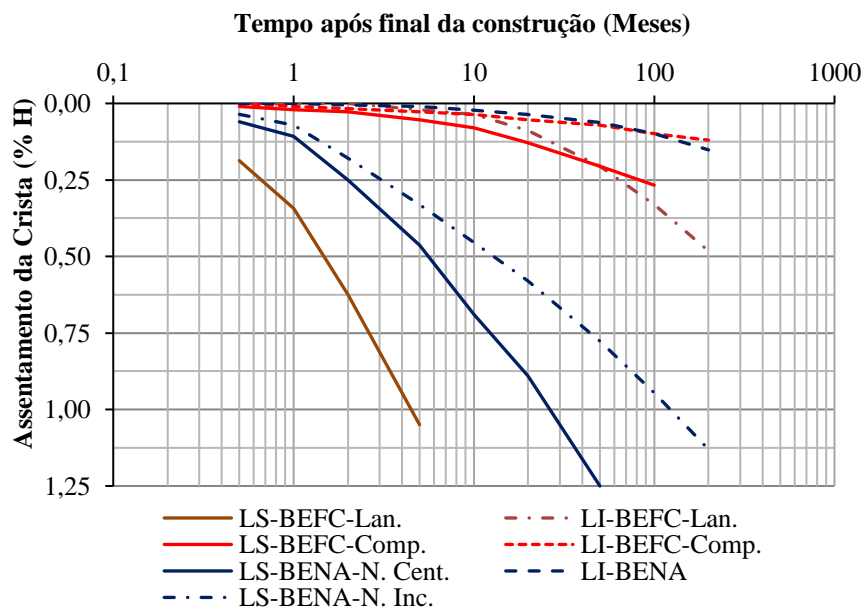


Figura 2.37 – Recalque em função do tempo (VEIGA PINTO, 1990).

SILVEIRA & BANDEIRA (2017) apresentam, na Fig. 2.38, a análise mais recente sobre a deformação com o tempo de dez importantes barragens.

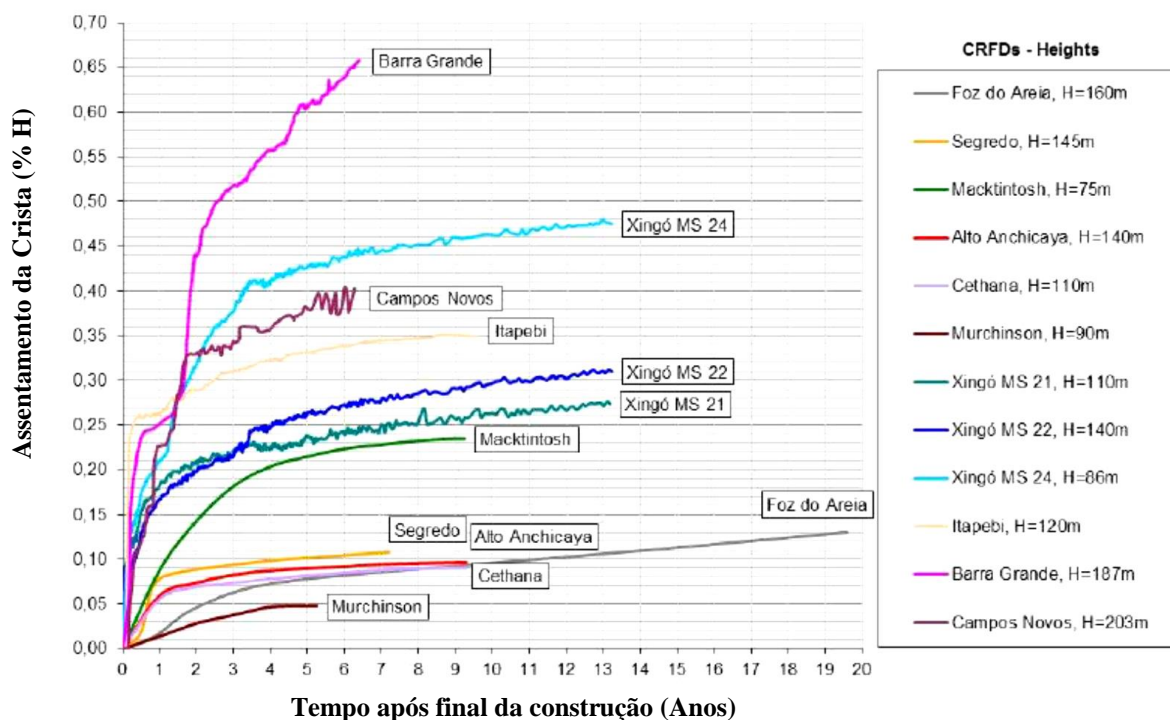


Figura 2.38 – Recalque em função do tempo (SILVEIRA & BANDEIRA, 2017).

Verifica-se que a magnitude dos deslocamentos por fluência é influenciada pelas características intrínsecas do enrocamento (distribuição granulométrica, resistência da rocha e outras), pelo estado de compactação e pelo estado de tensão atuante, mas é pouco afetada pela flutuação do reservatório (CHARLES, 1990b; PARKIN, 1990b).

Além das observações de campo, o fenômeno da fluência pode ser simulado em laboratório com razoável precisão a partir de ensaios de compressão unidimensional, uma vez que se verifica em campo uma correlação linear entre os deslocamentos verticais e o logaritmo do tempo (PARKIN, 1990b).

2.6. ANÁLISE NUMÉRICA

A primeira etapa no processo de modelagem numérica de um fenômeno físico consiste na identificação dos fatores que influenciam de forma relevante o problema. Isto implica na escolha adequada dos princípios físicos e das variáveis dependentes e independentes que descrevem o problema, resultando em um modelo matemático constituído por um conjunto de equações diferenciais. A segunda etapa do problema consiste em obter a solução do modelo

matemático, tarefa essa atribuída aos métodos numéricos, como o MEF. O MEF resolverá apenas o modelo matemático selecionado e todas as suposições feitas no modelo serão refletidas na solução. Logo, cabe ao analista verificar se a resposta do modelo escolhido está em consonância com o modelo físico simulado.

Dentre os fatores que descrevem o comportamento do material pode-se destacar seu comportamento tensão *vs.* deformação, que quando representado por um modelo matemático é denominada modelo constitutivo do material. Quando as equações do modelo assumem a forma da Lei de Hooke generalizada, são tidos como modelos elásticos, que podem ser lineares ou incrementais (ex. modelo hiperbólico). Quando estão associados a um critério de ruptura, tipo Mohr-Coulomb, são denominados modelos elásto-plásticos.

As principais razões para se realizar análises por elementos finitos em barragens são a necessidade de determinar a distribuição de tensões internas no maciço, principalmente para verificar tensões de tração que trazem risco a segurança, e para calcular deslocamentos que podem afetar o comportamento de elementos da barragem (NAYLOR 1990b). Nesse tipo de simulação não é prático discretizar a barragem com o mesmo número de camadas da compactação. Na prática, adota-se no mínimo quatro camadas e no máximo o número de camadas para o qual cada uma delas não ultrapasse 10 m de espessura.

Uma análise pelo MEF 1D, que não leva em consideração deformação lateral, é uma boa aproximação física em aterros muito largos cujo $L \rightarrow \infty$. Para o caso de barragens, a análise que mais se aproxima da realidade é a 2D com deformação plana, para vales abertos, e 3D para vales encaixados.

Além do modelo constitutivo adotado, algumas simplificações do modelo matemático podem acarretar diferenças significativas no comportamento previsto e o verificado na construção e operação da obra. INGOLD (1979, *apud* NAYLOR, 1990b) estudou o efeito da compactação de equipamentos convencionais no aumento de tensão horizontal dos solos. Verificou que esse aumento se dá até uma profundidade de 3 a 5 m e que esse aumento de tensão é proporcional ao peso do rolo. No entanto, na maioria dos casos, esse histórico de tensões devido a compactação não é considerado em análises de elementos finitos, devido a dificuldades práticas em incorporá-lo ao modelo de análise.

Outro fator importante que afeta o comportamento das barragens de enrocamento é fenômeno do colapso, que apresenta dificuldades práticas em sua implementação em análises considerando elementos finitos.

Segundo CRUZ *et al.* (2009), uma das vantagens de analisar numericamente BEFC's está na possibilidade de simular a interface de contato da laje de concreto com o enrocamento, as juntas entre lajes e junta entre laje e o plinto. Além disso, estudos via análise numérica dos fatores de impacto, como: zoneamento do enrocamento, sequencia construtiva, procedimento de enchimento, forma do vale, densidade da compactação, etc, podem contribuir com melhorias no projeto e nos métodos construtivos. Esses estudos, muitas vezes com baixos índices de acerto, como discutido nos Itens 2.5.2 e 2.6.1, melhoram a definição da faixa de incertezas por facilitar a análise paramétrica, permitindo assim a antecipação de possíveis problemas e métodos de mitigação.

Um exemplo da aplicabilidade e importância de técnicas numéricas na avaliação do comportamento do contato entre a laje de concreto com o enrocamento foi relato por ZHANG *et al.* (2004), que verificou que as trincas na laje da barragem de Tianshengqiao-I (H = 178 m) se deram em parte pela separação entre a laje e o enrocamento. Observou ainda que o aumento da altura desse tipo de barragem e, conseqüentemente, o aumento do nível de tensões ao qual o enrocamento está submetido, bem como a forma do vale, contribuem para o agravamento dessa separação entre os materiais e o surgimento de trincas na laje.

2.6.1. Modelos constitutivos

De acordo com NAYLOR (1990a), um modelo constitutivo ideal deveria incorporar as seguintes características do material de aterro:

- i. O módulo de bulk deveria aumentar com o incremento do nível de tensões;
- ii. Deve ocorrer redução da rigidez no cisalhamento devido ao acréscimo da tensão desvio;
- iii. Um critério de ruptura do tipo Mohr-Coulomb ou similar;
- iv. Uma alta rigidez no descarregamento;
- v. Uma alta rigidez para baixos níveis de tensões e para o recarregamento;
- vi. O efeito da dilatância;
- vii. Deslocamentos por colapso.

Os modelos mais indicados para representar as características dos enrocamentos são divididos em elástico não lineares, como o hiperbólico, E_c - K_0 e K-G, e elasto-plásticos, como o modelo do estado crítico. Os modelos elásticos não lineares citados podem incorporar as características (i), (ii), (iii) e (v), e adotar considerações especiais para incorporar a (iv); a dilatância (vi) não é considerada nesses modelos. O modelo do estado crítico incorpora, em princípio, as características de (i) a (vi) (NAYLOR, 1990a).

Apesar da grande aceitação do modelo hiperbólico na representação de diversos materiais geotécnicos, houve uma evolução natural desse modelo que incorporou o fenômeno da dilatância do solo e uma função de plastificação, o que deu origem ao modelo HSM (Hardening Soil Model). O modelo HSM considera três módulos de rigidez, no carregamento triaxial, no descarregamento e no carregamento edométrico, incorporando na prática as principais características do modelo hiperbólico e do modelo E_c - K_0 , esses últimos utilizados em conjunto em muitas análises. O modelo HSM assume um comportamento elástico perfeitamente plástico incorporando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e uma segunda superfície de plastificação (CAP) para descrever as deformações volumétricas plásticas sobre compressão isotrópica (função do E_{oed}). Em teoria, o modelo HSM possui grande potencial para representar o comportamento de enrocamentos.

Apesar da evolução experimentada nos últimos anos em relação a modelos e equações matemáticas incorporados às análises pelo MEF 2D e 3D, bem como a incorporação de elementos de interface que possibilitam a análise detalhada de juntas construtivas, planos de falhas, planos de contato, etc, além da evolução e surgimento de novos modelos constitutivos que abrangem maior número de variáveis na tentativa de simular o comportamento real dos materiais, ainda permanece o problema da falta de representatividade da maioria das análises numéricas com enrocamentos na fase de projeto. Os fatores mais relevantes a serem simulados em uma modelagem numérica desse material são plenamente conhecidos, porém a obtenção dos parâmetros ainda sofre o problema do efeito de escala dos ensaios convencionais de laboratório (ESG), da falta de ensaios que simulem toda a complexidade das trajetórias de tensões que são submetidos os elementos de uma barragem, bem como a dificuldade de interpretação e correlação de parâmetros obtidos do acompanhamento de obras acabadas (modelo físico em escala natural).

A interpretação dos parâmetros do enrocamento a partir de dados de instrumentação de obras não é uma tarefa fácil, uma vez que nesse tipo de material ainda tem-se uma deficiência de equipamentos e métodos para medir com razoável previsão as tensões horizontais, tanto transversais (σ_3) como longitudinais (σ_2) na construção, e medir as deformações longitudinais (ε_2). Como a resposta desse material é dependente do estado de tensão, toda interpretação de instrumentação tem um elevado grau de simplificação (ver Item 2.5.2).

Essas dificuldades não tiram o mérito das análises numéricas, que tem um papel importante na fase de decisão sobre métodos construtivos, zoneamento das barragens, posicionamento de juntas de compressão e tração nas BEFC. Todavia, deve ter em mente que essas análises funcionam como análises paramétricas, avaliando parâmetros representativos dos materiais cujas diferenças de comportamento em determinadas solicitações são conhecidas, que, no entanto, as previsões não podem ser tomadas como resposta definitiva do modelo físico analisado.

Tal fato é bem evidenciado pelo caso histórico da barragem de Beliche, amplamente registrado em farto material da bibliografia técnica, cujo projeto teve suporte de ampla campanha de ensaios de grandes dimensões em laboratório, que forneceu parâmetros para análises numéricas com diferentes modelos constitutivos. Considerado um modelo de sucesso, que serviu de exemplo para inúmeros outros projetos, que, todavia, os deslocamentos medidos em campo chegaram a ser 50% maiores do que os previstos pelos modelos numéricos (NAYLOR, 1990b).

Ainda em relação a barragem de Beliche, VEIGA PINTO (1983) observou em análises numéricas, com modelo hiperbólico e E_c - K_0 , que os parâmetros obtidos de ensaios triaxiais e de compressão unidimensional conseguem representar com razoável precisão as trajetórias de tensões observadas durante a construção. Todavia, as trajetórias de tensões verificadas durante a fase de enchimento se mostraram demasiadamente complexas para serem simuladas por meio de ensaios de laboratório.

Com relação a disparidade entre o previsto e o observado, VEIGA PINTO (1983) afirma que, apesar de subjetiva a classificação da qualidade dos resultados de uma análise, em termos de deslocamentos uma análise pode ser considerada boa quando os resultados calculados não

diferem mais do 50% dos valores observado, e considerada deficiente quando essa diferença supera os 100%.

VEIGA PINTO (1983) avaliou os resultados encontrados por 30 retro-análises publicadas na bibliografia e concluiu que houveram análises satisfatórias a partir de dados obtidos do ensaio de compressão unidimensional, porém as análises que obtiveram parâmetros de ensaios triaxiais conduziram a valores bastante diferentes dos observados nos protótipos. Enquanto aquelas análises que se basearam em ensaios triaxiais obtiveram assentamentos sempre superiores aos observados, as análises que obtiveram parâmetros dos ensaios de compressão unidimensional obtiveram assentamentos inferiores aos reais. A esse respeito, o referido autor concluiu que não adianta desenvolver muito em técnicas numéricas e modelos constitutivos se não se dispor da caracterização mecânica dos materiais de forma conveniente.

A dificuldade de obter parâmetros representativos para simular aterros de enrocamento tem levado ao desuso de modelos constitutivos mais elaborados, ou seja, que dependem de inputs de dados representativos obtidos de várias simulações em laboratório. Observa-se, na literatura publicada nos últimos 15 anos, a grande utilização de modelos mais simples para representar esse material, como elástico linear, bi-linear e linear com plastificação. Em alguns casos, observa-se nas retro-análises a compartimentação de zonas da barragem com comportamento elástico linear distintos, o que se assemelha a um comportamento global elástico não linear (dependente do nível de tensão), porém sem uma equação representativa.

No caso do modelo elástico linear, são necessários apenas dois parâmetros para representar o comportamento tensão-deformação do material isotrópico, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, que são constantes para qualquer estado de tensão. Uma adaptação bem aceita no meio técnico é a adoção de um módulo maior para descarregamento-recarregamento, principalmente para as análises do enchimento do reservatório de BEFC, definido na literatura como módulo de enchimento ou módulo transversal, que varia de 2 a 4 vezes o módulo vertical obtido da retro-análise da instrumentação de campo. O módulo vertical reportado na maioria dos artigos técnicos se refere ao módulo secante para deformação final, ou seja, que não permite avaliar a deformação ocorrida nos diferentes estágios da obra.

A esse respeito MAHLER (1979, apud VEIGA PINTO, 1983) já havia observado que retro-análises adotando modelo elástico-linear realizadas com parâmetros obtidos da observação do caso real, normalmente, conduzem a bons resultados.

2.7. BANCO DE DADOS

Para cumprir a primeira etapa (i) do objetivo proposto (Item 1.2), foram coletados dados da bibliografia pesquisada, dando origem ao banco de dados dessa Tese, que foi dividido em dados provenientes de ensaios de compactação em laboratório, dados de ensaios em aterro experimental e dados provenientes de ensaios e retro-análises de instrumentações de diversas barragens.

Os referidos dados foram organizados nesse item com o intuito de facilitar a pesquisa e análises, que serão apresentadas nos Capítulos 4, 5 e 6. Serviram ainda como referência para definições do programa de ensaios adotado nessa Tese (Capítulo 3).

2.7.1. Ensaios de compactação em laboratório

São apresentados nesse tópico dados provenientes de ensaios de compactação em laboratório tentando simular e prever o comportamento mecânico de enrocamentos em escala de campo de diversas barragens. A Tab. 2.16 apresenta características, determinação das densidades máximas e mínimas de enrocamentos de grauvaca da barragem de Beliche (VEIGA PINTO, 1982). A Tab. 2.17 apresenta as mesmas informações para o granito de Serra da Mesa e Basalto de Marimondo (MAIA, 2001), e a Tab. 2.18 apresenta ensaios pioneiros de MARSAL (1965) para determinação das densidades máximas e mínimas de enrocamentos constituídos de diferentes tipos de rocha e distribuições granulométricas.

Tabela 2.16 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas com distribuições granulométricas da grauvaca de Beliche (VEIGA PINTO, 1982).

Material		Método Compac.	d/ D _{max}	D _{max} (mm)	C _u	n _f (Fuller)	γ _{d min} kN/m ³	γ _{d max.L} kN/m ³	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L} / e _{max}	C _{f.dg}
Origem	Ident.											
Beliche	EA -1	P. Vibrat.	5	58	2,7	1	16,1	18,3	0,52	0,34	0,65	7,6
	ES - 2	P. Vibrat.	6	50	12,5	0,7	15,2	20,5	0,77	0,31	0,40	10,0
	F1	P. Vibrat.	-	100		0,7	16,6	22	0,51	0,17	0,33	15,0

Tabela 2.17 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas com distribuições granulométricas do granito de Serra da Mesa e Basalto de Marimbondo (MAIA, 2001).

Autor	Material		Método Compac.	d/D _{max}	D _{max} (mm)	D ₅₀ (mm)	C _u	C _c	n _f	γ _{d min}	γ _{d max.L}	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L} /e _{max}	C _{f.dg}
	Origem	Ident.							(Fuller)	kN/m ³	kN/m ³				
MAIA (2001)	Granito de Serra da Mesa	103	Martelete	7	152,4	102,8	1,12	2,66	1,6	14,69	16,44	0,79	0,6	0,76	6,91
		26	M.Vibratória	8	38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	13,98	17,25	0,85	0,5	0,59	4,06
		26 Tri	Soquete		38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	15,5	20,5	0,64	0,24	0,38	4,06
		22 - Truncada	Mesa Vibratória	8	38,1	21,7	4,81	36,01	0,8	17,48	20,73	0,47	0,23	0,49	7,56
	Basalto de Marimbondo Campo (25 anos)	103	Martelete	7	152,4	102,8	1,12	2,66	1,6	15,21	18,32	0,84	0,53	0,63	6,91
		26	M.Vibratória	8	38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	14,53	18,12	0,90	0,52	0,58	4,06
		26 Tri	Soquete	6	38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	16,5	20,6	0,66	0,37	0,56	4,06
		12	M.Vibratória	16	19,1	12,3	1,03	2,41	1,6	13,62	17,32	1,01	0,58	0,57	3,11
	Basalto de Marimbondo Pedreira	103	Martelete	7	152,4	102,8	1,12	2,66	1,6	15,16	18,54	0,89	0,54	0,61	6,91
		26	M.Vibratória	8	38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	14,83	18,71	0,94	0,54	0,57	4,06
		26 Tri	Soquete	6	38,1	25,9	1,05	2,4	1,6	16,5	20,8	0,70	0,35	0,50	4,06
		22 - Truncada	M.Vibratória	8	38,1	21,7	4,81	36,01	0,8	18,5	22,3	0,56	0,29	0,52	7,56
		16	M.Vibratória	12	25,4	16,3	1,07	2,38	1,6	14,94	18,13	0,88	0,55	0,63	3,47
		12	M.Vibratória	16	19,1	12,3	1,03	2,41	1,6	14,05	17,83	0,99	0,57	0,58	3,11
		8	M.Vibratória	24	12,7	80,1	1,21	2,98	1,6	13,9	18,01	1,00	0,55	0,55	2,66

Tabela 2.18 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas das distribuições granulométricas de diversos enrocamentos (MARSAL, 1965; Continua).

Material		Método Compac.	Absorção (%)	γ_d -Rocha (kN/m ³)	d/D _{max}	D _{max} (mm)	C _u	n _f	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L} /e _{max}	C _{f.dg}	C _f
Origem	Tipo de Rocha							(Fuller)					
Infiernillo	Enrocamento de Santa Fé (Adesito)	P. Vibrat.	-	23,2	5	200	1,18	2,5	1,06	0,84	0,79	4,5	-
	Cascalho de Contreras (natural)	P. Vibrat.	-	23,7	10	100	1,7	1,5	0,68	0,53	0,78	6,3	0,69
	Areia de Texcoco	P. Vibrat.	-	25,2	100	10	0,12	0,8	0,81	0,57	0,70	3,6	-
-	Basalto	P. Vibrat.	-	27,8	6	180	19	0,3	0,47	0,29	0,62	54,3	-
	Gnaise-Granítico	P. Vibrat.	-	26,2	6	180	14	0,6	0,50	0,31	0,62	25,7	-
	Gnaise-Granítico	P. Vibrat.	-	26,2	6	180	2,5	1,5	0,77	0,58	0,75	8,0	-
Infiernillo	Conglomerado silicificado	P. Vibrat.	2	27,3	6	180	10	0,6	0,55	0,4	0,73	25,7	0,65
	Diorita	P. Vibrat.	0,99	26,9	6	180	5	0,8	0,63	0,48	0,76	17,9	0,65
Pinzandarán	Cascalho arenoso	P. Vibrat.	1,3	27,7	6	180	100	0,3	0,43	0,29	0,67	54,3	0,85

Tabela 2.18 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas das distribuições granulométricas de diversos enrocamentos (MARSAL, 1965; Continuação).

Material		Método Compac.	Absorção (%)	$\gamma_{d-Rocha}$ (kN/m ³)	d/D _{max}	D _{max} (mm)	C _u	n _f	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L/e_{max}}	C _{f.dg}	C _f
Origem	Tipo de Rocha							(Fuller)					
Malpaso	Cglomerado	P. Vibrat.	2,9	27	6	180	63	0,4	0,51	0,31	0,61	40,8	0,7
São Francisco	Basalto gran.1	P. Vibrat.	0,49	27,8	11	90	11	0,3	0,55	0,33	0,60	31,9	0,60
	Basalto gran.2	P. Vibrat.		27,8	6	180	18	0,3	0,46	0,29	0,63	54,3	0,65
-	Gnaise Granítico Micáceo X	P. Vibrat.	0,75	26,2	6	180	14	0,55	0,50	0,31	0,62	28,5	0,60
-	Gnaise Granítico Micáceo Y	P. Vibrat.	-	26,2	6	180	2,5	1,5	0,77	0,58	0,75	8,0	0,60
-	Gnaise Granítico + 30% Mica X	P. Vibrat.	-	26,4	6	180	19	0,55	0,51	0,29	0,57	28,5	-
-	Gnaise Granítico + 30% Mica Y	P. Vibrat.	-	26,4	6	180	2,5	1,5	0,79	0,6	0,76	8,0	-
El Granero	Cascalho gran. A	P. Vibrat.	0,93	26,8	6	180	10	0,75	0,70	0,45	0,64	19,4	0,65
	Cascalho gran. B	P. Vibrat.	-	26,8	6	180	4,3	1	0,84	0,64	0,76	13,4	0,65

Tabela 2.18 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas das distribuições granulométricas de diversos enrocamentos (MARSAL, 1965; Continuação).

Material		Método Compac.	Absorção (%)	γ_d -Rocha (kN/m ³)	d/D _{max}	D _{max} (mm)	C _u	n _f	e _{max}	e _{min.L}	e _{min.L} /e _{max}	C _{f.dg}	C _f
Origem	Tipo de Rocha							(Fuller)					
Chivor	Filito gran. A	P. Vibrat.	0,94	28,1	6	180	7,1	0,6	0,68	0,59	0,87	25,7	-
	Filito gran. B	P. Vibrat.	-	28,1	6	180	2	1,3	0,80	0,74	0,93	9,6	-
	Filito gran. C	P. Vibrat.	-	28,1	6	180	10	0,4	0,41	0,32	0,78	40,8	-
La Angostura	Calcário gran. A	P. Vibrat.	5,6	23,1	6	180	7,1	0,6	0,50	0,35	0,70	25,7	-
	Calcário gran. B	P. Vibrat.	-	23,1	6	180	2	1,3	0,73	0,49	0,67	9,6	-
	Cascalho arenoso gran. A	P. Vibrat.	0,78	26,3	6	180	7,1	0,6	0,39	0,30	0,77	25,7	-
	Cascalho arenoso gran. Natural	P. Vibrat.	-	26,5	6	180	16	0,4	0,30	0,25	0,83	40,8	-
Las Piedras	Tufo vulcânico gran. A	P. Vibrat.	2,1	26,5	6	180	6	0,6	0,60	0,52	0,87	25,7	-
	Tufo vulcânico gran. C	P. Vibrat.	-	26,7	6	180	54	0,35	0,43	0,23	0,53	46,8	-

2.7.2. Ensaios em aterros experimentais

São apresentados nesse tópico dados provenientes de ensaios de compactação em aterros experimentais, que foram executados para definir a metodologia a ser empregada no aterro de barragens, e que permitiram o estudo das características desejáveis dos enrocamentos.

A Tab. 2.19 apresenta dados de ensaios de compactação em pista experimental na barragem de El Cajón (MARQUES FILHO *et. al.*, 2007; MARQUES FILHO *et. al.*, 2009; ALAVEZ *et al.*, 2009).

A Tab. 2.20 apresenta dados de ensaios de compactação em pista experimental na barragem de La Yesca (VELÁSQUEZ *et al.*, 2011).

A Tab. 2.21 apresenta dados de ensaios de compactação em pista experimental na barragem de Sanbanxi (GULIANG *et al.*, 2017).

Tabela 2.19 – Dados de ensaios de compactação em pista experimental na Barragem de El Cajón (MARQUES FILHO *et. al.*, 2007; MARQUES FILHO *et. al.*, 2009; ALAVEZ *et al.*, 2009).

Aterro Experimental de El Cajón (Enrocamento de Ignimbrito)																		
Peso do Rolo (Ton)	D _{max} (cm)	n _f (Fuller)	e _{max} (interpretado)	e _{min.C} (interpretado)	e _{min.C} /e _{max}	N. de Pas.	Espessura da Camada (cm)											
							40				60				90			
							γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)	E _{VM} (MPa)	γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)	E _{VM} (MPa)	γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)	E _{VM} (MPa)
7,5 (Rocha pouco alterada, A)	40	0,4	0,42	0,09	0,21	4	20,6	0,19	70		19,5	0,2	67		18,5	0,26	48	
						6	20,9	0,13	88	70	20,4	0,14	85	50	17	0,23	58	30
						8	21,5	0,09	100	92	20,3	0,15	82	87	19,3	0,21	64	110
10,6 (Rocha sã, B)	40	0,4	0,42	0,09	0,21	4	20,8	0,13	88		20,2	0,16	79		20,2	0,16	79	
						6	21,5	0,09	100		20,7	0,13	88		19,3	0,21	64	
						8	21,5	0,09	100		19,5	0,2	67		19	0,23	58	
Aterro Experimental de El Cajón (Enrocamento de Ignimbrito)															Aterro da Barragem			
Peso do Rolo (Ton)	D _{max} (cm)	n _f (Fuller)	Cu	e _{max} (interp.)	e _{min.C} (interp.)	e _{min.C} /e _{max}	Número de Passadas	Espessura da Camada (cm)										
								66				83				80		
								γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)	E _{VM} (MPa)	γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)	E _{VM} (MPa)	γ _d (kN/m ³)	e ₀	D _R (%)
12,4 (Rocha sã, 3B)	65	0,45	58	0,3	0,10	0,33	3					19,4	0,20	50				
							4	20,1	0,16	70								
							6	20,3	0,15	75		18,6	0,25	25		19,70	0,19	55
							8	20,9	0,12	90		19	0,23	35				

Tabela 2.20 – Dados de ensaios de compactação em pista experimental na Barragem de La Yesca (VELÁSQUEZ *et al.*, 2011).

Aterro Experimental La Yesca (Cascalho Arenoso)												
Material	Peso do rolo (Ton)	D _{max} (cm)	n _f (Fuller)	Cu	Número de Passadas	Espessura da Camada (cm)						
						60		80		100		
						e ₀	E _{VM} (MPa)	e ₀	E _{VM} (MPa)	e ₀	E _{VM} (MPa)	
Cascalho arenoso (3B)	12,2	50	0,45	75	4	0,26		0,25		0,23		
					6	0,25	277	0,25	256	0,24	246	
					8			0,26		0,29		
Aterro Experimental La Yesca (Enrocamento de Dacito)												
Material	Peso do rolo (Ton)	Origem	D _{max} (cm)	n _f (Fuller)	Cu	Número de Passadas	Espessura da Camada (cm)					
							80		100		120	
							e ₀	E _{VM} (MPa)	e ₀	E _{VM} (MPa)	e ₀	E _{VM} (MPa)
Enrocamento de Dacito (3C; 200 l/m ³)	12,2	Fluidal	80	0,45	27	8	0,34	148	0,33	135	0,37	126
		Porfírico	80	0,45	27	8	0,36	174	0,41	158	0,42	150

Tabela 2.21 – Dados de ensaios de compactação em pista experimental na Barragem de Sanbanxi (GULIANG *et al.*, 2017).

Aterro Experimental Sanbanxi								
Material	Peso do cilindro (Ton)	Espessura da Camada (cm)	Número de Passadas					
			4		6		8	
			γ_d (kN/m ³)	e_0	γ_d (kN/m ³)	e_0	γ_d (kN/m ³)	e_0
Arenito sã + moderadamente intemperizado (40:60%; 150 l/m ³)	20	79			21,42	0,25		
		76					22,15	0,21
	25 (rolo)	76					21,5	0,25
		79			21,14	0,27		
		80	19,79	0,36	20,78	0,30	21,02	0,28
	18 (rolo)	80	19,39	0,39	20,02	0,35	20,35	0,32
Arenito sã + moderadamente intemperizado (60:40%; 150 l/m ³)	20	81			20,25	0,32		
		73					20,95	0,27
	25 (rolo)	68					20,27	0,32
		61			19,83	0,35		

2.7.3. Banco de dados do comportamento mecânico de barragens

São apresentados nesse tópico dados provenientes de ensaios em campo e retro-análises de instrumentações de diversas barragens. Salienta-se que os dados apresentados se tratam de uma coletânea com grande generalidade de interpretações e transcritos aqui sem análise crítica, conforme detalhado no Item 2.5.2.

A seguir são apresentados abreviações e símbolos adotados nas tabelas que compõe o banco de dados do comportamento mecânico de barragens (Tab. 2.23 a 2.41):

- BEFC – Barragem de enrocamento com face de concreto;
- BENA – Barragem de enrocamento com núcleo argiloso;
- BEFM – Barragem de enrocamento com face de madeira;
- BEFV – Barragem de enrocamento com face vedante;
- BENCA – Barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico;
- BEFG – Barragem de enrocamento com face de geomembrana;
- BENVE – Barragem de enrocamento com núcleo vedante;
- $E_{VM \text{ médio}}$ – Módulo de deformabilidade vertical do enrocamento;
- E_{EDO} – Módulo edométrico do enrocamento;
- $E_{TM \text{ médio}}$ – Módulo de deformabilidade transversal do enrocamento;
- ED1 – Energia de compactação, de acordo com a Equação 2.16;
- n_f – Coeficiente de Fuller, conforme definido no Item 3.3;
- $C_{f,dg}$ – Coeficiente de forma da distribuição granulométrica, conforme definido no Item 4.3.1.
- $e_{\min \text{ (inferido)}}$ – Índice de vazios mínimo inferido, conforme curva característica do material de referência (enrocamento com o granito de Serra da Mesa; Capítulo 6);
- $e_{\max \text{ (inferido)}}$ – Índice de vazios máximo inferido, conforme curva característica do material de referência (enrocamento com o granito de Serra da Mesa; Capítulo 6);
- $D_R \text{ (\%)} \text{ (inferida)}$ – Densidade relativa inferida, conforme curva característica do material de referência (enrocamento com o granito de Serra da Mesa; Capítulo 6);

Salienta-se ainda que nas tabelas as colunas referentes a n_f , $C_{f,dg}$, $e_{\min \text{ (inferido)}}$, $e_{\max \text{ (inferido)}}$ e $D_{R(\text{inferida})}$ representam parâmetros definidos e interpretados nos Capítulos 3, 4 e 6, conforme detalhes apresentados anteriormente na lista de abreviações, que foram inseridos ao banco de dados para facilitar e organizar a pesquisa de dados.

Nas tabelas, a zona do material é classificada de acordo com os critérios definidos nas Figs. 2.29 a 2.32.

A Tab. 2.22 apresenta bibliografia pesquisada para compor os dados das Tab. 2.23 a 2.41.

Tabela 2.22 – Bibliografia pesquisada para compor os dados das Tabelas 2.23 a 2.41.

XAVIER <i>et al.</i> (2007)	JOHANNESSON & TOHLANG (2007)	ZHANG <i>et al.</i> (2004)
SANDOVAL <i>et al.</i> (2007a)	LORIGGIO & SENEM (2007)	CASTRO (1996)
SANDOVAL <i>et al.</i> (2007b)	SHIMABUKURO <i>et al.</i> (1999)	SABOYA JR. (1993)
BORGES <i>et al.</i> (2007)	VEIGA PINTO (1983)	HERNÁNDEZ <i>et al.</i> (2012)
CALCINA (2017)	ZEYAN & GUOCHENG (2009)	PINTO <i>et al.</i> (1985)
MATERON (1985a; 1985b)	AMAYA & MARULANDA (1985)	MAQCKENZIE & MACDONALD (1985)
GOOD <i>et al.</i> (1985)	CASINADER & WATT (1985).	FENG & WEI (2009)
PINTO (2007)	CRUZ <i>et al.</i> (2009)	SOUZA <i>et al.</i> (2007)
MATERÓN (2007)	MARULANDA <i>et al.</i> (2007)	MOGOLLÓN & TELLO (2007)
JOHANNESSON (2007)	CRUZ & PINTO (2007)	PERES <i>et al.</i> (2007)
XAVIER <i>et al.</i> (2007)	CRUZ & PEREIRA (2007)	PEREIRA <i>et al.</i> (2007)
SIERRA <i>et al.</i> (1985)	CUNJUN <i>et al.</i> (2017)	SILVEIRA & BANDEIRA (2017)
SIERRA (2017)	LI <i>et al.</i> (2017)	
GULIANG <i>et al.</i> (2017)	ROCHA FILHO (2017)	

Tabela 2.23 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Cethana	BEFC	Austrália	1971	110	2,48	2B	Quartzito	225	0,45	10	4	sim
						3A	Quartzito	225	0,45	10		
						3B	Quartzito	600	0,9	10	4	150
						3C	Quartzito	1.200	1,35	10		
Alto Anchicayá	BEFC	Colômbia	1974	140	1,14	2B	Hornfels	300	0,45	10	4	
						3B	Hornfels	600	0,6	10	4	200
						3C	Hornfels	600	0,6	10	4	200
						3D	Hornfels	1.000		10	4	
Golillas	BEFC	Colômbia	1978	130	0,92	2B	Cascalho processado	150	0,6	10	4	
						3B	Cascalho	600	0,6	10	4	
						3C		1.200				
Foz do Areia	BEFC	Brasil	1980	160	5,47	2B	Basalto Denso	75	0,4	10	4	Sim
						3B	Basalto Denso com até 25% Brecha	800	0,8	10	4	250
						3C	Basalto Denso com até 25% Brecha	600	1,6	10	4	250
						T	Basalto Denso intercalado com Brecha	600	0,8	10	4	250

Tabela 2.23 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Cethana	2B		19	0,6									
	3A												
	3B		25	0,5	20,7		0,26					1,3	1,3
	3C												
Alto Anchicayá	2B		17	0,6									
	3B		16	0,5	22,8		0,3						
	3C			0,4						0,5	0,5	1,4	1,4
	3D												
Golillas	2B			0,4	21,8		0,25	27,4					
	3B			0,3	22,5		0,18	26,5		0,4	0,4	1,6	1,6
	3C												
Foz do Areia	2B		10	0,6	21,2		0,31	27,2	240				
	3B		6	0,6	21,2		0,33	27,5	240 - 38				
	3C		14	0,5	19,8		0,27	24,6	240-38				
	T		14	0,5	19,8		0,27	24,6	240-38 (saturado 80% - 67%)	0,4	0,4	1,4	1,4 (entre bermas)

Tabela 2.23 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)	
Cethana	2B					1.383	30				11,6		35	
	3A													
	3B	0,26	140	110-180		346	71	0,14	0,36	45				
	3C													
Alto Anchicayá	2B			100-170		1.383	35				12		1.800 - 180	
	3B	0,30	135		405	778	71	0,14	0,36	27				
	3C					778	96							
	3D													
Golillas	2B	0,25				778	36	0,18	0,41	71	16	39 (0,3% H)	1.080 - 200	
	3B	0,18	70-262	139-262	393	778	137	0,11	0,32	66				
	3C													
Foz do Areia	2B	0,31		35		1.750	15	0,26	0,49	79	77,5	352 (2,23% H)	260 - 60	
	3B	0,33	40-60		210	438	65	0,14	0,36	16				
	3C	0,27	30-90			109	71	0,14	0,36	40				
	T	0,27	40			438	71	0,1393	0,3583	40				

Tabela 2.24 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Salvajina	BEFC	Colômbia	1983	148	2,62	2B	Cascalho processado (35% de areia e 5% passante na #200)	100	0,45	10	4	
						3B	Cascalho compactado	300	0,6	10	4	
						3C	Enroc. arenitos e siltitos (semi-intemp. 80% < 25 mm)	600	0,9	10	6	
Segredo	BEFC	Brasil	1992	145	4,37	2B	Basalto sã bem graduado	75	0,4	10	6	
						3B (IB)	Basalto sã com até 25% de brecha	800	0,8	10	6	250
						3C (IC)	Basalto sã com até 40% de brecha	1.600	1,6	10	6	250
						3D	Intercalação basalto sã com brecha		0,8	10	6	250
Aguamilpa	BEFC	México	1993	187	3,92	2B	Mistura Seixos britados e areia	75	0,3	5	4	Sim
						3B	Aluvião	500	0,6	10	4	
						3C	Enrocamento de Ignimbrito	1.000	1,2	10	4	
						T		500	0,6	10	4	

Tabela 2.24 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Salvajina	2B	1 x 10 ⁻³		0,35	23,6		0,18	27,92				1,5	1,4
	3B			0,55	22,4		0,25	28					
	3C	3 x 10 ⁻²		0,5	22,6		0,21	27,35	17 - 30				
Segredo	2B									0,3	0,3	1,3	1,4
	3B (IB)			0,45			0,37	29	200				
	3C (IC)			0,9			0,43	23	38				
	3D												
Aguamilpa	2B		100							0,3 - 0,5	0,3 - 0,5	1,5	1,4 (entre bermas)
	3B		>100	0,4			0,19						
	3C						0,40						
	T						0,29						

Tabela 2.24 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)	
Salvajina	2B	0,18				1.383	30	0,20	0,42	107	10	30	60 (0,4% H)	
	3B	0,25				778	40	0,18	0,40	67				
	3C	0,21				519	71	0,14	0,36	68				
Segredo	2B		45	42		2.625					34	223 (1,53% H)	390 - 50	
	3B (IB)	0,37	70			656	100	0,12	0,33	1				
	3C (IC)	0,43	26			164	49	0,16	0,39	1				
	3D					656								
Aguamilpa	2B			130		1.556					32 (crista)	170 (0,90% H)	258 - 100	
	3B	0,19	317			1170	778	85	0,13	0,35				72
	3C	0,40	44				194							
	T	0,29	139				778							

Tabela 2.25 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Xingó	BEFC	Brasil	1994	140	6,22	2B	Transição de rocha (Gnaisse) e saprolito com finos (45% de areias e 12% passante na #200)	100	0,4	9,2	6	
						3A	Transição grossa, enrocamento fino	400	0,4	9,2	6	
						3B	Granito-gnáissico	1.000	1	9,2	4	150
						3C	Gnaisse	1.000	2,9	9,2	4	seco
Messochora	BEFC	Grécia	1995	150	2,27	2A	Seixos rolados processados		0,4	Placa vibratória	4	
						2B	Seixos rolados processados (38% areia e 5% passante #200)	75	0,4	10	4	
						3A	Calcário	400	0,4	10	4	100
						3B	Calcário	1.000	1	10	4	100
						3C	Calcário	1.500	1,5	10	4	100

Tabela 2.25 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e _o (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Xingó	2B		80	0,35	23		0,16					1,4	1,4
	3A		53		22,5		0,21						
	3B		10		21,5		0,27						
	3C		80		21		0,31						
Messochora	2A											1,4	1,4
	2B				23		0,16						
	3A												
	3B		<15		19		0,3						
	3C				20		0,36						

Barragem	Zona	e _o (inter.)	E _{VM} médio (MPa)	E _{EDO} (MPa)	E _{TM} médio (MPa)	ED ₁	C _{f.dg}	e _{min} (inferido)	e _{max} (inferido)	D _R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Xingó	2B	0,16	59	32		2.415	30	0,20	0,42	116	30	290 (1,93% H)	200 - 135
	3A	0,21	40			2.415							
	3B	0,27	32-56			258							
	3C	0,31	20			31							
Messochora	2A												
	2B	0,16				1.750							
	3A					1.750							
	3B	0,30	44			280							
	3C	0,36	44			124							

Tabela 2.26 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Pichi Picún Leufú	BEFC	Argentina	1995	50	36	2B	Transição processada (45% de areia e 5% passante na #200)	50	0,3	10	6	Sim
						3B	Seixos rolados (25% de areia e <2% passante na #200)	250	0,6	10	6	
						3C	Seixos rolados (25% de areia e <2% passante na #200)	250	1,2	10	6	
Santa Juana	BEFC	Chile	1995	113	3,05	2B	Seixos processados (35-55% de areia e 4-12% passante #200)	100	0,3	10	4	
						3B	Seixos naturais	600	0,6	10	4	
						3C	Enroc. ou seixos	600	0,9	10	4	
Itá	BEFC	Brasil	1999	125	7,04	2B	Basalto (25% de areia e 1% passa na #200)	100	0,4	9	4	
						3A	Basalto		0,4	9	4	
						3B	70% de Basalto denso		0,8	9	4	200
						3B'	Basalto vesicular e brecha basáltica		0,8	9	4	200
						3C	Basalto denso, vesicula e brecha		1,6	9	4	seco

Tabela 2.26 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Pichi Picún Leufú	2B												
	3B				23,8	102						1,5	1,5
	3C				22,3								
Santa Juana	2B												
	3B											1,5	1,6
	3C												
Itá	2B												
	3A												
	3B											1,3	1,2 (entre bermas)
	3B'												
	3C												

Tabela 2.26 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Pichi Picún Leufú	2B					4.667					2		13,5
	3B					1.167							
	3C					292							
Santa Juana	2B					3.111							
	3B					778							
	3C					346							
Itá	2B			40		1.575					45	205 (1,64% H)	1.890 - 200
	3A					1.575							
	3B		60			120	394						
	3B'		45			90	394						
	3C		45			90	98						

Tabela 2.27 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Tianshengqiao	BEFC	China	1999	178	5,46	2B	Calcário processado	75	0,4	9	6	
						3A	Calcário processado	300	0,4	9	6	
						3B	Calcário	800	0,8	18	6	
						3C	Argilito	800	0,8	18	6	
						3D	Calcário	1.000	1,6	18	6	
Puclaro	BEFC	Chile	2000	80	10,62	2B	Cascalho	38	0,3	10	4	
						3A	Cascalho	150	0,3	10	4	
						3B	Cascalho	600	0,6	10	4	
						3C	Cascalho	600	0,9	10	4	
Antamina	BEFC	Peru	2002	109		2B	Calcário (40-55% de areia e <8% passa na #200)	75	0,5	10	6	
						3A	Calcário (Seixo rolado processado)	300	0,5	10	6	
						3B	Calcário	1.000	1	10	6	250
						3C	Calcário	2.000	2	10	6	250
Machadinho	BEFC	Brasil	2002	127	4,93	2B	Basalto	100	0,4	9	4	
						3A	Basalto Denso	400	0,4	9	4	
						3B	Basalto (70% denso e 30% brecha)	800	0,8	12	6	200
						3C	Basalto (70% denso e 30% brecha)	1.600	1,6	9	4	
						3C'	Brecha	1.200	1,2	9	4	
						3D	Basalto (70% denso a alter. e 30% brecha)	1.600	1,6	9	4	
						3D'	Brecha		1,2	9	4	

Tabela 2.27 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Tianshengqiao	2B	2 x 10 ⁻³	33		22		0,23	27,2		0,4	0,3	1,4	1,25 (entre bermas)
	3A	2 x 10 ⁻¹			21,5		0,27	27,2					
	3B	3 x 10	17		21,5		0,28	27,2					
	3C	1 x 10 ⁻²			21,2		0,30	27,6	< 30				
	3D	3 x 10			20,5		0,32	27,2					
Puclaro	2B											1,5	1,6
	3A												
	3B												
	3C												
Antamina	2B									0,35	0,35	1,4	1,4 (entre bermas)
	3A												
	3B												
	3C												
Machadinho	2B								>50	0,4 - 0,6	0,4 - 0,6	1,3	1,2 (entre bermas)
	3A		5-30	0,65					70% >50				
	3B		5-20	0,55					70% >50				
	3C		9	0,35					>25				
	3C'								>25				
	3D								70% >40				
	3D'								70% >40				

Tabela 2.27 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Tianshengqiao	2B	0,23		50		2.363					93,3 (crista)	332 (1,87% H)	55
	3A	0,27				2.363							
	3B	0,28	45			1.181							
	3C	0,30				1.181							
	3D	0,32				295							
Puclaro	2B					3.111							
	3A					3.111							
	3B					778							
	3C					346							
Antamina	2B					1.680							450 - 250
	3A					1.680							
	3B					420							
	3C					105							
Machadinho	2B			30		1.575					160 (1,28% H)	900 - 600	
	3A		> 80			1.575	38	0,18	0,41				
	3B		50 < E <90			788	75	0,14	0,35				
	3C		50 < E <90			98	236	0,09	0,28				
	3C'					175							
	3D		15 < E <50			98							
	3D'					175							

Tabela 2.28 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Mohale	BEFC	Lesoto	2002	145	3,85	2B	Basalto	75	0,4	12	4	sim
						3A		400	0,4	12	6	
						3B		1.000	1,0	12	6	150
						3C		2.000	2,0	12	6	Seco
Kárahnjúkar	BEFC	Islândia	2008	198	4.1	2B	Brita arenosa	20	0,2	P. vibratória	6	
						3A		200	0,4	12,8 (cilindro; amp. 2,1 mm; 25 Hz; Imp. Dinâm. 45 t)	6	
						3B	Basalto	400	0,4/0,6/0,8		4	
						3B'	Montante/parte jusante	500	0,6/0,8/1,2		4	
						T'						
						3A' (8)		100	0,4		4	
						3D (6)		1.000	1,6		4	
Quebra Queixo	BEFC	Brasil	2003	75		2B	Basalto	100	0,4		9	6
						3A	Basalto denso	400	0,4	9	6	
						3B	70% de Basalto ou riodacito denso	800	0,8	9	6	
						3C	Brechas, basalto denso ou vesicular	1.600	1,6	9	6	
Itapebi	BEFC	Brasil	2003	120	4,65	2B	Gnaisse (35-55% areia e <7% passa na #200)	100	0,4	9	8	
						3A		400	0,4	9	8	
						3B	Gnaisse São	800	0,8	9	10	Sim
						3C	Gnaisse alt. (>20% finos)	1.600	1,6	9	10	
						T	Gnaisse alt. (>20% finos)		1,6	9	4	

Tabela 2.28 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Mohale	2B		10							0,35	0,35	1,4	1,45
	3A												
	3B		14										
	3C												
Kárahnjúkar	2B	2 x 10 ⁻⁵	20		21,9		0,32			0,65 (zona central)	0,65 (zona central)	1,3	1,3
	3A	1,7 x 10 ⁻⁴			21,7		0,34						
	3B	3 x 10 ⁻⁴		0,4	21,35		0,36						
	3B'	5,9 x 10 ⁻⁴			21,7		0,34						
	T'	2,8 x 10 ⁻⁴					0,27						
	3A' (8)	1 x 10 ⁻⁴			22,8		0,34						
	3D (6)				21,9								
Quebra Queixo	2B											1,25	1,3
	3A												
	3B						0,30						
	3C												
Itapebi	2B			0,25	22,7		0,14					1,25	1,35
	3A			0,28	22,9		0,13						
	3B			0,35	21,8		0,19						
	3C			0,25	21		0,23						
	T				20,8		0,25						

Tabela 2.28 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Mohale	2B			38 (40 M e 30 J)	110	2.100					50	286 (1,9% H)	600
	3A					3.150							
	3B		32			504							
	3C					126							
Kárahnjúkar	2B	0,32		85							153 (0,7% H)	200	
	3A	0,34				5.360							
	3B	0,36				1.588	72	0,14	0,36	1			
	3B'	0,34				893							
	T'	0,27											
	3A' (8)	0,34				3.573							
	3D (6)					223							
Quebra Queixo	2B					2.363							
	3A					2.363							
	3B	0,3				591							
	3C					148							
Itapebi	2B	0,14				3.150	40	0,18	0,40	115	42 (0,35 H)	921 - 50	
	3A	0,13	80		100	3.150	108	0,12	0,33	94			
	3B	0,19	80		100	984	141	0,11	0,31	60			
	3C	0,23	30		40	246	366	0,07	0,26	14			
	T	0,25				98							

Tabela 2.29 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Barra Grande	BEFC	Brasil	2006	185	3,16	2B	Basalto denso	100	0,5	9	4	
						3A	70% basalto denso ou riodacito >= 50 Mpa	500	0,5	9	4	
						3B	70% basalto denso ou riodacito >= 50 Mpa	800	1,0	12	6	200
						3C	Resistência >= 20 Mpa	1.600	1,6	9	4	Seco
						3D	70% basalto denso ou riodacito >= 40 Mpa	1.600	1,6	12	4	seco
						T	Resistência >= 25 Mpa	1.000	1,0	12	6	200
El Cajón	BEFC	México	2006	188	3,21	2A			0,3	10 (cilindro)	6	
						2B	40-55% areia e 10% passante na #200	75	0,3	10 (cilindro)	8	
						3A	Ignimbrito (Baixa densidade)	150	0,3	10 (cilindro)	8	
						3B	Ignimbrito (Baixa densidade, sã)	650	0,8	12,6 (cilindro)	6	200
						T	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alterada)	800	1,0	12,6 (cilindro)	6	200
						3C	Ignimbrito (Baixa densidade, pouco alterada)	1.100	1,4	12,6 (cilindro)	6	200

Tabela 2.29 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Barra Grande	2B									0,5 - 0,4	0,5 - 0,3	1,3	1,3
	3A												
	3B				22,1		0,24		70%>50				
	3C				20,2		0,36		70%>25				
	3D								70%>40				
	T								70%>25				
El Cajón	2A											1,4	1,4
	2B	6 x 10 ⁻⁴	>100	0,35			0,22						
	3A	1 x 10 ⁻²	60	0,37									
	3B		58	0,5	19,70	55	0,19	23,4	113 (seco) - 90 (satur.)				
	T		44	0,5	19,12		0,22						
	3C			0,5	18,71		0,25						

Tabela 2.29 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Barra Grande	2B			50		1.008					66 (crista)	340 (1,82% H)	1.280 - 910
	3A		60		94	1.008							
	3B	0,24	50		87	504							
	3C	0,36	27		27	98							
	3D		27		27	131							
	T		56		76	504							
El Cajón	2A			120 - 160 (Campo) -		7.529					18 (0,54 H)	85 (0,40% H)	150
	2B	0,22		110-200 (Lab.) --		10.039	24	0,21	0,44	97			
	3A			----- (Módulo não confinado, lab., 70- 120)	180- 320	1.334	75	0,14	0,35	76			
	3B	0,19	90 - 110			854	86	0,13	0,35	56			
	T	0,22	120 - 160			436	107	0,12	0,33	38			
	3C	0,25	70 - 98										

Tabela 2.30 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Campos Novos	BEFC	Brasil	2006	202	2,57	2A	Basalto Denso	25	0,5	12	6	
						2B	Basalto Denso	75	0,5	12	6	
						3A	70% Basalto ou Riodacito (Res. > 50 MPa)	500	0,5	12	6	
						3B	70% Basalto ou Riodacito (Resis. > 50 MPa)	1.000	1,0	12	6	200
						3C	70% Resistência > 20 Mpa	1.600	1,6	12	6	Seco
						3D	70% Resistência > 20 Mpa	1.600	1,6	12	6	Seco
						T	70% Resistência > 40 Mpa	1.000	1,0	12	6	200
Bakún	BEFC	Malásia	2007	205	3,02	2B	Grauvaca processada (18 a 46% de areia)	80	0,4	12	6	
						3A	Grauvaca processada	300	0,4	12	8	
						3B	Grauvaca (ligeiramente intemperizada)	800	0,8	12	8	150
						3C	Grauvaca com argilito (moderadamente intemperizado)	800	0,8	12	8	150
						3D	Grauvaca sã	800	0,8	12	8	150

Tabela 2.30 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Campos Novos	2A		17,69	0,55	21,4		0,34			0,4	0,3		
	2B		8,52	0,60	21,1		0,36	28,7	292				
	3A		12,18	0,50	22,3		0,18	26,4	79,9				
	3B		11,51	0,45	21,4		0,22	25,6	75,1			1,3	1,2 (entre bermas)
	3C		11,66	0,35	20,02		0,26	25,2	70,9				
	3D		11,66	0,35	20,02		0,26	25,2	70,9				
	T		11,34	0,45	21,5		0,18	25,4	74,3				
Bakún	2B		23									1,4	1,5
	3A												
	3B		40										
	3C												
	3D												

Tabela 2.30 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Campos Novos	2A	0,34		60		2.016	8	0,34	0,55	98	86	310 (1,53% H)	1.487 - 1.180
	2B	0,36				2.016	15	0,26	0,49	56			
	3A	0,18	60			2.016	63	0,15	0,37	83			
	3B	0,22	60		60-120	504	117	0,11	0,32	50			
	3C	0,26	30		30	197	236	0,09	0,28	12			
	3D	0,26	30		30	197	236	0,09	0,28	12			
	T	0,18	50		50-100	504	117	0,11	0,32	68			
Bakún	2B					3.150						193 (0,94% H)	133
	3A					4.200							
	3B		90			1.050							
	3C					1.050							
	3D					1.050							

Tabela 2.31 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Merowe	BEFC	Sudão	2008	53	50	2B	Gnaisse granítico processado (35-55% de areia e 5% passante na #200)	100	0,4	12	4	
						3A	Gnaisse granítico		0,4	12	4	
						3B		1.200	1,2	12	6	150
						3C			1,2	12	6	150
Mazar	BEFC	Equador	2008	166	1,7	2B	Seixos processados bem graduados (35-60% de areia e até 8% passante #200)	75	0,5	10	6	
						3A		400	0,5	10	6	
						3B	Xistos quartzíticos, cloríticos e sericíticos	500	0,5	13,6	6	300
						3C	Xistos quartzíticos, cloríticos e sericíticos	500	0,8	13,6	6	300
Shuibuya	BEFC	China	2009	233	2,21	2B	Filtro calcário processado		0,4	18	8	Sim
						3A	Calcário processado		0,4	18 (55,6 kg/cm)	8	150
						3B	Calcário		0,8	25 (72,9 kg/cm)	8	150
						3C	Calcário		0,8	26 (72,9 kg/cm)	8	100
						3D	Calcário		1,2	27 (72,9 kg/cm)	8	

Tabela 2.31 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes		
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)	
Merowe	2B											1,3	1,5	
	3A													
	3B								>70					
	3C								<70					
Mazar	2B				22,5		0,18					0,5	0,5	
	3A										1,4			1,5
	3B	1 x 10 ⁻¹		0,4			0,19							
	3C			0,4										
Shuibuya	2B				22,5		0,21						1,4	
	3A				22		0,23							
	3B				21,8		0,24	27,11						
	3C				21,5		0,26							
	3D				21,5		0,26							

Tabela 2.31 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Merowe	2B					2.100							
	3A					2.100							
	3B					350							
	3C					350							
Mazar	2B	0,18				1.680							
	3A					1.680							
	3B	0,19	90- 140	45-85 (ensaio de placa)		2.285	85	0,13	0,35	72			
	3C					893	85	0,13	0,35				
Shuibuya	2B	0,21				6.687							
	3A	0,23				6.687							
	3B	0,24	80			2.192							
	3C	0,26				2.192							
	3D	0,26				974							

Tabela 2.32 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Sanbanxi	BEFC	China	2006	185,5	2,73	2A	Arenito					
						3A	Arenito		0,4	25	8	
						3B	Arenito		0,8	20 (cilindro; vel. 2 km/h)	8	200
						3C	Arenito (mistura de são + intemperizado)				8	
Porce III	BEFC	Colômbia	2010	154	2,5	2B	Material processado	75	0,4	13,6	5	
						3A	Material processado	300	0,4	13,6	5	
						3B	Xisto sã (com até 22% de moderadamente alterado)	500	0,6	13,6	5	300
						3C	Xisto moderadamente alterado	500	0,6	13,6	5	300
						3D	Xisto grafitoso alterado	300	1,0	13,6	5	300
La Yesca	BEFC	México	2010	205	3	2B	Material processado	75	0,3	12,2	8	
						3A	Material processado		0,3	12,2	8	
						3B	Cascalhos (aluvião)	500	0,6	12,2	8	
						3C	Enrocamento Dacito	1.000	1,2	12,2	6	
						T	Aluviões com brecha	800	1,0	12,2	6	

Tabela 2.32 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Sanbanxi	2A				22		0,23					1,4	1,4
	3A				21,7		0,21						
	3B		> 15		21,7		0,24		80-140				
	3C				21,5		0,24		100-30-15				
Porce III	2B												
	3A												
	3B			0,65	22,4								
	3C	1 x 10 ⁻¹		0,65	21,2								
	3D	1 x 10 ⁻²		0,4	21,2								
La Yesca	2B											1,4	1,4 (entre bermas)
	3A			0,4									
	3B			0,45			0,18						
	3C			0,45			0,30						
	T			0,45			0,28						

Tabela 2.32 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Sanbanxi	2A	0,23									20	144,98 (0,78% H)	
	3A	0,21				8.750							
	3B	0,24	80			2.823							
	3C	0,24											
Porce III	2B					2.975					20	92 (0,44% H)	670
	3A					2.975							
	3B		90			1.322	43	0,17	0,40				
	3C		60			1.322	43	0,17	0,40				
	3D					476	59	0,15	0,37				
La Yesca	2B					7.591					20	92 (0,44% H)	670
	3A					7.591							
	3B	0,18	174			1.898	73	0,14	0,36	81			
	3C	0,30	92			356	117	0,11	0,32	12			
	T	0,28	164			512	100	0,12	0,33	26			

Tabela 2.33 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Reventazón	BEFC	Costa Rica	2016	130	4,5	2B	Cascalho processado	100	0,3	12		
						3A	Cascalho processado	250	0,3	12		
						3B	Cascalhos arenoso	550	0,6	12	4	
						3C	Cascalhos misturados com brechas arenoso	550	0,6	12	6	
						T	Cascalho arenoso, brechas e lavas	550	0,6	12	6	
Quoich	BEFC	Escócia	1954	38			Enroamento Compactado					
Salt Springs	BEFC		1931	100			Enrocamento de Granito Lançado					Remover os Finos
Bear River	BEFM/BEFC		1900	24			Enrocamento Empilhado					
Paradela	BEFC	Portugal	1957	108	4,38		Enrocamento Lançado (Granito)					
Low Bear River	BEFC		1952	77			Enrocamento Lançado					3.000
Nissastrom		Suécia	1950	15			Enroamento Compactado		0,6	9,8		5.000
Capivara		Brasil		60			Enrocamento de Basalto		0,6			
Salto Osório		Brasil		65			Enrocamento de Basalto		0,8			
									1,6			

Tabela 2.33 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Reventazón	2B									0,5	0,5	1,5	1,6
	3A												
	3B			0,45	24		0,10	26,4					
	3C			0,4	23		0,12	25,76					
	T			0,4	23		0,12	25,76					
Quoich						0,37							
Salt Springs													
Bear River													
Paradela								100 - 130		0,5	0,5	1,3	1,3
Low Bear River													
Nissastrom													
Capivara													
Salto Osório													

Tabela 2.33 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Reventazón	2B												
	3A												
	3B	0,1		200	535	933	78	0,13	0,35	116			
	3C	0,12		100		1.400	91	0,13	0,34	103			
	T	0,12				1.400	91	0,13	0,34	103			
Quoich		0,37		68									
Salt Springs													
Bear River													
Paradela			72										1.760 - 720
Low Bear River											62,5		
Nissastrom													
Capivara													
Salto Osório													

Tabela 2.34 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Emborcação	BENA	Brasil		158	-		Enrocamento de Gnaisse		0,6			
Pedra do Cavalo		Brasil		140			Enrocamento					
Infiernillo	BENA	México		148	-		Enrocamento de Diorito		1			
Muddy Run		USA		75			Enrocamento de xisto micáceo intemperizado		0,9			
Aksombo		Gana		111			Enrocamento de Quatzito		0,9	4		
New Exchequer	BEFC	USA	1966	148	0,96		Meta-Adesito					
Bailey	BEFC	USA	1979	95	7,2	3B	Arenito são, elevada resistência		0,6			
						3C	Arenito friável		0,3		2 D9 + 6 50t rolo com pneus	
Guanmenshan	BEFC	China	1988	59	2,36	3B	Andesito	150				
Chengping	BEFC	China	1989	75	5,24		Tufo Vulcânico					
Zhushoqiao	BEFC	China	1990	78	3,78		Ardósia-calcária		0,8		6	
Xibeikou	BEFC	China	1990	95	3,26	3B	Calcário	60				
Longxi	BEFC	China	1991	59	2,01							

Tabela 2.34 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Emborcação													
Pedra do Cavalo													
Infiernillo													
Muddy Run					20								
Aksombo													
New Exchequer													
Bailey	3B											2	2
	3C												
Guanmenshan	3B			0,45									
Chengping													
Zhushoqiao					19,8		0,34		10-15				
Xibeikou	3B			0,35									
Longxi													

Tabela 2.34 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Emborcação											-		
Pedra do Cavalo													
Infiernillo				75							-		
Muddy Run				9,8									
Aksombo													
New Exchequer													
Bailey	3B											370	
	3C												300 - 60
Guanmenshan	3B						32	0,19	0,42				16
Chengping													70 - 10
Zhushoqiao		0,340	31-44										2.500
Xibeikou	3B						21	0,23	0,46				1.700
Longxi													2,6

Tabela 2.35 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Shirodo	BEFC	China	1994	130	2,96		Granito					
Xiliushui	BEFC	China	2004	146								
Hongjiadu	BEFC	China	2004	179	2,35	2A	Calcário					
						3A	Calcário					
						3B	Calcário	800	0,8	18	8	
						3C	Calcário	1.200	1,6			
Caritaya	BEFC	Chile	1935	38,5		Enrocamento Lançado						
Yeguas	BENA	Espanha	1988	81,5		3B	Conglomerado; próximo ao núcleo		0,4	10	6	
						3C	Xistos e Grauvacas; espaldares de montante e jusante					
Beliche	BENA	Portugal		55		3	Núcleo (cascalho arenoso; com 15% de argila)					
						5	Filtros					
						1	Transição ampla (xisto 60%) e grauvaca (40%) alterada, EA)					
						2	Enrocamento de grauvaca sã (ES)					

Tabela 2.35 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes		
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)	
Shirodo														
Xiliushui														
Hongjiadu	2A				22,05		0,24	27,100	92 - 118					
	3A				21,9		0,24	27,100						
	3B			0,4	21,81		0,25	27,100						
	3C				21,2		0,28	27,100						
Caritaya														
Yeguas	3B													
	3C													
Beliche	3													
	5						25,7							
	1							24,5 (Xist.)						
								24,4 (Grau.)						
2							26,5							

Tabela 2.35 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Shirodo			76										
Xiliushui													113
Hongjiadu	2A	0,24										126,4 (0,7% H)	59
	3A	0,24											
	3B	0,25	100	124- 172		1.575	118	0,11	0,32	35			
	3C	0,28											
Caritaya													
Yeguas	3B		38 (seco) 25 (sat.)		99 (recarreg.)								
	3C												
Beliche	3												
	5												
	1												
	2			42									

Tabela 2.36 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	Dmax (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Serra da Mesa	BENA	Brasil	1996	150	-	1A	Núcleo impermeável (55% areia + 25% argila + 20% silte)		0,17	17 (CT-280)	8	
						7A	Filtros (beneficiamento de quartzo)	10	0,37	5,4 (cilindro; CA-25D)	10	
						2AB	Transição fina compactada (Areia fina de quartzito com fragmentos de até 200 mm)	19	0,33	5,4 (cilindro; CA-25D)	10	
						3A	Transição intermediária (granito)	25	0,33	5,4 (cilindro; CA-25D)	10	
						4AB	Transição grossa (granito)	100	0,33	5,4 (cilindro; CA-25D)	10	
						5AG	Enrocamento grizzlado (granito)	300	0,33	8,3 (cilindro; CA-35D) 5,4 (cilindro; CA-25D)	10	
						5A	Enrocamento (granito)	800	1,00	8,3 (cilindro; CA-35D)	10	seco
						8A	Cascalho arenoso		0,17	8,3 e 6,9 (cilindro)	10	

Tabela 2.36 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Serra da Mesa	1A				18,29								
	7A			1,2	17,36	86	0,50	25,99					
	2AB			0,8	19,48	90	0,33	25,99					
	3A			0,8	20,49		0,29	26,35	100-200			1,6	1,4 (entre bermas)
	4AB			1,7	20,5		0,29	26,35	100-200				
	5AG			0,6	22,89		0,15	26,35	100-200				
	5A			0,5	21,87		0,20	26,35	100-200				
	8A			0,35	21,41								

Barragem	Zona	e ₀ (inter.)	E _{VM} médio (MPa)	E _{EDO} (MPa)	E _{TM} médio (MPa)	ED ₁	Cf.dg	e _{min} (inferido)	e _{max} (inferido)	D _R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Serra da Mesa	1A		125-160 (ramo seco) 85 (ramo úmido)										
	7A	0,50	140-220			4.455	3	0,51	0,67	108			
	2AB	0,33	160-230			5.600	5	0,40	0,60	134			
	3A	0,29				5.600	6	0,38	0,58	145			5
	4AB	0,29				5.600	6	0,39	0,59	152			
	5AG	0,15				8.607	35	0,18	0,41	115			
	5A	0,20	120-170			937	86	0,13	0,35	65			
	8A												

Tabela 2.37 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Manso	BENA	Brasil	1999	73		3B (E1)	Metassiltito/Metarenito são	800	0,8	17		
Foz do Chapecó	BENCA	Brasil		48		2B	Transição fina			2,5	4	
						3A	Transição grossa					
						3B	Enrocamento fino (basalto são)	400	0,5	18	6	200
						3C	Enrocamento Grosso (basalto são)	800	1	18	6	150
Ituango	BENVE	Colômbia	2018	232		1A	Núcleo impermeabilizante (cascalho areno-siltoso)	150	0,3	18	4	8% Wot
						2A	Filtro fino	20	0,45	10 (rolo estático)	2	
						2B	Filtro grosso	40	0,45	11 (rolo estático)	2	
						3A	Transição de Enrocamento	250	0,45	12 (rolo estático)	4	
						3B	Enrocamento próximo ao núcleo	800	0,9	18	6	
						3C	Enrocamento Espaldares	1.000	1	18	6	

Tabela 2.37 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Manso	3B (E1)			0,5	21,6		0,19	25,64	89-40				
Foz do Chapecó	2B												
	3A												
	3B		10		23		0,22						
	3C		10		23		0,21						
Ituango	1A			0,2				22					
	2A			0,5									
	2B			1,5									
	3A			1,2								1,2	1,75
	3B			0,5					90				
	3C			0,5					50				

Tabela 2.37 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	Cf.dg	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Manso	3B (E1)	0,19					86	0,13	0,35	73			
Foz do Chapecó	2B												
	3A												
	3B	0,22				3.024							
	3C	0,21				756							
Ituango	1A		30-50 (1/3 sup - 1/3 infer)			5.600	65	0,14	0,36				
	2A		40-100 (1/3 sup - 1/3 infer)				7	0,35	0,56				
	2B						4	0,43	0,62				
	3A		60				12	0,28	0,51				
	3B		80-140	161		933	86	0,13	0,35				
	3C		60 - 80			756	100	0,12	0,34				

Tabela 2.38 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Houziyan	BEFC	China	2016	223,5		2B	Transição		0,4	22 (Impacto dinâmico 59 t; veloc. 2 km/h)	10	
						3A	Transição		0,4	32 (Impacto dinâmico 59 t; veloc. 2 km/h)	10	
						3BI	Enrocamento de calcário (base a montante)		0,8	32 (Impacto dinâmico 59 t; veloc. 2 km/h)	12	150
						3BII	Enrocamento de riólito (montante e jusante)		0,8	32 (Impacto dinâmico 59 t; veloc. 2 km/h)	10	150
						3BIII	Enrocamento de calcário e riólito (meio da seção a montante)		0,8	32 (rolo; Impacto dinâmico 59 t; veloc. 2 km/h)	10	150

Tabela 2.38 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Houziyan	2B											1,405	1,78
	3A												
	3BI												
	3BII												
	3BIII												

Barragem	Zona	e ₀ (inter.)	E _{VM} médio (MPa)	E _{EDO} (MPa)	E _{TM} médio (MPa)	ED ₁	C _{f.dg}	e _{min} (inferido)	e _{max} (inferido)	D _R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Houziyan	2B					17.989							
	3A					17.989							
	3BI					5.397							
	3BII					4.497							
	3BIII					4.497							

Tabela 2.39 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Nam	BEFG	China		85		2A	Transição processada de arenito		0,4	20 (Impacto dinâm. 27 t; veloc. 3 km/h)	8	50
						3A	Enrocamento de arenito d		0,4	20 (Impacto dinâm. 27 t; veloc. 3 km/h)	8	100
						3B1	Enrocamento de ardósia		0,8	25 (Impacto dinâm. 32 t; veloc. 3 km/h)	8	seco
						3B2	Enrocamento de ardósia de baixa resistência		0,8	25 (Impacto dinâm. 32 t; veloc. 3 km/h)	8	seco
						3C	Enrocamento de ardósia de baixa resistência		0,8	25 (Impacto dinâm. 32 t; veloc. 3 km/h)	8	seco
						3D	Enrocamento de arenito de baixa resistência		0,8	25 (Impacto dinâm. 32 t; veloc. 3 km/h)	8	seco
Chaglla	BEFC	Peru	2015	211	1,5	1B	Random					
						3A	Calcário são					
						3B	Calcário são		0,6	17 (cilindro)		200
						3B'	Cascalho natural					
						3C	Calcário são					
						3D	Calcário são (talude de jusante)		0,8	17 (cilindro)		150
						F	Filtro					
T	Calcário são + intemperizado		0,8	17 (cilindro)		150						

Tabela 2.39 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _f (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Nam	2A	1 x 10 ⁻³			22,3		0,20					1,6	1,8
	3A	1 x 10 ⁻²			22		0,23						
	3B1	5 x 10 ⁻³			22		0,25						
	3B2	5 x 10 ⁻³			22		0,25	13,1					
	3C	-			21,5		0,25	13,1					
	3D	1 x 10 ⁻¹			21,7		0,25	13,1					
Chaglla	1B											1,5	1,3 (entre bermas)
	3A												
	3B		> 40										
	3B'												
	3C												
	3D		> 40										
	F												
	T		> 40										

Tabela 2.39 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	e_0 (inter.)	E_{VM} médio (MPa)	E_{EDO} (MPa)	E_{TM} médio (MPa)	ED_1	$C_{f.dg}$	e_{min} (inferido)	e_{max} (inferido)	D_R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Nam	2A	0,20				2.906					78,7 (0,92% H)	40,67	
	3A	0,23				2.906							
	3B1	0,25				933							
	3B2	0,25	250			933							
	3C	0,25	290			933							
	3D	0,25				933							
Chaglla	1B										58,2	63 (0,3% H)	
	3A												
	3B		220										
	3B'												
	3C		70 (considerando aluviação na fundação)										
	3D		110										
	F												
	T		140										

Tabela 2.40 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Kangaroo Creek	BEFC	Australia	1968	59		2B	Granito-gnaisse são	300	0,3	10	4	150
						3A	60% gnaisse são + 40% xisto alterado	915	0,9			150
						3B	Xisto de baixa resistência	915	0,9	10	4	150
						3B'	60% gnaisse são + 40% xisto alterado (Zona filtrante sobre a fundação)	1.220	1,2			150
Little Para	BEFC	Australia	1977	53		2B	Quartzito são	250	0,25	10	4	150
						3A	Quartzito são e ardósia dolomítica	1.000	1	10	4	150
						3B	Ardósia dolomítica alterada e xisto dolomítico	1.000	1	10	4	150
						3B'	Quartzito são e ardósia dolomítica (Zona filtrante sobre a fundação)	1.300	1,3	10	4	150

Tabela 2.40 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Kangaroo Creek	2B			0,6			0,35		73			1,3	1,4
	3A			0,35				73-25					
	3B			0,3			0,18	25					
	3B`							73-25					
Little Para	2B			0,4			0,29					1,3	1,4
	3A			0,45			0,23						
	3B			0,4			0,27						
	3B'						0,33						

Barragem	Zona	e ₀ (inter.)	E _V M médio (MPa)	E _E D _O (MPa)	E _T M médio (MPa)	ED ₁	C _{f.dg}	e _{min} (inferido)	e _{max} (inferido)	D _R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Kangaroo Creek	2B	0,355				3.111	35	0,18	0,41	25			14,2
	3A						156	0,10	0,31				
	3B	0,185				346	190	0,09	0,30	55			
	3B`												
Little Para	2B	0,295				4.480	52	0,16	0,38	39		46	
	3A	0,23				280	117	0,11	0,32	45			
	3B	0,27		38		280	139	0,11	0,31	21			
	3B'	0,33				166							

Tabela 2.41 – Banco de dados de Barragens (Continua).

Barragem	Tipo	País	Fim de Const.	Altura	A/H ²	Zona	Material	D _{max} (mm)	Espessura Camada Compac. (m)	Peso Oper. do Rolo (t)	N. de Passadas	Água (l/m ³)
Winneke	BEFC	Australia	1980	85		2B						
						3B	Siltito são	900	0,9	5,5 t/m (impacto dinâmico 12,5 t/m; 25 Hz)	6	150
						3C	Siltito intemperizado	500	0,5	5,5 t/m (impacto dinâmico 12,5 t/m; 25 Hz)	6	100
Mangrove Creek	BEFC	Australia	1981	80		3B	Arenitos e siltitos de baixa resistência	600	0,6			
						3C	Arenitos e siltitos de baixa resistência (intemperizado)	450	0,45			

Tabela 2.41 – Banco de dados de Barragens (Continuação).

Barragem	Zona	K (cm/s)	Cu	n _r (Fuller)	γ _d (kN/m ³)	D _R (%) ensaio	e ₀ (intergranular)	γ _d Rocha (kN/m ³)	σ _c (MPa)	Taxa de Armadura (%)		Taludes	
										V	H	M (1v: h)	J (1v: h)
Winneke	2B												
	3B			0,4	20,5		0,35					1,5	2,2
	3C			0,3	20,5		0,35						
Mangrove Creek	3B	1 x 10 ⁻³		0,5	22,1		0,19	25,7 (arenito) - 26,8 (siltito)	45-23 (arenito seco-sat.) 64-30 (siltito seco-sat.)			1,5	1,6
	3C			0,35	20,6		0,26	24,6 (arenito) 27,4 (siltito)	26-10 (arenito seco-sat.) 55 (siltito seco)				

Barragem	Zona	e ₀ (inter.)	E _V M médio (MPa)	E _E D _O (MPa)	E _T M médio (MPa)	ED ₁	C _{f.dg}	e _{min} (inferido)	e _{max} (inferido)	D _R (%) (inferida)	Desl. normal máximo da laje (cm)	Recalque máximo no Enrocamento (cm)	Vazão de Percolação Final Const. (l/s)
Winneke	2B										20 (vertical)		58
	3B	0,35	55			980	129	0,11	0,32	1			
	3C	0,35	55			3.175	119	0,11	0,32	1			
Mangrove Creek	3B	0,19	60				71	0,14	0,36			26	
	3C	0,26	100				92	0,13	0,34		10,4	43 (0,5% H)	

2.8. CONSIDERAÇÕES

Diante do exposto nesse capítulo, diversos fatores contribuem para entender o comportamento mecânico dos enrocamentos. Retro-análises de casos de obra ainda não respondem todos os questionamentos levantados sobre a caracterização do estado de compacidade de enrocamentos e, muito menos, sobre a influência do estado e trajetória das tensões no comportamento desse material.

Logo, parâmetros de projeto obtidos da retro-análise de casos de obra ainda padecem de elevado empiricismo, mas servem para orientação da ordem de grandeza dos parâmetros mecânicos esperados em outras obras semelhantes.

Ensaio de laboratório para caracterização da rocha constituinte e do enrocamento que se pretende adotar em campo ainda são as melhores alternativas para avaliar o maior número de fatores que interagem para resposta mecânica do material. No entanto, verifica-se que a limitação de escala das partículas passíveis de serem ensaiadas no laboratório causam discrepância entre o comportamento estudado e aquele observado em casos de obras. Esse problema, chamado aqui de Efeito de Escala da Granulometria - ESG, tem desmotivado a implementação de campanhas satisfatórias de ensaios em novos empreendimentos, dando margem para aumento de casos de problemas de deformações não previstas em barragens importantes.

Para manter a representatividade do comportamento mecânico do protótipo em escala real, o modelo reduzido deve manter a mesma relação forças de contato *vs.* resistência das partículas (similaridade dinâmica) com a mesma liberdade de movimento entre partículas (imbricamento) do protótipo (similaridade do arranjo estrutural). Para que essas condições ocorram, deve-se considerar a necessidade de perda da similaridade geométrica da distribuição granulométrica do modelo em comparação a do protótipo.

Diversas técnicas numéricas já foram empregadas na previsão do comportamento de barragens que, no entanto, não conseguem explicar, em muitos casos, as variáveis do comportamento mecânico dos enrocamentos. Isso porque essas técnicas dependem de *inputs* condizentes com a complexidade do comportamento do material. No fim, acabam funcionando como análises paramétricas para separar diferentes grupos de comportamentos.

Pela análise da bibliografia pesquisada, entende-se que três fatores devem ser melhor avaliados quanto ao seu papel no comportamento mecânico de enrocamentos e no efeito de escala dos ensaios em laboratório. São eles: diâmetro das partículas, forma da distribuição granulométrica e estado de compactidade do material.

O que se propõe nesse trabalho é o melhor entendimento da influência desses três fatores na resposta mecânica de enrocamentos com diferentes distribuições granulométricas, por meio de modelagens em laboratório. Com o aprendizado dessa campanha de ensaios, pretende-se verificar se é possível prever o comportamento de enrocamentos em escala real.

Foi estabelecido um banco de dados, objeto da primeira etapa do objetivo proposto nesse trabalho, que foi dividido em dados provenientes de ensaios de compactação em laboratório (Item 2.7.1), dados de ensaios em aterro experimental (Item 2.7.2) e dados provenientes de ensaios e retro-análises de instrumentações de diversas barragens (Item 2.7.3). O referido banco de dados será analisado em conjunto com os parâmetros gerados nesse trabalho nos Capítulos 4, 5 e 6.

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS UTILIZADOS

Para atingir o objetivo de avaliar a influência da litologia nas propriedades mecânicas do enrocamento, foram ensaiados seis tipos de rocha classificadas, de acordo com seu modo de formação, em ígneas e metamórficas. Foram utilizadas rochas com a mesma litologia daquelas utilizadas como enrocamentos na construção de barragens em diferentes regiões brasileiras. Na seleção dos materiais foi dada prioridade àqueles que já estavam estocados no laboratório de mecânica de rochas de FURNAS S/A. obtidos de empreendimentos no qual FURNAS é sócio-proprietária, como granito da UHE Serra da Mesa, metassedimentares do APM Manso e biotita gnaisse da UHE Peixe Angical, ou no qual foi contratada para realizar ensaios e/ou controle tecnológico, como basalto da UHE Campos Novos e gnaisse do AHE Itapebi (FURNAS, 2003).

A Tab. 3.1 apresenta os materiais ensaiados nesse trabalho, seus locais de origem e a abreviação adotada para identificar os ensaios.

Tabela 3.1- Materiais ensaiados.

Material		Origem		Identificação Ensaio
Tipo	Classificação	Empreendimento	Local	
Granito	Ígnea Plutônica	UHE Serra da Mesa	Goiás – Região Centro Oeste	Gr
Gnaisse	Metamórfica	AHE Itapebi	Bahia – Região Nordeste	Gn
Basalto Denso*	Ígnea Vulcânica	UHE Campos Novos	Santa Catarina – Região Sul	BD
Brecha Basáltica	Ígnea Vulcânica	UHE Campos Novos	Santa Catarina – Região Sul	BB
Metassedimentares	Metamórfica	APM Manso	Mato Grosso – Região Centro Oeste	Ms
Biotita Gnaisse	Metamórfica	UHE Peixe Angical	Tocantins – Região Norte	BG

*Realizado apenas ensaios de caracterização da rocha intacta.

3.1.1. Enrocamentos da Barragem de Serra da Mesa

A Usina de Serra da Mesa é parte integrante do Aproveitamento Hidrelétrico de São Félix, está localizada no rio Tocantins, no Planalto Central. A usina situa-se próximo à divisa dos municípios de Minaçu e Colinas do Sul, distando em linha reta aproximadamente 230 km de Brasília, na direção N-NW. A Fig. 3.1 mostra o arranjo geral de Serra da Mesa.



A – Barragem
B – Vertedouro
C – Casa de Força Subterrânea

Figura 3.1 – Arranjo da Usina Hidroelétrica de Serra da Mesa.

A geologia da região da usina é constituída por intrusão granítico-gnáissica, sob a forma de domo, aproximadamente, elíptico. Esta intrusão é circundada por um gnaíse paramorfisado com elevada foliação e por anéis de quartzitos micáceos e micaxistosos, dobrados e fraturados. Os contatos entre as diferentes litologias são abruptos e de fácil percepção no campo. A implantação da usina está próxima da extremidade sul do domo granito-gnáissico. A rocha de fundação é pouco alterada e sã e o maciço da fundação é pouco fraturado (CASTRO, 1996).

O circuito hidráulico de geração compreende: canal de adução escavado em rocha a céu aberto, tomada d'água, túneis de pressão, casa de força que abriga três unidades geradoras com capacidade total instalada de 1.275 MW, túneis de sucção, chaminé de equilíbrio e túnel de fuga subterrâneos, além do canal de restituição escavado a céu aberto.

O desvio do rio foi executado através de dois túneis escavados em rocha na margem direita, de 680 m comprimento e seção mista regular com abóbada semicircular de 12 m de largura e altura máxima de 18 m.

O reservatório tem uma área inundada de 1.780 km² e volume de acumulação de 54,5 bilhões de m³, formando um lago cujo braço principal tem cerca de 150 km de comprimento.

A barragem tem altura máxima de 153 m, comprimento da crista de 1.450 m e volume de cerca de 12.500 m³. A seção da barragem é constituída por um maciço compacto de terra e enrocamento, com núcleo central de material vedante e espaldares de enrocamento de rocha sã, e zonas intermediárias de material de transição. A Fig. 3.2 apresenta a seção típica da barragem de Serra da Mesa com os estágios construtivos previstos.

A Tab. 3.2 apresenta os materiais utilizados na construção da barragem e as principais características do processo construtivo.

Os parâmetros de resistência da areia de transição adotados no projeto foram $c' = 0$ e ϕ' entre 38° e 44° em função da tensão vertical. Os parâmetros de resistência do enrocamento adotados foram $c' = 0$ e ϕ' entre 48° e 51° em função da tensão confinante.

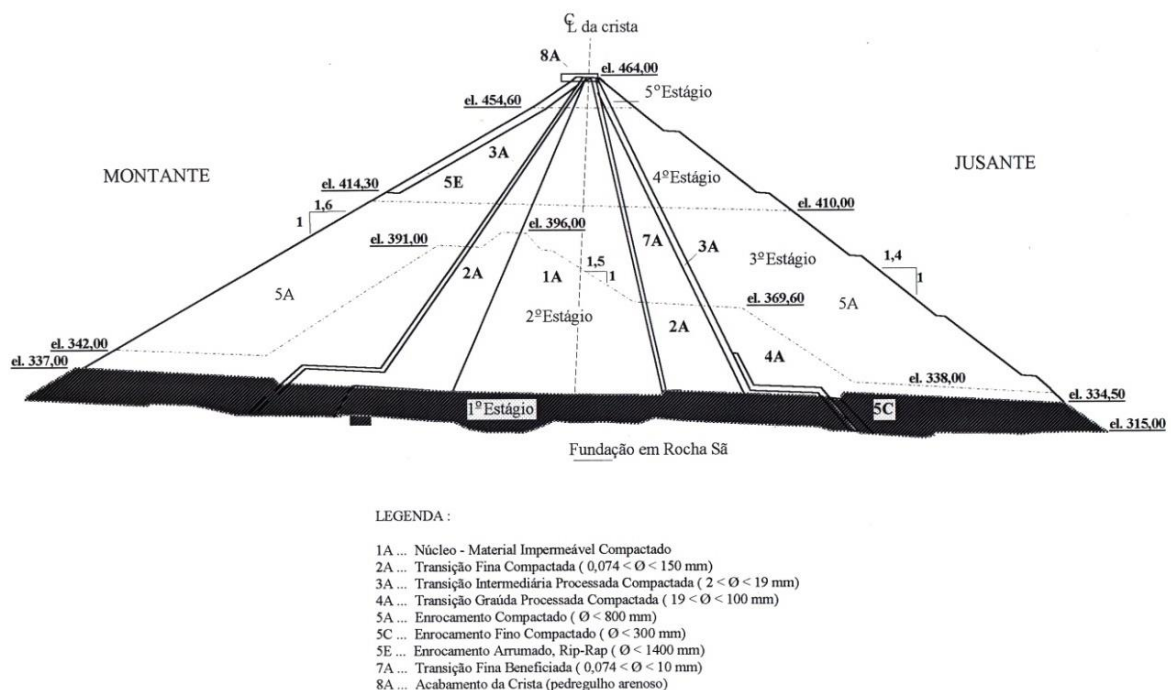


Figura 3.2 – Seção típica da barragem de Serra da Mesa (CASTRO, 1996).

Tabela 3.2 – Materiais utilizados na barragem de Serra da Mesa (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO *et al.*, 1999).

Material	Classificação	Zona	Espessura Lançamento na Praça (cm)	Método de Compactação	Densidade <i>in situ</i>
Solos Coluvionares e Residuais Maduros	Areno-argilosos, pouco siltoso	1A	17	Rolo pé-de-carneiro, 17 t, 8 passadas	CG = 99% (18,29 kN/m ³)
Transição Fina Compactada	Quartzito D _{máx.} 150 mm	2A		Rolo vibratório 5,4 t, 8 a 10 passadas	D _R = 90%
Transição Intermediária Processada	D _{máx.} 19 mm	3A	33	Rolo vibratório 5,4 t, 10 passadas	20,49 kN/m ³
Transição Graúda Processada	D _{máx.} 100 mm	4A	33	Rolo vibratório 5,4 t, 10 passadas	20,50 kN/m ³
Enrocamento Compacto	Granito D _{máx.} 800 mm	5A	100	Rolo Vibratório 8,3 t, 10 passadas	21,08 kN/m ³
Enrocamento Fino Compacto	Granito D _{máx.} 300 mm	5C	33	Rolo Vibratório 8,3 t, 10 passadas	22,89 kN/m ³
Enrocamento Arrumado (Rip-rap)	Granito D _{máx.} 1400 mm	5E	-	-	-
Transição Fina Beneficiada	Quartzito D _{máx.} 10 mm	7A	37	Rolo vibratório 5,4 t, 8 a 10 passadas	17,36 kN/m ³
Acabamento da Crista	Pedregulho arenoso	8A	17	Rolo Vibratório 8,3 t, 10 passadas	21 41

CG - Grau de compactação

D_R - Densidade Relativa

3.1.2. Enrocamentos da Barragem de Itapebi

O AHE Itapebi foi implantado no rio Jequitinhonha, a 8 km da cidade de Itapebi-BA, e apresenta as seguintes características:

- Potência Instalada: 450 MW
- Área inundada: 62 km²
- Barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC)
- Altura máxima da barragem: 107 m
- Comprimento total da barragem: 589 m

A fundação da barragem nas ombreiras foi diretamente sobre rocha. O leito do rio, no local de implantação da barragem, é formado por um espesso depósito aluvionar com cerca de 15,0 m de espessura média, agora incorporado à barragem. O projeto previu a remoção desse material

nos 40,0 m a jusante da linha de eixo do plinto e nos 30,0 m finais do pé do paramento de jusante. O maciço rochoso de Itapebi caracteriza-se essencialmente por camadas de granito-gnaisse intercaladas por camadas de biotita-xisto e anfibolito de pouca resistência.

O maciço de enrocamento foi construído através do lançamento e compactação de enrocamentos oriundos das escavações obrigatórias do circuito de geração, vertedouro e dos estoques gerados durante as escavações do emboque e desemboque dos túneis de desvio, além dos materiais provenientes das escavações dos próprios túneis.

A seção típica da barragem segue o modelo atualmente da Fig. 3.3, com zona de montante com materiais nobres lançados em camadas de baixa espessura, seguida de uma zona central confinada onde são admitidos materiais mais alterados em camadas de espessura múltipla da primeira e finalmente da zona de jusante, onde enrocamentos com propriedades medianas são lançados em camadas de até 2 m de espessura (RESENDE *et al.*, 2001).

A largura da zona de transição de montante (transição processada 2B) inicia-se com 12 m junto à fundação, sendo gradualmente reduzida até a largura constante de 3 m. O material 2B foi aplicado mediante um espalhador rebocável pelo caminhão basculante. Após a faixa de transição 2B, aplicada em camadas com 40 cm de espessura, segue-se a faixa de transição graúda 3A com igual espessura, porém com largura de 4,0 m. Finalmente segue-se a faixa de enrocamento 3B, compactado em camadas de 80 cm a 100 cm com molhagem.

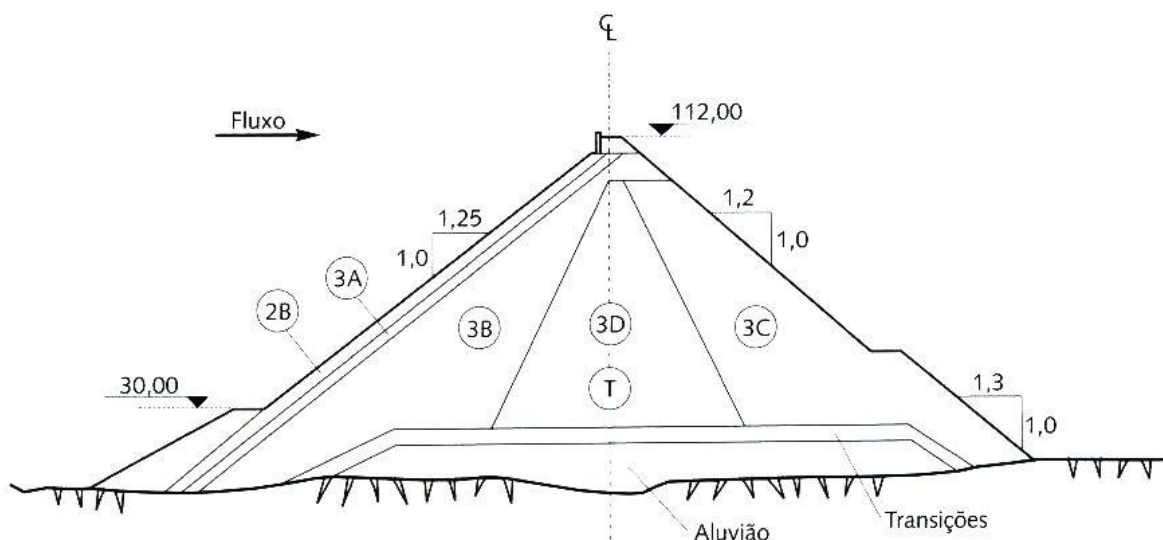


Figura 3.3 – Seção típica da barragem de Itapebi (CRUZ *et. al.*, 2009).

Na região central foram lançados enrocamentos de rocha alterada a decomposta (3D) em camadas de 1,60 m sem molhagem. Na zona de jusante aplicou-se enrocamento de rocha alterada (tipo 3C), lançado em camadas de 1,6 m. A sanidade deste material é intermediária. A Tab. 3.3 apresenta os materiais utilizados na construção da barragem.

Tabela 3.3 - Materiais utilizados na barragem de Itapebi (FURNAS, 2003).

Material	Classificação	Zona	Lançamento na Praça	Método de Compactação*	Densidade <i>in situ</i>
Transição Processada	D _{máx.} 100 mm	2B	Camada de 40 cm	Rolo vibratório 9 t, 8 passadas	22,7 kN/m ³
Transição Graúda	D _{máx.} 400 mm	3A	Camada de 40 cm	Rolo vibratório 9 t, 8 passadas	22,9 kN/m ³
Enrocamento a Montante	D _{máx.} 800 mm	3B	Camada de 80 cm	Rolo vibratório 9 t, 10 passadas/água	21,8 kN/m ³
Enrocamento a Jusante	Rocha alterada a decomposta com finos (20%)	3C	Camada de 160 cm	Rolo vibratório 9 t, 10 passadas	21,0 kN/m ³
Enrocamento Central	Rocha alterada com finos (20%)	3D T	Camada de 160 cm	Rolo vibratório 9 t, 10 passadas	20,8 kN/m ³
Transições de rocha sã (Aluvião)	D _{máx.} 100 mm	T1	Camada de 40 cm	Rolo vibratório 9 t, 8 passadas	22,0 kN/m ³
Transições de rocha sã (Aluvião)	D _{máx.} 25 mm	T2	Camada de 40 cm	Rolo vibratório 9 t, 8 passadas	22,0 kN/m ³

3.1.3. Enrocamentos da Barragem de Campos Novos

A UHE Campos Novos localiza-se no rio Canoas, 21 km a montante da sua foz, latitude S.27°36', longitude W.51°19', nos municípios de Campos Novos, Celso Ramos, Anita Garibaldi e Abdon Batista, no estado de Santa Catarina. A Fig. 3.4 apresenta o arranjo geral da usina e a Fig. 3.5 apresenta a seção tipo.

A usina apresenta as seguintes características:

- Potência Instalada: 880 MW
- Área inundada: 34,6 km²
- Barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC)
- Altura máxima da barragem: 201,43 m
- Comprimento total da barragem: 592 m

- Casa de força abrigada com instalação de três turbinas Francis
- Desvio através de dois túneis localizados na ombreira direita, seção arco-retângulo 14,0L x 16,0H.

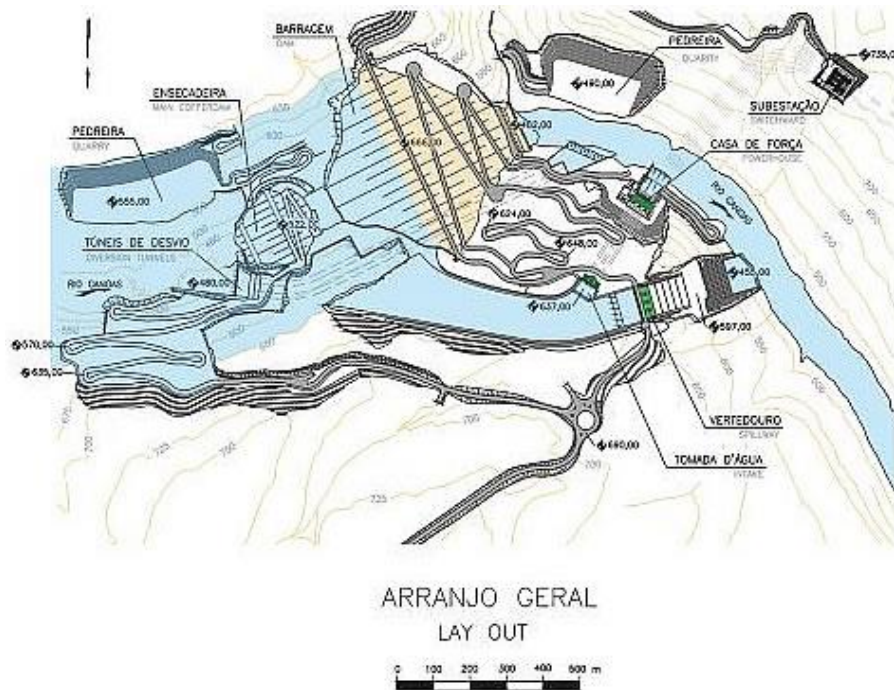


Figura 3.4 – Arranjo da Usina Hidroelétrica de Campos Novos.

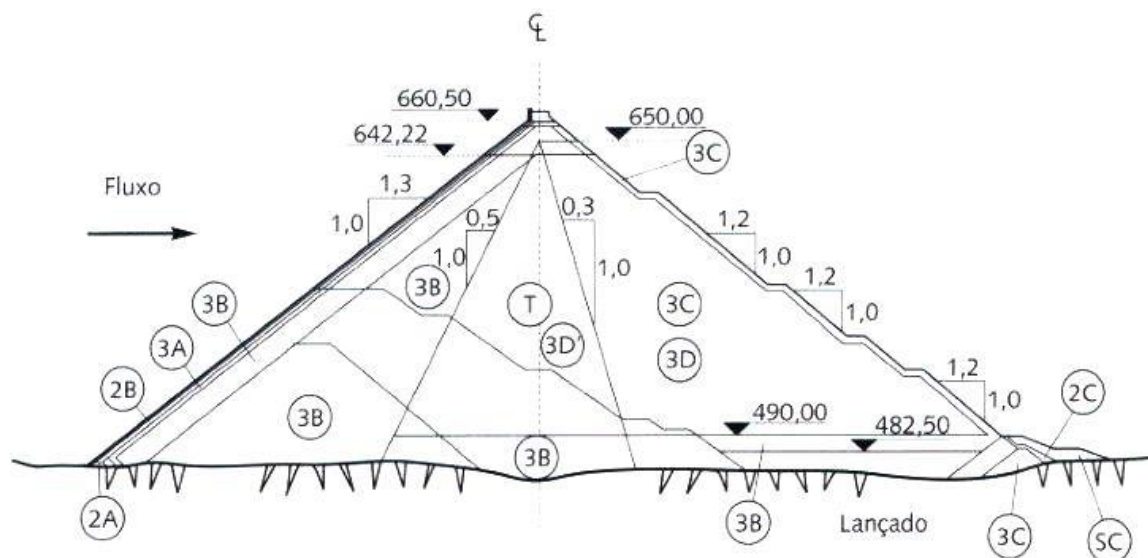


Figura 3.5 – Seção típica da barragem de Campos Novos (CRUZ *et. al.*, 2009).

A Tab. 3.4 apresenta os materiais utilizados na construção da barragem.

Tabela 3.4 – Materiais utilizados na construção da barragem de Campos Novos (CRUZ *et al.*, 2009).

Material	Classificação	Zona	Lançamento na Praça	Método de Compactação	Densidade <i>in situ</i>
Transição Fina Compactada	D _{máx.} 25 mm	2A	Camada de 50 cm	Rolo vibratório 12 t	21,4
Transição Fina	D _{máx.} 100 mm	2B	Camada de 50 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas	21,1
Transição Grossa	D _{máx.} 500 mm	3A	Camada de 50 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas	22,3
Enrocamento de Montante	D _{máx.} 100 mm. Mínimo de 70% com $\sigma_c > 50$ MPa	3B	Camada de 100 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas/água	21,4
Enrocamento de Jusante	D _{máx.} 160 mm. Mínimo de 70% com $\sigma_c > 40$ MPa	3C	Camada de 160 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas	20,3
Enrocamento de Jusante	D _{máx.} 160 mm. Mínimo de 70% com $\sigma_c > 25$ MPa	3D	Camada de 160 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas	20,3
Enrocamento da Zona Central	D _{máx.} 100 mm. Mínimo de 70% com $\sigma_c > 25$ MPa	3D ¹ T	Camada de 100 cm	Rolo vibratório 12 t, 6 passadas/água	21,5
Solo	Solo superficial saprolítico	SC	Lançado	-	-
Solo	Solo superficial saprolítico	2C	Camada 40 cm	-	-

A transição 2B foi construída sob a laje com tamanhos máximos de 7,5 cm e compactada em camadas de 50 cm, com seis passadas de rolo vibratório de 12 t com adição de água. O material de transição, basalto britado, é uniforme com coeficiente de uniformidade (C_u) igual a 8,5 em razão da sua falta de finos.

O enrocamento principal 3B foi compactado em camadas de 1,0 m, com seis passadas de rolo de 12 t e com adição de água equivalente a 200 l/m³. O coeficiente de uniformidade é igual a 11,5 e o módulo de compressibilidade médio de 60 MPa.

3.1.4. Enrocamentos da Barragem de Manso

O APM Manso está localizado no município da Chapada Guimarães, Estado do Mato Grosso, no rio Manso, principal afluente do rio Cuiabá e apresenta as seguintes características (MONTI *et al.*, 1999):

- Potência instalada: 210 MW
- Comprimento total: 3.680 m
- Comprimento em concreto: 140 m
- Comprimento em solo compactado: 3.120 m
- Comprimento em enrocamento: 420 m
- Altura máxima da barragem: 73,0 m

A Fig. 3.6 apresenta vista das estruturas de concreto, casa de força e vertedouro, do barramento de Manso.



Figura 3.6 – Vista das estruturas de concreto de Manso.

As estruturas principais do Aproveitamento Múltiplo de Manso foram fundadas em solos e rochas metassedimentares. Os tipos litológicos ocorrentes são os metassiltitos e os metarenitos conglomeráticos do Grupo Cuiabá, datados do Pré-Cambriano médio. A xistosidade da rocha é percebida em afloramentos e caracterizada pela orientação dos minerais micáceos, no entanto, é pouco visível em amostras de mão e em testemunhos de sondagem.

A fundação da barragem, no leito do rio, apresenta rochas metassedimentares, com predominância dos metarenitos conglomeráticos. O maciço rochoso de fundação apresenta os três sistemas principais de fraturamento do Grupo Cuiabá, bastante desenvolvidos e com grandes persistências. Até cerca de 20 m de profundidade, sobretudo nos primeiros 10 m, as fraturas se apresentam abertas e com comunicação entre os sistemas, e com surgência de água nos níveis mais baixos da calha do rio.

O projeto de Manso foi executado, a partir da margem direita, com a implantação das seguintes estruturas: barragem de enrocamento da margem direita, muro de transição direito, vertedouro, muro central, tomada d'água, casa de força, muro de transição esquerdo, barragem de enrocamento central (no leito do rio), barragem de enrocamento da margem esquerda, barragem homogênea e ainda sete diques.

A Barragem do leito do rio (BLR) tem seção de enrocamento com núcleo de random e trecho de transição com a barragem da margem esquerda (BME) em seção zonada de random (Fig. 3.7).

Convenções:

- E1 -Enrocamento de Rocha Sã
- E2 -Enrocamento de Proteção de Montante ("RIPRAP")
- E3 -Enrocamento para proteção contra erosão artificial
- T1 -Transição 1 (Areia Artificial)
- T2 -Transição 2 (Material Britado)
- T3 -Transição 3 (Material Britado)
- RF -Random Fino
- RG -Random Grosso
- RGS -Random Grosso Selecionado
- GC -Cascalho proveniente das jazidas.
- GR -Grizzly

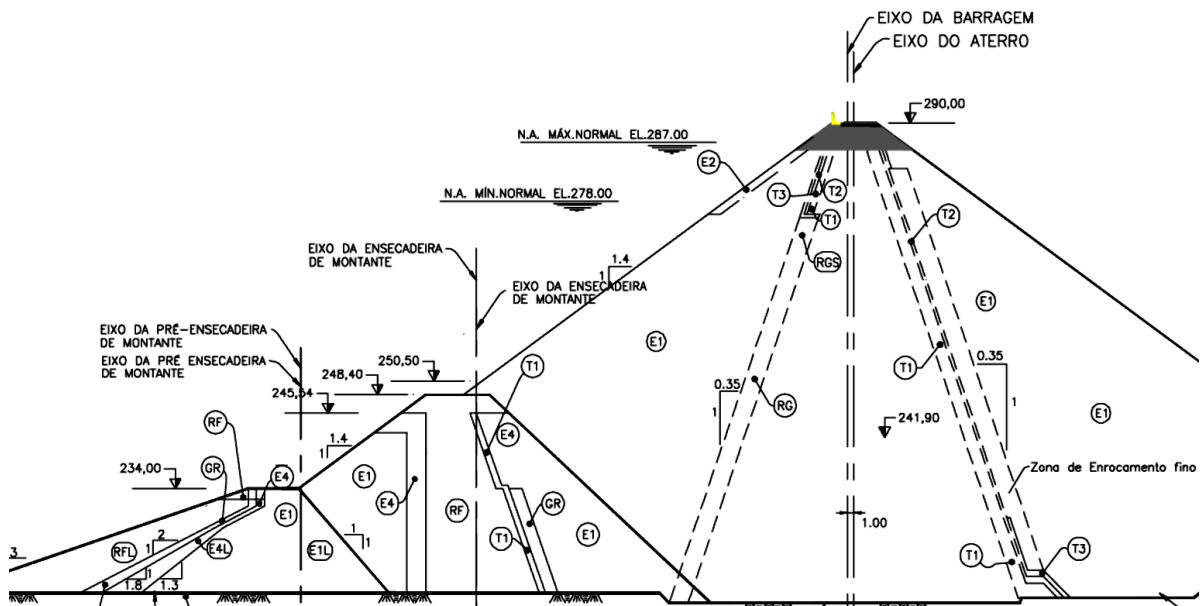
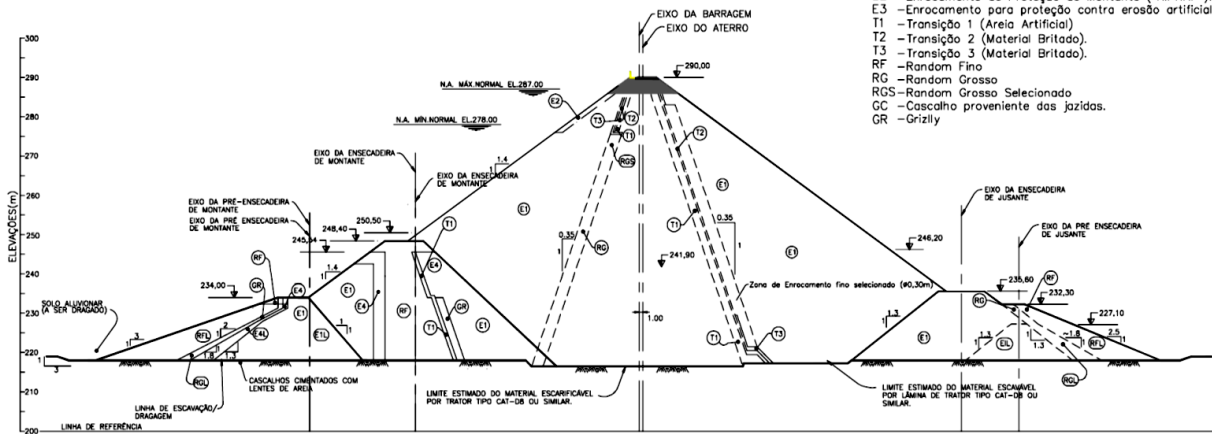


Figura 3.7 – Seção típica no leito do rio da barragem de Manso.

A Tab. 3.5 apresenta as principais características do enrocamento utilizado na construção da barragem de Manso.

Tabela 3.5 - Enrocamento utilizado na construção da barragem de Manso.

Material	Classificação	Zona	Lançamento na Praça	Método de Compactação	Densidade <i>in situ</i>
Enrocamento Rocha Sã	-	E1	Camada de 80 a 100 cm	Rolo vibratório 17 t	21,6 kN/m ³

3.1.5. Enrocamentos da Barragem de Peixe Angical

A UHE Peixe Angical está localizada no rio Tocantins entre os municípios de Peixe, São Salvador do Tocantins e Paranã, na região sul do estado do Tocantins. A potência instalada é de 452 MW. A Fig. 3.8 apresenta vista da barragem de Peixe Angical e seu reservatório.



Figura 3.8 – Vista da barragem de Peixe Angical e seu reservatório.

A UHE Peixe Angical apresenta as seguintes características:

- Potência instalada: 452 MW
- Barragem de concreto compactado a rolo (CCR) no leito do rio
- Barragem de terra nas margens direita e esquerda com seção homogênea de aterro compactado e filtros de areia e enrocamento.
- Comprimento total: 6.200 m
- Altura máxima da barragem: 41,35 m
- Reservatório: 294 km²

Os enrocamentos foram utilizados prioritariamente nos abraços com as estruturas de concreto.

3.2. METODOLOGIA

Para atingir os objetivos propostos de avaliar os principais fatores que condicionam o comportamento mecânico dos enrocamentos e estabelecer uma metodologia que permita extrapolar parâmetros obtidos de ensaios realizados em uma escala de laboratório para representar o comportamento dos enrocamentos em escala real de campo, foram definidas 3 etapas:

- i. Revisão bibliográfica: com o objetivo de coletar dados sobre o comportamento mecânico e obter parâmetros de enrocamentos. Essa etapa foi apresentada no Capítulo 2.
- ii. Programa de ensaios: com o objetivo de avaliar os principais fatores que condicionam o comportamento mecânico dos enrocamentos, como a litologia da rocha, a distribuição granulométrica, o tamanho da partícula, adição de água, estado de tensão e compactação do material. O programa de ensaios, detalhado no Item 3.3, foi dividido em campanha para determinar as propriedades da rocha intacta e campanha para determinar parâmetros de resistência e compressibilidade dos enrocamentos, e seus resultados serão apresentados no Capítulo 4 (Apresentação e Análise dos Resultados).
- iii. Estudos dos fatores que governam o efeito da mudança de escala (ESG): análise da influência do índice de vazios (e) e da densidade relativa (D_R), representando o imbricamento das partículas e o estado de compactação do material, influência da forma da distribuição granulométrica (C_u , C_c e n_f), do diâmetro máximo da partícula (D_{max}) e das dimensões dos equipamentos de ensaio (ESE), na avaliação dos parâmetros que melhor representem o efeito de escala dos ensaios em laboratório e que permitam prever o comportamento dos enrocamentos em escala de campo. Essa etapa estará contemplada no Capítulo 4 (Apresentação e Análise dos Resultados) e no Capítulo 6 (Análise do Banco de Dados).

3.3. PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa de ensaios contemplou duas campanhas para cada tipo de rocha apresentada no Item 3.1. Uma campanha para determinar as propriedades da rocha intacta, que representa as

partículas do enrocamento, e outra para determinar os parâmetros mecânicos do enrocamento como material granular.

Para determinar as propriedades da rocha intacta, foram realizados ensaios de caracterização (peso específico, porosidade e absorção de água), petrográfico, triaxial, resistência a compressão simples, compressão diametral, ciclagem água estufa e ciclagem mecânica.

Para determinar os parâmetros de resistência e deformabilidade dos enrocamentos, foram realizados ensaios de compressão unidimensional, cisalhamento direto e triaxial cúbico. Os ensaios foram realizados em amostras com rochas de diferentes litologias (Item 3.1), diferentes distribuições granulométricas e condições de moldagem, verificando a influência desses fatores nos parâmetros mecânicos.

Foi avaliada a influência das dimensões dos equipamentos em relação ao diâmetro máximo das partículas e de diferentes procedimentos experimentais na determinação dos parâmetros mecânicos do enrocamento (ESE).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS S.A. com suporte financeiro do projeto ANEEL (ciclo 2000-2001), intitulado Comportamento Mecânico de Enrocamentos Aplicados à Construção de Barragens. Esse projeto ANEEL teve início dois anos antes desta pesquisa. Logo, uma grande quantidade de dados de ensaios já havia sido gerada antes da implementação desta pesquisa. Destacam-se os ensaios realizados com o gnaiss de Itapebi e no metassiltito de Manso, tanto na partícula de rocha, quanto no enrocamento com diferentes distribuições granulométricas e densidades iniciais (DIAS, 2001; FURNAS, 2003; FLEURY *et al.*, 2004).

Conforme discutido no Capítulo 2, verificou-se na análise prévia do banco de dados de ensaios a influência de parâmetros como a densidade relativa, forma da distribuição granulométrica e tamanho das partículas, tanto na resposta mecânica às solicitações impostas aos enrocamentos, quanto na tentativa de estabelecer um procedimento para extrapolar o comportamento de um modelo reduzido para a escala de enrocamento de campo.

No entanto, existem dificuldades experimentais na determinação das densidades máximas e mínimas do enrocamento, conforme amplamente discutido nos Itens 2.2, 2.3 e 2.5 desse trabalho.

Nesse contexto, foi definido procedimento padronizado para determinar as densidades máximas e mínimas em amostras na escala de laboratório. A escolha de um procedimento como padrão para todas as amostras ensaiadas, com diferentes tipos de rocha e condições de moldagem, permitiu a comparação direta dos resultados de ensaios.

Como material piloto foi escolhido o granito de Serra da Mesa, devido a suas características peculiares como elevada resistência mecânica e baixo grau de fraturamento das partículas quando saturadas (CAPRONI *et al.*, 1999a). Desta forma, minimizou-se o efeito da quebra das partículas durante a compactação e realização dos ensaios, permitindo isolar apenas os fatores que se desejava analisar nessa fase da pesquisa (índice de vazios, densidade relativa, distribuição granulométrica, diâmetro máximo e dimensões dos equipamentos).

O próximo passo foi a complementação da campanha de ensaios já realizadas com o gnaisse de Itapebi. Foram realizados ensaios de compactação com os mesmos procedimentos adotados para o material piloto. Definidas as densidades máximas e mínimas por meio de ensaio padronizado, descrito no Item 3.3.2.2, foi possível comparar os resultados de ensaios desse material e o material piloto.

Adotando o mesmo procedimento dos ensaios com o granito de Serra da Mesa, o programa foi expandido a enrocamentos constituídos por outros dois tipos de rocha, o basalto de Campos Novos e a biotita gnaisse de Peixe Angical. Permitiu-se assim, incluir duas variáveis ao problema, a litologia do material e a resistência das partículas.

O metassiltito de Manso foi considerado nessa pesquisa apenas para efeito de comparação com os resultados de ensaios com outros materiais. Não foi possível realizar o procedimento de compactação para determinar as densidades máximas e mínimas com esse material, pois o mesmo encontrava-se em estado avançado de alteração após 3 anos depositado a céu aberto no pátio dos laboratórios de Furnas.

3.3.1. Caracterização da partícula de rocha

Para caracterização da rocha intacta foram obtidas amostras de mão, extraídos corpos de prova e lâminas delgadas para realização de ensaios físicos, químicos, petrográficos e mecânicos. Os procedimentos dos ensaios estão descritos no Apêndice B e os resultados

detalhados no Apêndice C. A Tab. 3.6 apresenta os ensaios realizados, as normas e/ou procedimentos de referência.

Tabela 3.6 – Ensaio para caracterização da rocha intacta.

Ensaio	Unidade	Referência
Peso específico aparente seco	kN/m ³	ISRM (1977)
Absorção	%	ISRM (1977)
Porosidade aparente	%	ISRM (1977)
Velocidade de propagação de ondas	m/s	ISRM (1981)
Perda na ciclagem água-estufa	%	NBR 12696/92
Perda na ciclagem acelerada com etilenoglicol	%	NBR 12697/92
Abrasão Los Angeles	%	NBR 6465/84
Microscopia ótica	-	Furnas (2000)
Compressão puntiforme	MPa	ISRM (1985)
Resistência à tração em compressão diametral	MPa	ISRM (1981)
Resistência à compressão uniaxial	MPa	ISRM (1981)
Resistência à compressão triaxial	MPa	ISRM (1981)

3.3.2. Caracterização do enrocamento

3.3.2.1. Distribuições granulométricas adotadas

Na modelagem granulométrica de enrocamentos em laboratório, normalmente, utiliza-se curvas granulométricas paralelas às obtidas em campo. Quando a quantidade de finos passa a dominar o comportamento do material, faz-se necessária adotar a curva granulométrica de campo substituindo a fração grossa, maiores que o diâmetro máximo (D_{max}) adotado no equipamento de ensaio, por partículas correspondentes a igual peso de material dessa fração (curva truncada).

Neste trabalho, além de avaliar as distribuições convencionalmente adotadas (paralela e truncada), foram utilizadas também distribuições bem graduadas entre os limites superiores (D_{max}) e inferior ($D_{min} = 2$ mm). Desse modo, foi avaliada a forma da distribuição que melhor representa a relação forças de contato vs. resistência da partícula para os casos estudados. Buscou-se também, um parâmetro que pudesse representar a forma da distribuição granulométrica: foram avaliados o coeficiente de uniformidade C_u , o coeficiente de curvatura C_c e o coeficiente n_f da equação de Fuller.

Os coeficientes C_u , C_c e n_f podem ser definidos como:

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad (3.1)$$

$$C_c = d_{30}^2/(d_{60}d_{10}) \quad (3.2)$$

$$P_i = \left(\frac{d_i}{D_{max}} \right)^{n_f} \times 100 \quad (3.3)$$

sendo,

P_i = porcentagem de material (em peso) passante em uma peneira de abertura d_i ;

D_{max} = diâmetro máximo dos grãos;

n_f = coeficiente de Fuller.

O diâmetro máximo de 8" (20 cm) adotado para todos os materiais ensaiados, teve por objetivo manter a relação mínima de $D_c/D_{max} \geq 5$ (diâmetro da câmara / diâmetro máximo das partículas) para os ensaios de compressão unidimensional na câmara $D_c = 100$ cm. Por praticidade, todo material passante na peneira #10 (abertura de 2 mm), limite superior da fração areia pela classificação da ABNT, foi denominado fino. Não foi utilizada fração argila, com diâmetro menor que 0,002 mm, nas distribuições granulométricas adotadas.

Para o granito de Serra da Mesa (material piloto) foram adotadas 9 distribuições granulométricas, sendo 1 truncada (T) e 1 paralela (P) em relação a distribuição média de campo, 3 uniformes (U) e 4 ditas "bem distribuídas" (B) entre dois limites pré-fixados. Para as curvas "bem distribuídas" a quantidade de finos ($D_{min} = 2$ mm) foi limitada a 10% em relação ao peso total.

A Fig. 3.9 apresenta distribuições granulométricas com D_{max} igual a 8" para diferentes valores de n_f . FULLER & TOMPSON (1907, *apud* BALBO, 2007) concluíram que, a máxima densidade obtida para concretos era atendida para uma distribuição granulométrica que atendessem a um valor de n_f próximo a 0,5.

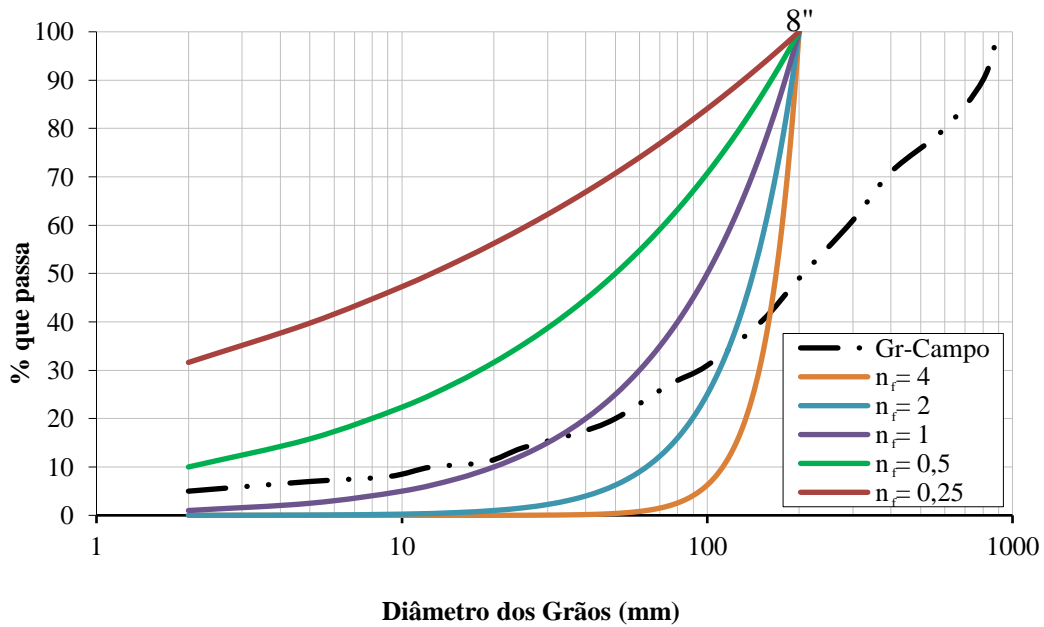


Figura 3.9 – Variação n_f para o $D_{max} = 8''$.

A Fig. 3.10 apresenta a curva granulométrica média de campo e as curvas bem distribuídas, paralela e truncada consideradas no programa experimental.

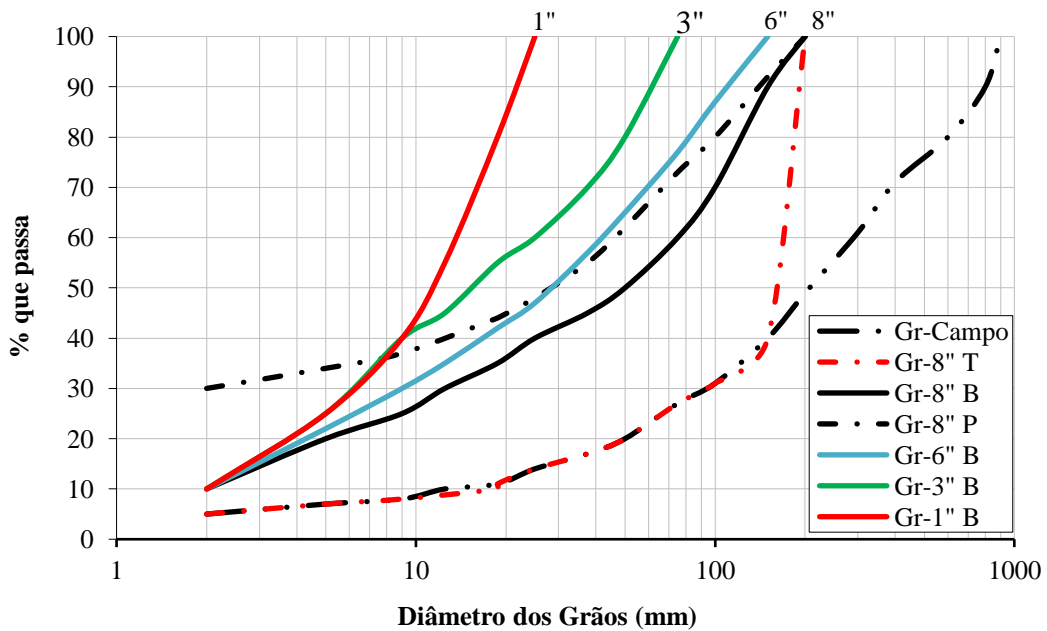


Figura 3.10 – Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o granito de Serra da Mesa.

A Fig. 3.11 apresenta a curva granulométrica média de campo e as curvas uniformes consideradas no programa experimental.

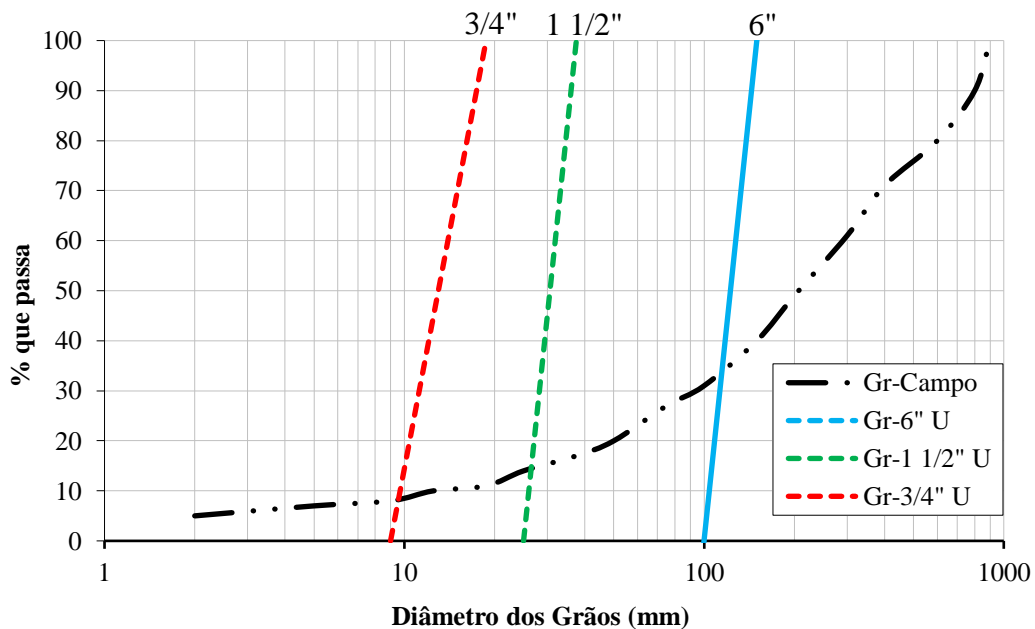


Figura 3.11 - Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o granito de Serra da Mesa.

A Tab. 3.7 identifica as curvas granulométricas adotadas e suas principais características geométricas.

Tabela 3.7 – Identificação das curvas granulométricas dos ensaios com o granito de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	D_{max} (mm)	C_u	C_c	n_f (Fuller)
Gr-Campo(5A)	900	24,0	2,67	0,50
Gr-8" T	200	9,6	2,96	1,5**
Gr-8" P	200	180	0,36	0,30
Gr-8" B	200	37,5	1,04	0,47
Gr-6" B	150	20,0	1,01	0,45*
Gr-6" U	150	1,2	0,97	5,00
Gr-3" B	75	12,5	0,72	0,50*
Gr-1" B	25	7,5	1,20	0,90
Gr-1 1/2" U	37	1,2	0,97	5,00
Gr-3/4" U	18,75	1,2	0,97	5,00

** Curva granulométrica truncada com n_f aproximado; * A quantidade de finos definida pela equação de Fuller é de $\approx 15\%$, mas foi limitada a 10% . NA – Não se aplica. C_u : coeficiente de uniformidade; C_c : coeficiente de curvatura; n_f : constante de Fuller.

Para o granito-gnaiss de Itapebi foram adotadas três distribuições granulométricas, sendo a primeira truncada em relação à distribuição média de campo (3C), e as outras duas paralelas a

primeira. A Tab. 3.8 identifica as curvas granulométricas médias de campo, as adotadas nos ensaios e suas principais características geométricas. Essas curvas foram estabelecidas durante a construção do empreendimento, no intuito de estudar os parâmetros de projeto. FLEURY *et al.* (2004) apresenta os critérios de definição das distribuições granulométricas e os resultados de ensaios de compressão unidimensional com o material de Itapebi. A Fig. 3.12 apresenta as distribuições granulométricas médias de campo e as curvas consideradas no programa experimental do gnaise. Salienta-se que, o material rochoso adotado nos ensaios teve a mesma origem do enrocamento 3C.

Tabela 3.8 - Identificação das curvas granulométricas dos ensaios com o granito-gnaise de Itapebi.

Identificação da Curva Granulométrica	D_{max} (mm)	C_u	C_c	n_f (Fuller)
Gn-Campo(2B)	100	50,0	0,50	0,25
Gn-Campo(3A)	400	166,7	2,40	0,28
Gn-Campo(3B)	800	150,0	4,17	0,35
Gn-Campo(3C)	1600	375,0	3,75	0,25
Gn-6''T	150	105,0	5,95	NA
Gn-3''T	75	110,0	8,18	NA
Gn-1''T	25	48,5	4,20	NA

NA – Não se aplica.

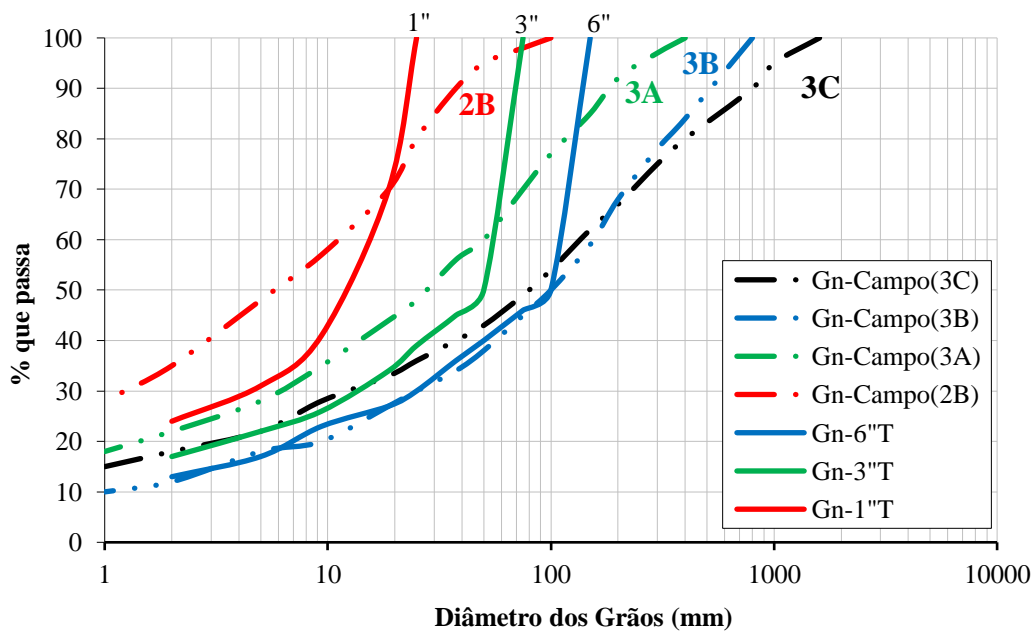


Figura 3.12 - Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o granito-gnaise de Itapebi.

Para o basalto de Campos Novos foram adotadas duas distribuições granulométricas, que seguiram o mesmo princípio das curvas “bem distribuídas” (B) adotadas para o granito de Serra da Mesa. A Tab. 3.9 identifica as curvas granulométricas adotadas e suas principais características geométricas. A Fig. 3.13 apresenta as curvas consideradas no programa experimental.

Tabela 3.9 - Identificação das curvas granulométricas dos ensaios com o basalto de Campos Novos.

Identificação da Curva Granulométrica	D_{max} (mm)	C_u	C_c	n_f (Fuller)
BB-8”B	200	37,5	1,04	0,47
BB-3”B	75	12,5	0,72	0,50*

* A quantidade de finos definida pela equação de Fuller é de 15%, mas foi limitada a 10%.

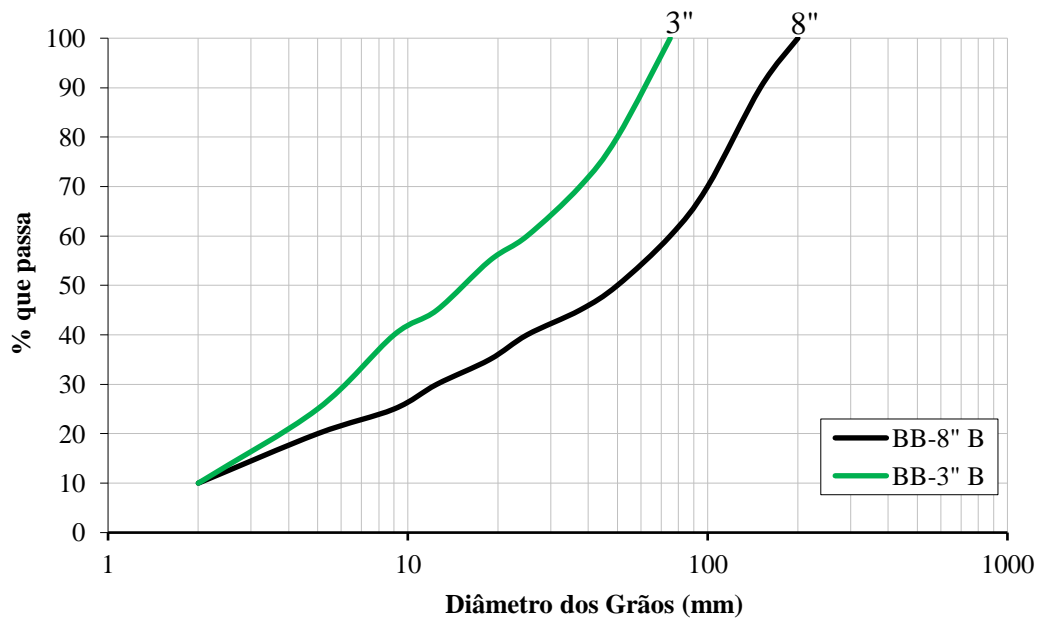


Figura 3.13 - Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o basalto de Campos Novos.

Para o metassiltito de Manso adotou-se o limite inferior da faixa especificada para a curva granulométrica de campo, limitando o D_{max} a 200 mm. A Tab. 3.10 identifica a curva granulométrica adotada e suas principais características geométricas. A Fig. 3.14 apresenta a curva considerada no programa experimental.

Tabela 3.10 - Identificação das curvas granulométricas dos ensaios com o metassilito de Manso.

Identificação da Curva Granulométrica	D_{max} (mm)	C_u	C_c	n_f (Fuller)
Faixa de campo	400 - 800	16,7 - 7,0	1,31 - 1,02	0,5 - NA
Ms-8"B	200	16,7	1,31	0,70

NA – Não se aplica.

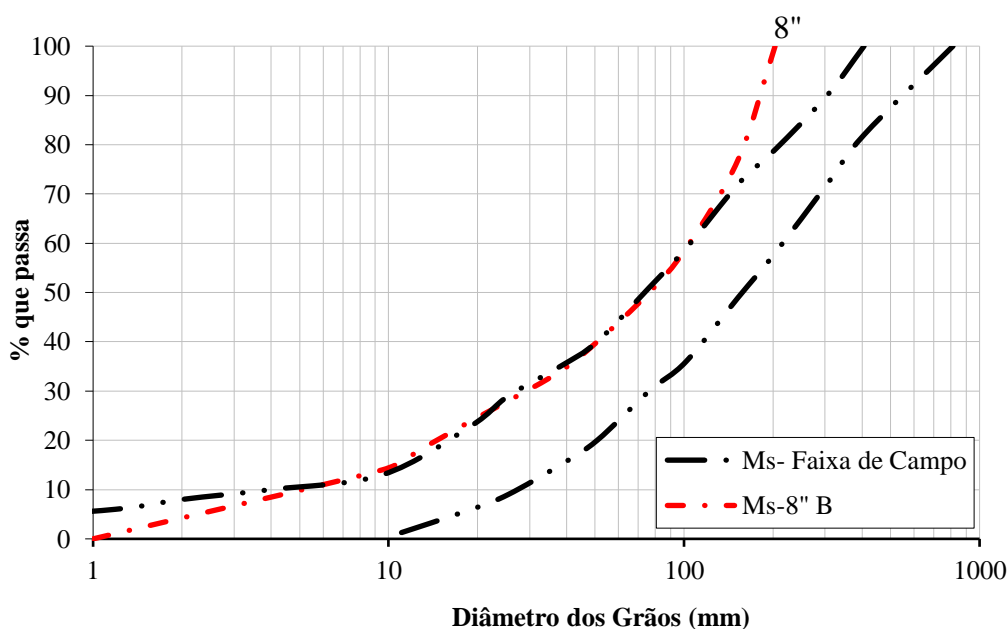


Figura 3.14 - Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o metassilito de Manso.

Para a biotita gnaiss de Peixe-Angical adotou-se a mesma curva granulométrica de campo, sendo esta campanha fruto da necessidade de gerar parâmetros de projeto para o referido material, cuja barragem encontrava-se em execução. A Tabela 3.11 identifica a curva granulométrica adotada e suas principais características geométricas. A Figura 3.15 apresenta as curvas consideradas no programa experimental.

Tabela 3.11 - Identificação da curva granulométrica dos ensaios com a biotita gnaiss de Peixe Angical.

Identificação da Curva Granulométrica	D_{max} (mm)	C_u	C_c	n_f (Fuller)
BG-8"B	200	29,3	1,37	0,42



Figura 3.15 - Curva granulométrica adotada nos ensaios com a biotita gnaisse de Peixe Angical.

3.3.2.2. Determinação da densidade relativa

Para determinar as densidades máximas ($\gamma_{d \max.L}$) e mínimas ($\gamma_{d \min}$) em escala de laboratório, adotou-se procedimento padrão para todas as amostras ensaiadas. Os ensaios foram realizados em câmara cilíndrica rígida com diâmetro interno de 1,0 m e altura igual a 0,55 m apoiada sobre piso rígido. Para determinação da densidade máxima, as amostras foram compactadas com placa vibratória com diâmetro de 0,96 m e peso estático de 3,88 kN (Fig. 3.16).

Para execução dos ensaios foram estipulados 680 kg de material para cada determinação e distribuição granulométrica diferente. Esse material foi dividido em duas porções (340 kg) e lançado na câmara em duas camadas com espessuras entre 17 e 25 cm. Para cada distribuição granulométrica analisada foram obtidos 3 valores de $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$, totalizando 4.080 kg de material trabalhado.

A determinação da $\gamma_{d \min}$ consistiu no lançamento do material previamente misturado dentro da câmara cilíndrica com altura de queda de no máximo 5 cm (Fig. 3.17a).

A determinação da $\gamma_{d \max.L}$ consistiu na compactação de duas camadas com espessura aproximada de 20 cm, sem molhar o material. O material de cada camada (340 kg) foi

previamente lançado na câmara, tomando o cuidado de proceder o ajuste manual das partículas maiores em busca do arranjo mais denso (Figura 3.17b). Ao final do lançamento de cada camada, foi executada a compactação com placa vibratória sobre o material por um período de 20 minutos, tempo a partir do qual não foram observadas mudanças significativas no estado de compacidade. No final do ensaio de compactação, o material foi retirado da câmara, peneirado e pesado novamente para determinação do índice de quebra (Bg).



Figura 3.16 – Equipamento para ensaio de compactação: (a) Placa vibratória colocada dentro do molde de compactação; (b) Aspecto do material da curva Gr-1''B após compactação dentro da câmara rígida.



Figura 3.17 – Ensaio para determinação das densidades máximas e mínimas: (a) Espalhamento de material da curva Gr-3''B para determinação da densidade mínima; (b) Material arrumado da curva Gr-8''B para determinação da densidade máxima.

A Fig. 3.18 mostra a variação do peso específico seco (γ_d) com o tempo de compactação para testes realizados com a curva granulométrica Gr-8''B de Serra da Mesa.

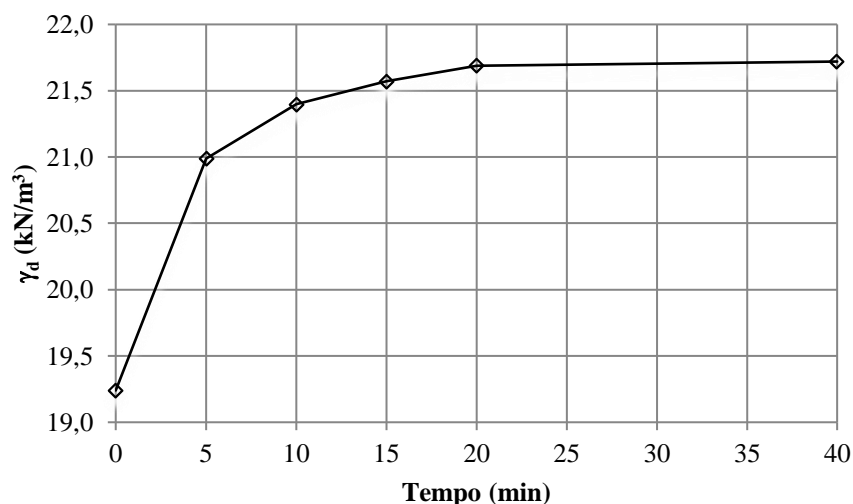


Figura 3.18 – Teste de compactação para a curva Gr-8''B.

Considerando que 20 minutos foi o tempo necessário para alcançar 100% da densidade relativa (D_R) pelo método de compactação descrito anteriormente, pode-se abstrair da Figura 3.18 que para a curva de Gr-8''B atingiu-se 95,6% de D_R com 15 minutos de compactação, 89,4% de D_R com 10 minutos e 73,8% de D_R com 5 minutos de compactação.

A placa vibratória foi desenvolvida no laboratório de FURNAS no formato que pudesse ser encaixada dentro do cilindro da câmara unidimensional, e não possui especificação quanto sua frequência e amplitude de vibração. Com objetivo de medir a frequência de vibração na compactação, foram instalados três geofones no piso do laboratório, cerca de um metro do cilindro de compactação (Fig. 3.19a). Pelo princípio da refração, uma onda ao ser transmitida de um material para outro diferente, sua frequência permanece a mesma, contudo, sua amplitude varia.

A Tab. 3.12 apresenta as frequências e amplitudes para duas leituras. A primeira realizada no decorrer da compactação da primeira camada (20 cm) de material e a segunda realizada na compactação da segunda camada (40 cm) de material. A frequência foi assumida como sendo a mesma da placa vibratória. A amplitude refere-se a medidas realizadas no piso a cerca de 1,0 m da câmara de compactação.

Foram realizadas ainda medidas da pressão dinâmica (F) e comparadas com a pressão estática (P) que a placa vibratória exerce sobre o material compactado. Para isso, foi adaptada célula

de pressão total desenvolvida no laboratório de Furnas, com rigidez compatível a dos enrocamentos (Fig. 3.19b). Antes do desenvolvimento desse ensaio, a célula de pressão passou por testes de carga com materiais de diferentes granulometrias (Apêndice B.2). Para diminuir o efeito de cargas puntiformes oriundas de partículas maiores, a célula foi acomodada junto ao piso e protegida com material fino (passa na peneira #10) compactado. A relação F/P é apresentada na Tabela 3.12 para as duas camadas compactadas.

Tabela 3.12 – Frêquencia da placa vibratório e relação F/P.

Camada	Velocidade (cm/s)	Frequência (Hz)	Amplitude (mm)	F/P
Primeira (20 cm)	1,19	77	0,025	3,0
Segunda (40 cm)	0,67	77	0,014	2,5

A avaliação dos resultados mostrou que a alta frequência do equipamento de compactação causa ressonância no cilindro rígido metálico com cerca 500 kg de peso. Na base da camada compactada a pressão dinâmica é maior do que a pressão estática da placa, mesmo para a espessura de 40 cm de material, correspondente a duas camadas compactadas.



(a)



(b)

Figura 3.19 – (a) Geofones posicionados cerca de 1,0 m da câmara. (b) Detalhe da fixação do geofone no piso e da célula para medir tensões totais.

A compactação da segunda camada apresenta maior eficiência, ou seja, leva a densidades maiores do que a compactação da primeira camada. Tal fato pode ser explicado pela medida de pressão dinâmica realizada na base das camadas compactadas, não sendo verificada grande perda de pressão ao acrescentar mais uma camada. Logo, pode-se assumir que o efeito da compactação da segunda camada também atua sobre a primeira. O peso adicional da segunda

camada atua no sentido de aumentar o imbricamento das partículas mais superficiais da primeira camada, que não são bem compactadas com altas frequências e baixas pressões. Observou-se ainda, fluxo de finos (segregação vertical) da segunda para primeira camada, que é agravado pelo aumento do tempo de compactação, pela adoção de distribuições granulométricas descontínuas e pelo aumento da porcentagem de finos (ou diminuição do coeficiente n_f).

Foram realizados dois testes de compactação com objetivo de comparar com a metodologia apresentada nesse trabalho. O primeiro consistiu na compactação utilizando soquete manual com peso de 8 kg e altura de queda de 15 cm. Com esse procedimento não foi possível obter as densidades máximas ($\gamma_{d \max.L}$) encontradas utilizando a placa vibratória.

O segundo teste foi realizado ao compactar amostras para ensaios de compressão unidimensional dentro da câmara cilíndrica com 1,0 m de diâmetro e 1,0 m de altura com a placa vibratória. Foram determinadas 3 densidades relativas, em relação às densidades máximas e mínimas obtidas no laboratório para compactação de cinco camadas de 20 cm, a serem moldadas no cilindro com 1,0 m de altura, sendo: 20% D_R , 50% D_R , 100% D_R . O material foi pesado e dividido em cinco porções compactadas em sequência até atingir as densidades especificadas.

Para 100% D_R a compactação das duas primeiras camadas seguiu o mesmo procedimento adotados nos ensaios de compactação com a câmara rígida. No entanto, para as três últimas camadas foram necessários 10 minutos de compactação para atingir os 100% D_R . Foram necessários 5 minutos de compactação em cada camada para 50% D_R e apenas o espalhamento do material para atingir 21 % D_R na curva Gr-8”B e 35 % nas curvas Gr-3”B e Gr-1”B. Para curvas uniformes foram necessários apenas o espalhamento e ajuste manual das partículas na câmara de 1,0 m de altura para atingir densidades acima da máxima obtida no ensaio de compactação com duas camadas de 40 cm.

Conforme observado, a compactação de duas ou mais camadas aumenta a eficiência do processo, logo, a compactação das 5 camadas dentro da câmara de compressão atingi maior peso específico máximo do que aquele definido no ensaio padrão.

Diante dos testes realizados, definiu-se que o $\gamma_{d \max.L}$, determinado pelo ensaio padrão a partir da compactação, com placa vibratória, de duas camadas de 20 cm no cilindro rígido, pode ser considerado representativo do estado denso da estrutura de enrocamentos similares compactados em campo. Apesar da grande discrepância entre a pressão dinâmica aplicada pelo equipamento de laboratório (aproximadamente 0,20 kgf/cm²) e o de campo (entre 6 e 30 kgf/cm²), a afirmação anterior foi balizada pela análise de resultados de testes de compactação realizados em campo com diferentes tipos de material e espessuras de camada (Item 2.7). Contribui também para essa conclusão, o fato dos ensaios em laboratório fazerem uso de enrocamento arrumado manualmente, sempre buscando o maior imbricamento entre partículas, e adotarem frequência e tempo de compactação maiores do que o procedimento de campo.

Porém, embasado pelos dados e análises já mencionados, a densidade máxima encontrada em laboratório, definida pela compactação de duas camadas confinadas em cilindro rígido, foi inferida como sendo densidade relativa de 85% (D_{85}) em relação à máxima (D_{100}) passível de ser obtida pela compactação de um maior número de camadas e volume de material.

Foram realizados 54 ensaios de compactação com o granito se Serra da Mesa, 12 com o basalto de Campos Novos, 18 com o gnaiss de Itapebi e 6 com a biotita gnaiss de Peixe-Angical, totalizando 90 ensaios e 61.200 kgf de material trabalhado.

Não foi possível realizar ensaios de compactação (ensaio padrão) para definir a $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ das curvas granulométricas adotadas no programa de investigação das propriedades mecânicas do enrocamento de Manso. Os ensaios com esse enrocamento foram realizados em 2001 e durante 3 anos o material ficou depositado no pátio aberto do laboratório. O elevado grau de alteração após esse período inviabilizou a continuação da campanha de ensaios.

A Tab. 3.13 apresenta os resultados encontrados para $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ obtidos nos ensaios de espalhamento e compactação com as curvas granulométricas de Serra da Mesa e o desvio padrão com relação à média dos três ensaios realizados para cada determinação. Apresenta ainda resultados dos ensaios de compactação na câmara cilíndrica de $D_c = 30$ cm (D_{c30R}) com soquete manual de 8 kg e altura de queda de 15 cm, compactado com 30 golpes.

Os resultados dos ensaios de compactação foram apresentados nesse item, pois são fundamentais para definição das características dos corpos de prova dos demais ensaios mecânicos realizados com os enrocamentos. Análises comparativas a respeito dos ensaios de compactação serão apresentadas no Capítulo 4.

Tabela 3.13 – Determinação do $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ para as curvas granulométricas de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	Desvio Padrão	$\gamma_{d \max.L}$ (D ₈₅) kN/m ³	Desvio Padrão	e_{\max}	$e_{\min.L}$
Gr-8”T	18,97	0,17	21,18	0,24	0,389	0,244
Gr-8”P	18,87	0,24	21,77	0,34	0,396	0,210
Gr-8”B	19,26	0,53	22,15	0,25	0,368	0,190
Gr-6”B	18,75	0,11	21,36	0,16	0,405	0,234
Gr-6”U	15,63	0,35	16,26	0,11	0,689	0,621
Gr-3”B	17,5	0,16	20,79	0,19	0,506	0,267
Gr-1”B	16,3	0,06	19,09	0,34	0,617	0,380
Gr-1 ½”U	14,68	0,17	15,56	0,13	0,795	0,693
Gr-3/4”U	15,47	0,03	16,06	0,29	0,703	0,641
D _{c30} -Passa na # 10*	15,85	0,14	19,52	0,2	0,662	0,350
D _{c30R} -Gr-1”B*	15,39	0,05	18,06	0,22	0,712	0,459

*Compactação com soquete manual (8 Kg).

A Tab. 3.14 apresenta os índices de quebra obtidos após ensaios de compactação das curvas granulométricas de Serra da Mesa e os valores de e_{\max} e $e_{\min.L}$.

Tabela 3.14 – Bg, e_{\max} e $e_{\min.L}$ para as curvas granulométricas de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	n_f (Fuller)	e_{\max}	$e_{\min.L}$ (D ₈₅)	$e_{\min.L}/e_{\max}$	Bg %	Desvio Padrão
Gr-8”T	1,5	0,389	0,244	0,63	3,66	3,41
Gr-8”P	0,30	0,396	0,210	0,53	1,68	0,52
Gr-8”B	0,47	0,368	0,190	0,52	4,74	1,44
Gr-6”B	0,45	0,405	0,234	0,58	1,83	0,72
Gr-6”U	5,00	0,689	0,621	0,90	3,7	1,29
Gr-3”B	0,50	0,506	0,267	0,53	1,55	0,43
Gr-1”B	0,90	0,617	0,380	0,62	3,67	1,93
Gr-1 ½”U	5,00	0,795	0,693	0,87	-	-
Gr-3/4”U	5,00	0,703	0,641	0,91	4,61	1,88
Passa na # 10	-	0,662	0,350	0,53	-	-
D _{c30R} -Gr-1”B	0,9	0,712	0,459	0,64	12,26	2,67

A Tab. 3.15 apresenta os resultados encontrados para $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ obtidos nos ensaios de espalhamento e compactação com as curvas granulométricas de Itapebi e o desvio padrão com

relação à média dos três ensaios realizados para cada determinação. Salienta-se que essa campanha adotou as mesmas curvas granulométricas dos ensaios realizados por FLEURY *et al.* (2004).

Tabela 3.15 - Determinação do $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ para as curvas granulométricas de Itapebi.

Identificação da Curva Granulométrica	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	Desvio Padrão	$\gamma_{d \max.L}$ (D ₈₅) kN/m ³	Desvio Padrão	e_{\max}	$e_{\min.L}$
Gn-6''T	18,65	0,31	21,30	0,29	0,389	0,216
Gn-3''T	18,04	0,06	20,24	0,21	0,437	0,280
Gn-1''T	18,00	0,10	21,21	0,33	0,439	0,222

A Tab. 3.16 apresenta os índices de quebra obtidos após ensaios de compactação das curvas granulométricas de Itapebi e os valores de e_{\max} e $e_{\min.L}$.

Tabela 3.16 - B_g, e_{\max} e $e_{\min.L}$ para as curvas granulométricas de Itapebi.

Identificação da Curva Granulométrica	n _r (Fuller)	e_{\max}	$e_{\min.L}$ (D ₈₅)	$e_{\min.L}/e_{\max}$	B _g %	Desvio Padrão
Gn-6''T	NA	0,389	0,216	0,56	2,15	0,57
Gn-3''T	NA	0,437	0,280	0,64	3,48	1,27
Gn-1''T	NA	0,439	0,222	0,50	1,38	0,76

A Tab. 3.17 apresenta os resultados encontrados para $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ obtidos nos ensaios de espalhamento e compactação com as curvas granulométricas de Campos Novos e o desvio padrão com relação a média dos três ensaios realizados para cada determinação.

Tabela 3.17 - Determinação do $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ para as curvas granulométricas de Campos Novos.

Identificação da Curva Granulométrica	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	Desvio Padrão	$\gamma_{d \max.L}$ (D ₈₅) kN/m ³	Desvio Padrão	e_{\max}	$e_{\min.L}$
BB-8''B	15,68	0,1	18,31	0,34	0,386	0,187
BB-3''B	14,47	0,13	17,52	0,37	0,502	0,241

A Tab. 3.18 apresenta os índices de quebra obtidos após ensaios de compactação das curvas granulométricas de Campos Novos e os valores de e_{\max} e $e_{\min.L}$.

Tabela 3.18 - Bg, e_{max} e $e_{min.L}$ para as curvas granulométricas de Campos Novos.

Identificação da Curva Granulométrica	n_f (Fuller)	e_{max}	$e_{min.L}$ (D ₈₅)	$e_{min.L}/e_{max}$	Bg %	Desvio Padrão
BB-8''B	0,47	0,386	0,187	0,48	3,36	1,02
BB-3''B	0,50	0,502	0,241	0,48	2,96	0,29

As Tab. 3.19 e Tab. 3.20 apresentam os resultados estimados para $\gamma_{d\ max.L}$ e $\gamma_{d\ min}$ obtidos após análise dos ensaios de espalhamento e compactação com as curvas granulométricas de Manso, cujos ensaios de compressão foram realizados por DIAS (2001).

Tabela 3.19 – Determinação do $\gamma_{d\ max.L}$ e $\gamma_{d\ min}$ para as curvas granulométricas de Manso.

Identificação da Curva Granulométrica	$\gamma_{d\ min}$ kN/m ³	Desvio Padrão	$\gamma_{d\ max.L}$ (D ₈₅) kN/m ³	Desvio Padrão	e_{max}	$e_{min.L}$
Ms-8''B	18,70	-	21,50	-	0,371	0,193

Tabela 3.20 - Bg, e_{max} e $e_{min.L}$ para as curvas granulométricas de Manso.

Identificação da Curva Granulométrica	n_f (Fuller)	e_{max}	$e_{min.L}$ (D ₈₅)	$e_{min.L}/e_{max}$	Bg	Desvio
					%	Padrão
Ms-8''B	0,70	0,371	0,193	0,52	-	-

A Tab. 3.21 apresenta os resultados encontrados para $\gamma_{d\ max.L}$ e $\gamma_{d\ min}$ obtidos nos ensaios de espalhamento e compactação com a curva granulométrica de Peixe Angical e o desvio padrão com relação à média dos três ensaios realizados para cada determinação.

Tabela 3.21 - Determinação do $\gamma_{d\ max.L}$ e $\gamma_{d\ min}$ para a curva granulométrica de Peixe Angical.

Identificação da Curva Granulométrica	$\gamma_{d\ min}$ kN/m ³	Desvio Padrão	$\gamma_{d\ max.L}$ (D ₈₅) kN/m ³	Desvio Padrão	e_{max}	$e_{min.L}$
BG-8''B	18,88	0,18	21,71	0,46	0,388	0,207

A Tab. 3.22 apresenta o índice de quebra obtido após ensaios de compactação da curva granulométrica de Peixe Angical e os valores de e_{max} e $e_{min.L}$.

Tabela 3.22 - Bg, e_{max} e $e_{min.L}$ para a curva granulométrica de Peixe Angical.

Identificação da Curva Granulométrica	n_f (Fuller)	e_{max}	$e_{min.L}$ (D ₈₅)	$e_{min.L}/e_{max}$	Bg %	Desvio Padrão
BG-8''B	0,42	0,388	0,207	0,53	1,1	0,13

As densidades utilizadas nos ensaios de compressão unidimensional, cisalhamento direto e triaxial, foram definidas fixando a densidade relativa. A densidade relativa pode ser definida pela Eq. 3.4.

$$D_R(\%) = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_n} \times \frac{\gamma_n - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times 100 \quad (3.4)$$

onde,

D_R = densidade relativa (%);

γ_{\max} = peso específico aparente seco máximo (kN/m^3);

γ_{\min} = peso específico aparente seco mínimo (kN/m^3);

γ_n = peso específico aparente seco da amostra (kN/m^3).

3.3.2.3. Ensaio de compressão unidimensional

Essa campanha de ensaios avaliou fatores como estado de compacidade (D_R), índice de vazios (e), forma da distribuição granulométrica (coeficientes de forma C_u , C_c e n_f), diâmetro máximo das partículas (D_{\max} ; ESG – Efeito de Escala da Granulometria) e litologia da rocha intacta no comportamento quanto à deformabilidade de enrocamentos.

Como objetivo secundário, foi avaliado o procedimento experimental adotado nos ensaios. Foram adaptados à câmara flexível (D_{cf}) mais dois anéis instrumentados e o deslocamento com o acréscimo de tensão foi medido em três pontos ao longo da altura da câmara. Detalhes da câmara, da instrumentação e dos procedimentos adotados estão descritos no Item 3.3.2.3.1.

Limitações quanto ao deslocamento máximo de 5,5 cm (5,5%) na câmara flexível impedem, em muitos casos, a aplicação de todos os estágios de carregamento durante o ensaio. Para minimizar esse problema do limite quanto a deformação máxima, FURNAS confeccionou um molde cilíndrico rígido com diâmetro de 1,0 m (D_c) e altura de 1,10 m que ainda não havia sido testado. Estava pendente a análise do efeito do atrito entre o material e as paredes do cilindro rígido no comportamento tensão vs. deformação durante execução do ensaio. Foi realizada uma campanha comparativa entre a câmara flexível e a rígida no intuito de avaliar qual é o efeito do atrito mencionado; nesse trabalho o ensaio na câmara rígida está identificado como D_{c100R} .

Foi avaliada também a relação entre o diâmetro máximo das partículas (D_{\max}) e o diâmetro da câmara de compressão (D_c) no comportamento tensão vs. deformação das amostras ensaiadas (ESE – Efeito de Escala do Equipamento). Para isso foram realizados ensaios comparativos em câmara rígida de pequenas dimensões ($D_c = 30$ cm e $h = 20$ cm) com o mesmo índice de vazios inicial daqueles realizados na câmara grande; esses ensaios estão identificados como D_{c30R} . Essa avaliação torna-se importante para definir o procedimento de ensaio quando não se tem material suficiente para moldar corpos de prova na câmara grande ou quando se deseja aplicar maiores tensões a amostra. A câmara rígida pequena ($D_c = 30$ cm) trabalha em média com 30 kg de material e pode aplicar tensões de até 7 MPa, enquanto a câmara grande ($D_c = 100$ cm) trabalha em média com 1.500 kg de material e pode aplicar tensões da ordem de 3,5 MPa.

A Tabela 3.23 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional com o granito de Serra da Mesa. A maioria dos ensaios foram executados sem acréscimo de água nos primeiros carregamentos. Quando não se tinha atingido a deformação máxima suportada pela câmara flexível e por algum outro motivo o ensaio havia sido paralisado, realizava-se a inundação da amostra anotando as deformações até a estabilização das leituras. Em muitos casos não foi possível a inundação completa do material, pois a abertura na base da câmara ficava obstruída por partículas do enrocamento, mesmo utilizando filtros, impedindo a entrada de água com a vazão necessária para preencher os vazios da amostra durante um dia útil de trabalho. Nesses casos, as deformações adicionais foram descartadas. As exceções foram identificadas como SAT de saturados no início do ensaio.

Essa pesquisa não teve como foco avaliar o efeito da saturação sobre o comportamento tensão-deformação do material, apesar de ter lançado mão desse artifício em casos isolados, mesmo porque uma ampla campanha de ensaios realizada por CAPRONI & ARMELIN (1998) com o granito de Serra da Mesa (material piloto) demonstrou que a saturação do material antes do ensaio exercia influência desprezível em seu comportamento.

Para ampliar a análise foram incorporados a essa campanha ensaios extraídos do banco de dados de FURNAS, executados no decorrer da construção da Barragem de Serra da Mesa, sendo alguns deles publicados nos trabalhos de CAPRONI & ARMELIN (1998) e CAPRONI

et al. (1999b), conforme identificados na Tab. 3.23. Os referidos ensaios foram reanalisados sob os mesmos critérios e procedimentos descritos nesse trabalho.

Tabela 3.23 – Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com o granito de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o
Gr-8''T	D _{cf} -Gr-8''T-D ₁ *	5,0	19,00	1	0,386
	D _{cf} -Gr-8''T-D ₄₅ *	5,0	20,10	45	0,311
	D _{cf} -Gr-8''T-D ₆₄ *	5,0	20,60	64	0,279
	D _{cf} -Gr-8''T-D ₈₅	5,0	21,18	85	0,244
	D _{cf} -Gr-8''T-D ₉₂ **	5,0	21,40	92	0,231
	D _{cf} -Gr-8''T-D _{99sat} **	5,0	21,60	99	0,219
	D _{cf} -Gr-8''T-D ₁₁₈ **	5,0	22,20	118	0,186
Gr-8''B	D _{cf} -Gr-8''B-D ₂₁	5,0	19,91	21	0,323
	D _{cf} -Gr-8''B-D ₄₄	5,0	20,65	44	0,276
	D _{cf} -Gr-8''B-D ₈₂	5,0	22,03	82	0,196
Gr-6''B	D _{cf} -Gr-6''B-D ₈₆	6,7	21,4	86	0,231
Gr-3''B	D _{cf} -Gr-3''B-D ₃₅	13,3	18,71	35	0,408
	D _{cf} -Gr-3''B-D ₄₇	13,3	19,17	47	0,375
	D _{cf} -Gr-3''B-D ₈₆	13,3	20,82	86	0,266
	D _{c30R} -Gr-3''B-D ₄₇	2,7	19,17	47	0,375
	D _{c30R} -Gr-3''B-D ₈₆	2,7	20,82	86	0,266
Gr-1''B	D _{cf} -Gr-1''B-D ₃₅	40,0	17,33	35	0,520
	D _{cf} -Gr-1''B-D ₄₅	40,0	17,67	45	0,491
	D _{cf} -Gr-1''B-D ₈₅	40,0	19,09	85	0,380
	D _{c100R} -Gr-1''B-D ₅₃	40,0	17,95	53	0,468
	D _{c100R} -Gr-1''B-D ₈₇	40,0	19,18	87	0,374
	D _{c30R} -Gr-1''B-D ₁₉	8,0	16,85	19	0,564
	D _{c30R} -Gr-1''B-D ₄₆	8,0	17,69	46	0,490
	D _{c30R} -Gr-1''B-D ₈₅	8,0	19,09	85	0,380
Gr-1 1/2''U	D _{cf} -Gr-1 1/2''U-D ₉₆	26,7	15,68	96	0,680

* CAPRONI *et al.* (1999b);

** Banco de dados de FURNAS.

A Tab. 3.24 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional com o granito-gnaiss de Itapebi. Ressalta-se que, os ensaios de compressão unidimensional apresentados com esse material foram realizados por FLEURY *et al.* (2004) e fazem parte do mesmo programa de pesquisa ANEEL que subsidiou esse trabalho. As densidades relativas foram reinterpretadas de acordo com o procedimento padronizado de compactação apresentado no Item 3.3.2.2.

Tabela 3.24 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com o gnaíse de Itapebi.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o
Gn-6''T	D _{cf} -Gn-6''T-D ₀	6,7	18,65	0	0,389
	D _{cf} -Gn-6''T-D ₃₄	6,7	19,62	34	0,321
	D _{cf} -Gn-6''T-D ₆₇	6,7	20,68	67	0,253
	D _{cf} -Gn-6''T-D ₈₉	6,7	21,43	89	0,209
	D _{cf} -Gn-6''T-D _{71sat}	6,7	20,82	71	0,244
Gn-1''T	D _{cf} -Gn-1''T-D ₀	40,0	18,00	0	0,439
	D _{cf} -Gn-1''T-D ₁₉	40,0	18,63	19	0,391
	D _{cf} -Gn-1''T-D ₄₃	40,0	19,49	43	0,329
	D _{cf} -Gn-1''T-D ₇₃	40,0	20,68	73	0,253
	D _{cf} -Gn-1''T-D _{56sat}	40,0	20,00	56	0,296

A Tab. 3.25 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional com a brecha basáltica de Campos Novos.

Tabela 3.25 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com a brecha de Campos Novos.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o
BB-8''B	D _{cf} -BB-8''B-D ₈₆	5,0	18,34	86	0,185
	D _{cf} -BB-8''B-D _{86sat}	5,0	18,34	86	0,185
BB-3''B	D _{cf} -BB-3''B-D ₉₈	13,3	18,10	98	0,201
	D _{cf} -BB-3''B-D _{85sat}	13,3	17,52	85	0,241

A Tab. 3.26 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional com o metassiltito de Manso. Ressalta-se que os ensaios de compressão unidimensional apresentados com esse material foram realizados por DIAS (2001) e fazem parte do mesmo programa de pesquisa ANEEL que subsidiou esse trabalho.

Tabela 3.26 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com o metassiltito de Manso.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o
Ms-8''T	D _{cf} -Ms-8''B-D ₂₄	5,0	19,42	24	0,320
	D _{cf} -Ms-8''B-D ₄₆	5,0	20,11	46	0,275
	D _{cf} -Ms-8''B-D ₆₄	5,0	20,74	64	0,236

A Tab. 3.27 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional com a biotita gnaisse de Peixe Angical.

Tabela 3.27 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com a biotita gnaisse de Peixe Angical.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m³	D_R %	e_o
BG-8''B	D _{cf} -BG-8''B-D ₆₇	5,0	21,06	67	0,245

Nesta campanha foram realizados 14 ensaios de grandes dimensões com o granito de Serra da Mesa, 4 ensaios com a brecha basáltica de campos novos e 1 ensaio com a biotita gnaisse de Peixe Angical. Para cada ensaio são utilizados em média 1.500 kg de material, o que totalizou aproximadamente 28.500 kg de material trabalhado.

3.3.2.3.1. Equipamentos e procedimentos de ensaio

Os ensaios de compressão unidimensional foram realizados em câmara cilíndrica “flexível” (D_{cf}) com diâmetro interno e altura iguais a 1,0 m.

A câmara é constituída de uma tampa superior e outra inferior de aço, ambas nervuradas, e anéis de alumínio e borracha, alternados e justapostos. A câmara é comprimida junto com o corpo de prova. Essa configuração minimiza o efeito do atrito entre as partículas de enrocamento e a parede interna da câmara, quando se aplica a tensão vertical, e assegura a condição de deformação horizontal praticamente nula no corpo-de-prova (CAPRONI & ARMELIN, 1998). A câmara cilíndrica é similar à confeccionada no LNEC em Lisboa (VEIGA PINTO, 1983). A Fig. 3.20 apresenta vista geral da câmara flexível e da instrumentação de ensaio.

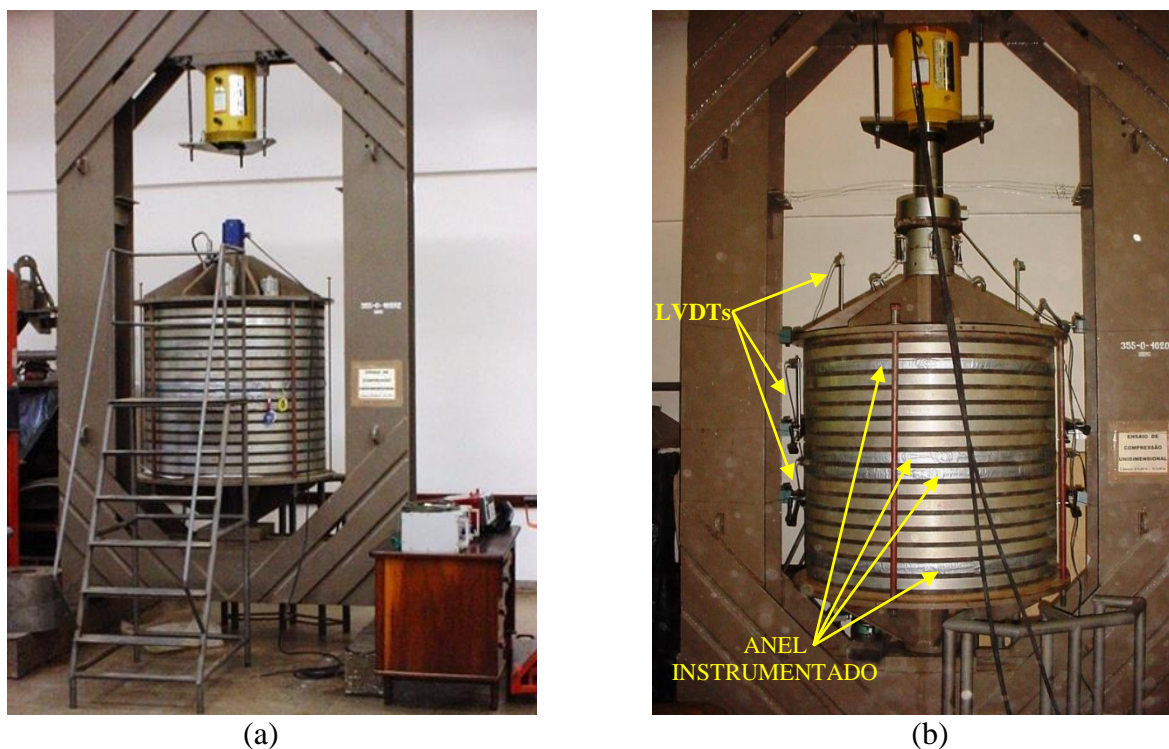


Figura 3.20 – Câmara flexível (D_{cf}) para realização de ensaios de compressão unidimensional: a) Vista geral do equipamento montado sobre o pórtico de reação; b) Vista geral da instrumentação utilizada.

O corpo de prova foi moldado com 5 camadas com 20 cm cada uma. Lançou-se cada camada na câmara e a sua altura foi determinada pela média da leitura de 10 pontos, em relação a uma base fixa. Quando necessário, procedeu-se à compactação do material com placa vibratória com 96 cm de diâmetro e peso estático de 3,88 kN até atingir a altura de 20 cm. Na tampa superior existe um ressalto de 2 cm que é preenchido com areia bem graduada compactada e que serve para permitir o melhor ajuste da tampa quando fixada no conjunto de ensaio. Detalhes do procedimento de compactação são descritos no item 3.3.2.2. (Determinação da densidade relativa).

A força vertical foi aplicada em estágios por meio de um cilindro hidráulico e controlada com uma célula de carga. O limite de carga suportado pelo pórtico é de 300 t. Em cada estágio de aplicação de carga esperou-se os deslocamentos cessarem para dar início a um novo estágio de carregamento. O deslocamento vertical do corpo de prova é tido como o mesmo da câmara flexível, e foi obtido pela leitura de 7 LVDTs, 3 instalados na tampa superior, 2 instalados a $2/3$ da altura da câmara (H_c) e 2 instalados a $1/3$ de H_c . O limite máximo de deslocamento permitido na tampa superior foi de 55 mm. A tensão confinante foi determinada

ao longo da altura do corpo de prova pela leitura de 64 extensômetros elétricos (strain gages) posicionados em dois anéis centrais (média das leituras) e dois anéis posicionados nas extremidades da câmara, um cerca de 80 mm da tampa superior e outro cerca de 80 mm da tampa inferior. A Fig. 3.21 apresenta detalhes da instrumentação da câmara “fléxivel”.

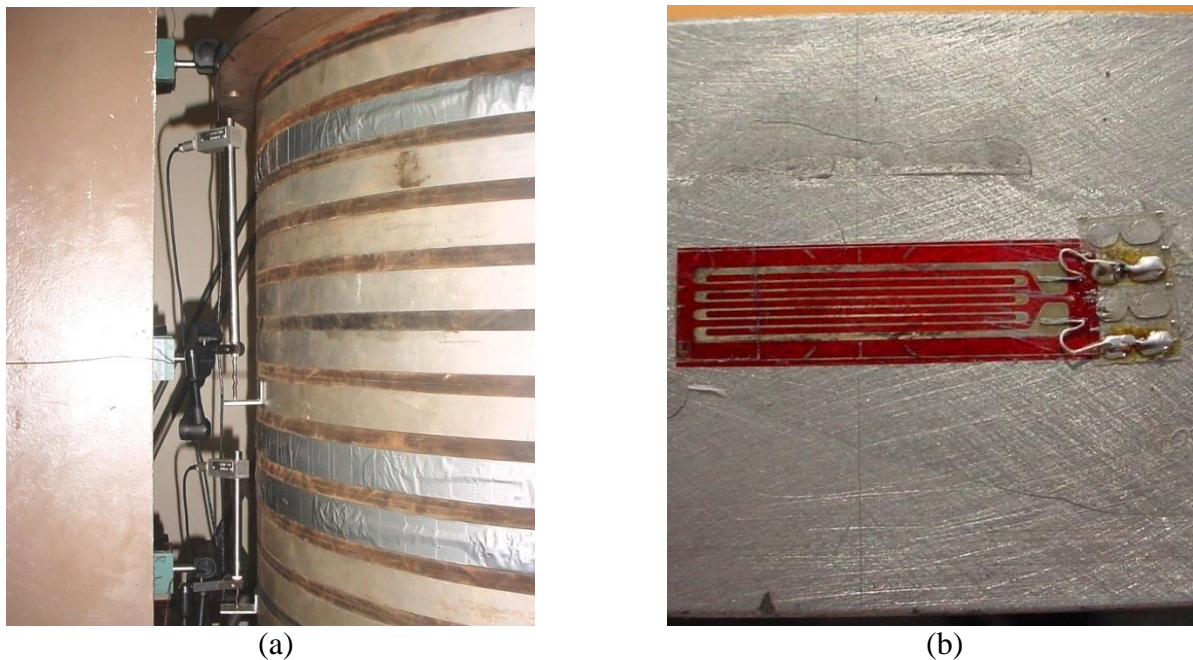


Figura 3.21 – Instrumentação da câmara flexível: a) Detalhes dos LVDTs e dos anéis instrumentados cobertos por fita cinza a prova d’água; b) Detalhe de strain gage colado no anel de alumínio.

A relação entre a tensão confinante e a tensão vertical medida na câmara flexível conceitualmente não pode ser definida como K_0 , isso porque ocorrem pequenas deformações radiais nos anéis de alumínio, logo, essa relação é designada K_{un} no presente trabalho.

Foi instalada, na altura da tampa inferior, uma célula de pressão total com 30 cm de diâmetro e rigidez compatível com o enrocamento. Protegeu-se a célula com uma camada de 5 cm de espessura de finos do próprio material ensaiado. Esse procedimento teve como objetivo calibrar o comportamento da célula de pressão total durante os ensaios unidimensionais com câmara flexível. Posteriormente, essa célula seria adotada para determinar a tensão necessária para vencer o atrito entre parede e material nos ensaios realizados com a câmara “rígida”. Em toda a campanha de ensaios com a câmara flexível a célula funcionou como se esperava, porém no primeiro ensaio com a câmara rígida sofreu uma perfuração, inviabilizando sua utilização nessa campanha. A Fig. 3.23 apresenta detalhe da célula de pressão total.

Realizou-se também uma campanha comparativa de ensaios de compressão unidimensional com o granito de Serra da Mesa, utilizando um molde cilíndrico rígido (D_{c100R}) com diâmetro interno (D_c) de 1,0 m e altura (H_c) de 1,10 m. Essa campanha teve como principal objetivo avaliar o efeito do atrito interno entre as paredes da câmara e o material ensaiado no comportamento tensão vs. deformação. Como descrito anteriormente, a célula de pressão total foi danificada, o que inviabilizou a leitura da tensão na base da câmara transmitida pelo material. No entanto, a curva tensão vs. deformação permitiu comparação direta com os ensaios realizados na câmara flexível. A Fig. 3.22 apresenta a câmara “rígida” utilizada.



Figura 3.22 – Câmara “rígida” (D_{c100R}) para realização de ensaios de compressão unidimensional.

A instrumentação da câmara rígida consistiu em uma célula de carga e três LVDTs instalados sobre a tampa superior. Como essa tampa foi encaixada dentro do cilindro, especial atenção foi dada aos deslocamentos diferenciais durante aplicação do carregamento. Caso a tampa girasse, poderia ocorrer seu travamento junto às paredes laterais, mascarando a resposta do ensaio.

A moldagem do corpo de prova na câmara rígida seguiu os mesmos procedimentos adotados para a câmara flexível.

Para os ensaios na câmara flexível e na câmara rígida, a relação entre o diâmetro da câmara e o diâmetro máximo das partículas rochosas ($D_c/D_{\text{máx}}$) foi adotada como igual ou maior que 5,0. Logo, as curvas granulométricas adotadas foram limitadas ao diâmetro máximo de 200 mm (8”).



Figura 3.23 – Célula de pressão total.

Avaliou-se também o efeito de escala dos equipamentos (D_c) em relação ao tamanho máximo das partículas ($D_{\text{máx}}$). Para isso, foram realizados ensaios comparativos em câmara cilíndrica “rígida” de pequenas dimensões (D_{c30R}), diâmetro de 30 cm e altura de 20 cm, com o granito de Serra da Mesa. Foram adotadas as mesmas curvas granulométricas e densidades relativas dos ensaios realizados na câmara flexível e rígida de grandes dimensões. Os ensaios na câmara D_{c30R} trabalham em média com 30 kg de material e permitem aplicação de tensão vertical da ordem de 7 MPa. A Figura 3.24 apresenta detalhes da câmara D_{c30R} .



(a)



(b)

Figura 3.24 – Câmara rígida de pequenas dimensões (D_{c30R}) para realização de ensaios de compressão unidimensional: a) Detalhes da câmara; b) Detalhes do material compactado antes da realização do ensaio.

O procedimento de ensaio foi o mesmo adotado nas câmaras de grandes dimensões. A instrumentação da câmara D_{c30R} consistiu em uma célula de carga para leitura da força transmitida à tampa superior e três relógios comparadores instalados sobre a tampa para mediadas de deslocamento. A Figura 3.25 apresenta os equipamentos de ensaio com a D_{c30R} .



Figura 3.25 – Equipamentos para ensaio de compressão unidimensional com a D_{c30R} .

3.3.2.4. Ensaio de cisalhamento direto

Essa campanha de ensaios avaliou fatores como estado de compacidade (D_R), índice de vazios (e), forma da distribuição granulométrica (coeficientes de forma C_u , C_c e n_f), diâmetro máximo das partículas (D_{max} ; ESG – Efeito de Escala da Granulometria) e litologia (características mecânicas da rocha) da rocha intacta no comportamento quanto à resistência mecânica de enrocamentos.

Foi avaliada também a relação entre o diâmetro máximo das partículas (D_{max}) e o tamanho da zona cisalhada (D_{cz}) na resistência mecânica das amostras ensaiadas (ESE – Efeito de Escala do Equipamento). Para isso, foram realizados ensaios na caixa de cisalhamento de grandes dimensões (CIS_{80}), capaz de ensaiar amostras com 80 (l_1) x 80 (l_2) x 42 (h) cm com tensão normal (σ_n') aplicada de até 3 MPa, e ensaios com equipamento servo-controlado (CIS_{21}) que comporta amostras com 21 (d) x 30 (h) cm. O equipamento servo-controlado possui como

principais vantagens a velocidade na execução dos ensaios e a possibilidade de aumentar a tensão normal (σ_n) aplicada para até 4 MPa.

Detalhes da câmara, da instrumentação e dos procedimentos adotados estão descritos no Item 3.3.2.4.1.

A Tabela 3.28 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de cisalhamento direto com o granito de Serra da Mesa.

Tabela 3.28 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de cisalhamento direto com o granito de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_{cz}/D_{max}	γ_d kN/m³	D_R %	e_o
Gr-3”B	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₁₉	10,7	18,15	19	0,452
	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₄₆	10,7	19,14	46	0,377
	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₈₅	10,7	20,79	85	0,267
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₁₉	2,8	18,15	19	0,452
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₄₆	2,8	19,14	46	0,377
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₈₅	2,8	20,79	85	0,267
Gr-1”B	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₁₉	32,0	16,85	35	0,564
	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₄₆	32,0	17,69	45	0,490
	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₈₅	32,0	19,09	85	0,380
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₁₉	8,4	16,85	19	0,564
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₄₆	8,4	17,69	45	0,490
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₈₅	8,4	19,09	85	0,380

Para cada distribuição granulométrica e peso específico ensaiados foram aplicados 4 níveis de tensão normal, totalizando 24 ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões. Para cada ensaio foi utilizado em média 600 kg de material, o que totalizou 12.000 kgf de material trabalhado. Nos ensaios de cisalhamento na caixa pequena foram aplicados seis níveis de tensão normal, totalizando 36 ensaios que consumiram 1.000 kg de material.

A Tab. 3.29 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de cisalhamento direto com o gnaiss de Itapebi. Tanto essas características quanto os resultados dos ensaios foram recuperados dos trabalhos de DIAS (2001) e FURNAS (2003).

Tabela 3.29 - Identificação e características dos corpos de prova em ensaios de cisalhamento direto com o gnaíse de Itapebi.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	D_{cz}/D_{max}	γ_a kN/m ³	D_R %	e_o
Gn-3”T	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₀	10,7	18,04	0	0,461
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₂₄	10,7	18,6	24	0,417
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₆₂	10,7	19,6	62	0,344
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₉₇	10,7	20,6	97	0,279
Gn-1”T	CIS ₈₀ -Gn-1”T-D ₂₀	10,7	18,65	20	0,413
	CIS ₈₀ -Gn-1”T-D ₄₆	10,7	19,6	46	0,344

3.3.2.4.1. Equipamentos e procedimentos de ensaio

Os ensaios de cisalhamento direto de “grandes dimensões” foram realizados em equipamento constituído por um quadro de reação de aço e uma caixa de cisalhamento dividida ao meio, cada metade com 80 x 80 x 20 cm. Entre as duas metades foram colocados separadores (caibros de madeira) com 2 cm de espessura, que foram retirados no início do ensaio, delimitando assim a zona a ser cisalhada. Aplicou-se carga normal e cisalhante por meio de cilindros hidráulicos. O quadro de reação foi calculado para suportar a carga máxima de 200 t sem deformações significativas. No entanto, os parafusos que suportavam a metade inferior da caixa, presa ao quadro, possuíam capacidade para 100 t (1,5 MPa de tensão), limitando-se a esse valor a aplicação do esforço cisalhante.

Os deslocamentos cisalhantes e normais foram medidos por dois LVDTs no sentido da tensão cisalhante e quatro no sentido da tensão normal. A aplicação de carga na componente cisalhante foi realizada por macaco hidráulico (capacidade de 200 t) e bomba elétrica com controle de pressão, e na componente normal foi realizada por macaco hidráulico (capacidade de 200 t) e bomba manual. Aplicando a relação $D_{cz}/D_{max} = 5$, o diâmetro máximo das partículas que podem ser ensaiadas é de 84 mm. Logo, foram adotadas para esses ensaios apenas as distribuições granulométricas com diâmetro máximo de 3” e 1”.

O corpo de prova foi montado na caixa através de três camadas de 14 cm cada. Verificou-se a altura da camada por meio da medida de 10 pontos, com trena presa a uma placa niveladora, em relação a uma base fixa. O procedimento consistiu em espalhar primeiro o material de maior diâmetro e posteriormente o de menor diâmetro até completar a altura da camada. Quando necessário, realizou-se uma compactação manual cuidadosa com o auxílio de soquete

de 8 kg e placa de aço sobre a camada para evitar o impacto direto do soquete sobre o material e eventualmente a quebra das partículas. A compactação só foi necessária para atingir as maiores densidades relativas.

Após o lançamento das três camadas atingir altura de 42 cm, duas placas de aço com cerca de 1,5 cm de espessura, cada uma, foram colocadas sobre o material. Sobre essas placas foram dispostos roletes de aço de forma a permitir o deslocamento da metade superior da caixa de cisalhamento, mantendo o esforço normal perpendicular à zona cisalhada. Sobre os roletes montou-se a tampa rígida (distribuidor de carga) e os equipamentos para medição da força aplicada (célula de carga) e medição dos deslocamentos (LVDTs).

A metade superior da caixa de cisalhamento possui prolongamento rígido que tem a finalidade de apoio para o conjunto macaco hidráulico e célula de carga, responsáveis pela aplicação e medição da força horizontal e, conseqüentemente, pelo deslocamento cisalhante.

A Fig. 3.26 apresenta detalhes da montagem das duas porções da caixa de cisalhamento e do conjunto responsável pela aplicação da tensão normal. A Fig. 3.27 apresenta vista geral do equipamento antes do início do ensaio.



(a)



(b)

Figura 3.26 – Cisalhamento direto de grandes dimensões: a) Montagem da caixa de cisalhamento; b) Placas, tampa e célula de carga responsáveis pela aplicação da tensão normal.



Figura 3.27 – Equipamentos montados para realização de ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões.

O ensaio foi iniciado com a aplicação de tensão normal (σ_n) no corpo de prova até o valor pré-estabelecido. Antes de aplicar a tensão cisalhante (τ) sobre o corpo de prova, a madeira separadora foi retirada. Mediu-se a deformação vertical (ϵ_v) para cada incremento de tensão normal. O segundo passo foi aplicação de incrementos de tensão cisalhante (τ) e consequente medida do deslocamento (Δl) da metade superior da caixa de cisalhamento. A tensão normal foi mantida constante no decorrer do ensaio e determinou-se a tensão de cisalhamento na ruptura quando não se observou o acréscimo de carga para promover o deslocamento cisalhante.

O mesmo procedimento de ensaio descrito anteriormente foi repetido em equipamento de cisalhamento direto servo-controlado cujas dimensões da caixa são $d = 21$ cm e $h = 30$ cm. Esses ensaios denominados de “pequenas dimensões” possuem como principais vantagens a redução de material de ensaio, a velocidade na execução dos mesmos e o aumento do nível de tensões aplicada (até 4 MPa). Foram adotadas as mesmas distribuições granulométricas e densidades relativas ensaiadas no equipamento de grandes dimensões. Como o peso envolvido em cada ensaio é significativamente menor, entre 25 e 30 kg, misturou-se o material antes do lançamento dentro da câmara cilíndrica. A separação entre as duas metades

da caixa de cisalhamento foi realizada com isopor com espessura entre 1,5 a 2,0 cm. A Fig. 3.28 apresenta equipamento servo-controlado para realização de ensaios de cisalhamento direto. Todo armazenamento de dados e controle das tensões aplicadas foram realizados através de software instalado no equipamento de aquisição de dados.



Figura 3.28 – Equipamento servo-controlado para ensaios de cisalhamento direto.

3.3.2.5. Ensaio triaxial cúbico

A falta de representatividade de ensaios de laboratório, quanto à simulação do comportamento mecânico de enrocamentos em escala real, transformou os resultados desses ensaios em índices comparativos na tentativa de analisar os diversos fatores que interferem no comportamento do enrocamento. Aliado a este fato, as dificuldades práticas na realização de ensaio triaxial convencional com enrocamento, não permitiu a disseminação desta técnica, sendo reportados poucos casos na literatura.

A perspectiva de inferir parâmetros mecânicos de enrocamentos em uma escala real, com base em ensaios de laboratório com a mesma densidade relativa de campo, motivou o desenvolvimento de uma metodologia simples que proporcionasse a determinação da mudança do módulo de deformabilidade com a variação do estado de tensões. Tal

procedimento permitiria previsão numérica de comportamentos a partir de parâmetros representativos dos diversos estados e trajetórias de tensões apresentadas em uma barragem de enrocamento durante as fases de construção, enchimento do reservatório e operação.

Com esta finalidade foi adaptado equipamento para compressão triaxial de blocos de concreto, existente no Laboratório de Mecânica das Rochas de FURNAS, para realizar a compressão triaxial de enrocamentos. Este equipamento consiste em placas quadradas que arrançadas sobre a base do pórtico destinado ao ensaio de cisalhamento direto, permite o controle do estado de tensão em três direções (triaxial verdadeiro) de um cubo de 50 x 50 x 50 cm de lado. Detalhes dos equipamentos e procedimentos de ensaio estão descritos no Item 3.3.2.5.1.

Definiu-se, então, uma campanha de testes com o intuito de verificar a resposta do ensaio frente a diferentes condições de carregamento. O material utilizado foi o granito de Serra da Mesa com partículas de diâmetro máximo (D_{max}) de 75 mm ($d/D_{max} = 6,7$), moldado no estado denso. A campanha triaxial consistiu na realização de 5 ensaios com tensões confinantes diferentes ($\sigma_2' = \sigma_3'$).

A Tab. 3.30 apresenta as principais características dos corpos de prova moldados e identifica as tensões confinantes adotadas nos ensaios triaxiais com o granito de Serra da Mesa.

Tabela 3.30 – Identificação e características dos corpos de prova em ensaios triaxiais com o granito de Serra da Mesa.

Identificação da Curva Granulométrica	Identificação do Ensaio	d/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	$\sigma_3' = \sigma_2'$ kPa
Gr-3''B	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -60	6,7	20,79	85	0,267	60
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -200					200
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -400					400
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -800					800
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -1600					1600

3.3.2.5.1. Equipamentos e procedimentos de ensaio

Sobre o pórtico de reação do ensaio de cisalhamento direto (primário) de grandes dimensões, foi montado um segundo sistema de reação (secundário) constituído de 4 vigas de aço e 4 parafusos, calculados para suportar grandes tensões. O sistema de reação secundário serviu de apoio lateral para 4 placas quadradas de aço, com 50 cm de lado, que foram dispostas de

forma que entre elas existisse uma folga de 1 cm. No contato entre as placas laterais e a plataforma de apoio, foram colocadas ripas de madeira com 1 cm de espessura, que após o primeiro estágio de carregamento foram retiradas. Dessa forma, evitou-se o atrito entre as placas laterais e a base de aço.

Confeccionou-se três moldes quadrados, um de madeira encaixado na parte interna da caixa e dois metálicos encaixados na parte externa, responsáveis por manter as dimensões da caixa durante a moldagem do corpo de prova. A Fig. 3.29 apresenta detalhes da montagem da caixa e da moldagem do corpo de prova.



Figura 3.29 – Caixa para ensaio triaxial com enrocamentos: a) Detalhe da montagem da caixa; b) Detalhe da moldagem do corpo de prova.

O corpo de prova foi moldado dentro da caixa a partir do lançamento de 4 camadas de 13 cm cada uma. Após o lançamento da camada, foi realizada compactação manual com soquete de 8 kg sobre uma placa rígida colocada sobre a camada, minimizando assim a quebra das partículas do enrocamento. Cada camada lançada teve sua altura determinada pela medida em cinco pontos com uma trena fixa a uma base rígida. Para evitar a fuga de material pelas frestas deixadas entre as placas, as mesmas foram vedadas com fita adesiva de elevada resistência.

Após o lançamento de todas as camadas, uma tampa quadrada de aço, com 50 cm de lado, foi colocada sobre o material de forma a existir uma folga entre suas arestas e as arestas das placas de aço que faziam o fechamento lateral da caixa. Sobre a tampa foram colocadas placas dissipadoras de carga. A Fig. 3.30 apresenta detalhes do fechamento lateral da caixa e das placas dissipadores sobre a tampa.



Figura 3.30 – Detalhes da montagem da caixa triaxial e fechamento lateral com fita adesiva.

A aplicação e medição dos carregamentos foram realizadas por três macacos hidráulicos, com capacidade de 200 t, e três células de carga dispostas ortogonalmente. Os deslocamentos foram medidos com seis LVDTs, dois em cada direção de aplicação de carga. Devido à possibilidade de controlar as três tensões principais, esse ensaio pode ser denominado triaxial verdadeiro ou simplesmente chamado neste trabalho de triaxial cúbico.

O ensaio foi iniciado com a aplicação da tensão confinante pré-estabelecida em todas as três direções de forma concomitante. Nessa fase, foi importante averiguar se a diminuição de volume da amostra não causou o encontro das arestas laterais das placas que estavam em contato com o material. A necessidade de limitar as deformações durante a aplicação da tensão confinante foi a principal razão de serem adotados apenas corpos de prova moldados no estado denso.

A segunda etapa, consistiu no acréscimo da tensão vertical (σ_1) mantendo as tensões horizontais ($\sigma_2 = \sigma_3$) constantes. Nessa etapa foi importante averiguar se não ocorreu giro das placas laterais devido a maiores deformações no topo da amostra do que na base. Para minimizar esse problema, especial atenção foi dada na colocação e posicionamento dos distribuidores de carga, que foram compostos de placas de diversos tamanhos (Fig. 3.31).

Outro ponto importante, foi a necessidade de verificar se os deslocamentos laterais das placas permitiam a fuga de material pelas frestas, o que podia mascarar o resultado das deformações durante o ensaio.



(a)



(b)

Figura 3.31 – Ensaio triaxial cúbico: a) Detalhes dos distribuidores de carga; b) Vista geral do equipamento de ensaio.

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios propostos no Capítulo 3 com objetivo de avaliar a influência dos principais fatores que condicionam o comportamento mecânico dos enrocamentos e identificar quais deles melhor representam o efeito da mudança de escala dos ensaios em modelo reduzido.

Apresenta ainda reinterpretação e complementação de campanhas de ensaios realizadas por outros pesquisadores, sendo a autoria desses ensaios discriminada no Capítulo 3.

Mesmo os resultados dos ensaios que não foram aproveitados nas análises e ou correlações realizadas são apresentados neste trabalho. Isso teve o objetivo de fortalecer o banco de dados para pesquisas futuras. Como exemplo, pode-se citar a campanha de ensaios com o basalto denso (BD) que, por questões de cronograma do projeto de pesquisa financiado, foi realizada apenas com a rocha intacta.

Não é objeto desta pesquisa avaliar o efeito da alterabilidade da rocha no comportamento mecânico dos enrocamentos. Logo, ensaios índices de durabilidade são apresentados apenas para efeito de caracterização da rocha intacta.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DA PARTÍCULA DE ROCHA

Os procedimentos dos ensaios apresentados nesta seção estão descritos no Apêndice B.1.

4.2.1. Petrografia e propriedades índices

Foi realizada caracterização petrográfica dos diversos tipos de rocha por meio da identificação tátil-visual (macroscópica) e por meio de microscópio ótico (microscópica). Os resultados dessa caracterização, bem como as fotos das lâminas delgadas que identificam os minerais constituintes, estão detalhados no Apêndice C.1. O resumo das principais observações referentes aos seis grupos litológicos adotados nesse trabalho está descrito a seguir:

- **Gr:** Foram identificados dois tipos de material, um com a coloração cinza e outro com a coloração rosada. No entanto, não foram verificadas diferenças do ponto de vista do comportamento mecânico dessas amostras. A análise de duas lâminas delgadas com o material rosado classifica o material como Biotita-Anfibólio Granito e Biotita Microgranito. Microscopicamente a rocha apresenta composição de 60-65% de Feldspato, 35-40% de quartzo, <5% de biotita e traço de anfibólio/titanita/zircão/fluorita/epidoto. A análise de duas lâminas delgadas com o material cinza classifica o material como Anfibólio-Biotita Granito. Microscopicamente a rocha apresenta composição de 55% de Feldspato, 35% de quartzo, 10% de biotita/anfibólio e traço de titanita/zircão/granada/apatita. Rocha de granulação média a grosseira e textura granular alotriomórfica, com porções granoblásticas poligonais muito localizadas. A composição mineralógica indicativa de rochas de caráter ígneo plutônico encontra-se bem preservada, bem como as feições texturais, apesar de se observar porções localizadas de textura promovida por recristalização;
- **Gn:** A rocha pode ser classificada como Granito-Gnaiss, portanto de natureza ígnea-metamórfica. Microscopicamente a rocha apresenta composição estimada de 55% de feldspato, 35% de quartzo, 9% de biotita e 1% de opacos. A rocha apresenta composição granítica com granulação grosseira e textura granoblástica inequigranular, constituída de plagioclásio (feldspato cálcico), que ocorre sob a forma de cristais xenomórficos, normalmente saussuritizados (alterados), com geminação polissintética típica, e de microclina (feldspato potássico), a qual ocorre geralmente sob a forma de cristais inalterados com geminação cruzada característica, às vezes, incipientemente sericitizados e com inclusões minerais;
- **Basalto:** A caracterização macroscópica identificou dois materiais distintos. Um com a coloração rosa denominado de Brecha Basáltica (**BB**) são a pouco alterada; que pode ser classificado como rocha vulcânica composta por fragmentos do derrame de lava que vai se resfriando e consolidando das bordas para dentro e esta carapaça resfriada é quebrada e envolvida pela lava líquida que pressionada continua a escoar. O outro de coloração cinza escura a preta denominado de Basalto Denso (**BD**) são, que pode ser classificado como rocha vulcânica escura de grão fino, frequentemente afanítica, composta essencialmente por plagioclásio básico ($An > 50\%$) e piroxênio. Tanto a BB e BD apresentam

microfissuras e microvesículas preenchidas com argilominerais, em diferentes proporções, se apresentando em maior quantidade na BB;

- **Ms:** A caracterização macroscópica identificou dois materiais distintos. Um com a coloração rosa (material **A**) e outro com coloração cinza a cinza esverdeado (material **B**). Esse material foi utilizado como enrocamento no campo de forma misturada, logo os ensaios mecânicos com o enrocamento também adotou esse procedimento, britando o material misturado na mesma proporção da amostra enviada do campo. No entanto, a caracterização e os ensaios mecânicos da rocha intacta foram realizados de forma separada. O material **A** de cor rosada é classificado como um metassiltito de natureza metassedimentar e apresenta coloração avermelhada e estrutura compacta a levemente foliada. Microscopicamente, a rocha apresenta composição mineralógica estimada de 45% de quartzo, 35-40% de argilominerais, 10% de carbonato, 5% de feldspato, 3-5% de minerais opacos/hidróxido de ferro, 3% de calcedônia/chert. Não foram evidenciadas, na amostra, desagregabilidade, alteração dos feldspatos e nem dissolução dos carbonatos. O material **B** de cor cinza a cinza esverdeado foi classificado como metassiltito, de natureza metassedimentar, apresenta coloração cinza esverdeado e estrutura compacta a levemente foliada. Microscopicamente, a rocha apresenta composição mineralógica estimada de 55% de quartzo, 35% de argilomineral, 5-10% de feldspato, 3% de carbonato/calcedônia/chert, 1-2% de minerais opacos/hidróxido de ferro. Não foram evidenciadas, na amostra, desagregabilidade, alteração dos feldspatos e nem dissolução dos carbonatos;
- **BG:** Biotita Gnaiss de cor cinza.

A Tab. 4.1 apresenta a média dos resultados dos ensaios-índice realizados com 6 diferentes tipos de rocha. O Apêndice C.2. apresenta detalhes como número de amostras ensaiadas e o desvio padrão dos resultados.

Com relação à forma das partículas, após a britagem do material, classificou-se como semi-arredondada as partículas de gnaiss de Itapebi, como semi-angulosas as partículas do granito de Serra da Mesa, da brecha basáltica de Campos Novos, do metassiltito de Manso e da biotita gnaiss de Peixe Angical, e como angulosas as partículas de basalto denso de Campos Novos.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios-índice realizados com a rocha intacta.

Propriedades - Índice	Unid.	Gr	Gn	BD	BB	Ms (A)	Ms (B)	BG
γ_{dg}	kN/m ³	26,35	25,91	28,20	21,74	25,26	26,02	26,21
γ_{satg}	kN/m ³	26,68	26,10	28,50	23,55	25,93	26,44	-
Absorção	%	0,36	0,78	3,00	8,70	2,60	1,60	-
n_p	%	0,96	1,93	1,00	18,10	6,70	4,10	-
e	-	0,010	0,019	0,010	0,234	0,072	0,043	-
V_1	m/s	3.032	2.851	5.492 ⁽³⁾ 4.334 ⁽⁴⁾	4.677 ⁽³⁾ 3.440 ⁽⁴⁾	3.445	3.597	5.836
Ciclagem água – estufa	%	0,09 (Ncl = 24)	0,59 (Ncl = 120)	-	-	12,13 (Ncl = 120)	4,6 (Ncl = 120)	-
Ciclagem acelerada etilenoglicol (Ncl = 6)	%	-	0,03	13,63	8,68	0,25	0,04	-
Abrasão Los Angeles	%	22	60	12	26	39	39	-
I_{s50}	MPa	6,56	1,84 ⁽¹⁾ 2,47 ⁽²⁾	10,5	3,79	-	-	-
$I_{s50-sat}$	MPa	7,57	-	11,22	3,34	-	-	-

γ_{dg} - Peso específico aparente seco da partícula;
 γ_{satg} - Peso específico saturado da partícula;
 n_p - Porosidade aparente;
e - Índice de vazios;
 V_1 - Velocidade de propagação da onda longitudinal;
 I_{s50} - Índice de resistência a compressão puntiforme da amostra seca;
 $I_{s50-sat}$ - Índice de resistência a compressão puntiforme da amostra saturada;
N_{cl} - Número de ciclos;
Gr - Granito;

Gn - Gnaise;
BD - Basalto denso;
BB - Brecha basáltica;
Ms - Metassiltito tipo A e tipo B;
BG - Biotita gnaise;
(1) - Amostra talhada na forma cúbica e ruptura em plano paralelo a foliação;
(2) - Amostra talhada na forma cúbica e ruptura em plano perpendicular a foliação;
(3) - Medida nos CPs preparados para ensaios triaxiais;
(4) - Medida nos CPs preparados para ensaios uniaxiais.

Da descrição petrográfica e da Tab. 4.1 pode-se concluir que:

- O peso específico aparente seco dos diferentes tipos de rocha (Gr, Gn, MS(A), MS(B) e BG) pode ser considerado praticamente o mesmo, tendo em vista a variação de menos de 5% observada na determinação dessa propriedade. As exceções ficam por conta do BD com peso específico cerca de 8% maior do que a média dos demais materiais e da BB com redução de cerca de 17% em relação à média. O fato da BB apresentar essa característica

pode ser explicado tanto por sua composição mineralógica quanto pela presença de vesículas e bolhas oclusas nas partículas, muitas vezes preenchidas com argilominerais. Vesículas preenchidas também foram observadas de forma aleatória em algumas amostras de BD. Essa propriedade índice muitas vezes é erroneamente associada a resistência a compressão e/ou a tração da rocha, como será apresentado no Item 4.2.2;

- Com relação a absorção, apenas o Gr e Gn possuem níveis inferiores a 1%, identificado por CEA & OLALLA (1993) como limite para o qual a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos não é afetada pela adição de água;
- A determinação da porosidade está diretamente ligada à absorção, pois o volume de vazios foi definido como sendo o mesmo do volume de água absorvida. Logo, a porosidade não representa os poros ou vesículas não conectados;
- Ocorre pouca dispersão de resultados na determinação da velocidade de propagação da onda longitudinal nas amostras de Gr, Gn, Ms e BG. No entanto, para amostras retiradas do BD e BB os resultados foram dispersos, podendo ser reunidos em dois grupos, apresentando na Tab. 4.1, que foram separados para realização de ensaios de compressão uniaxial e triaxial. Amostras que não se enquadraram em nenhum dos dois grupos foram descartadas. Observa-se que a determinação da V_1 no BD foi influenciada pela presença de microfissuras seladas com material de preenchimento. Já na BB foi influenciada pela presença de vesículas preenchidas ou não. Não ficou evidente a relação entre o peso específico e a velocidade de propagação de onda, tendo em vista que o BG apresentou velocidade maior do que o BD e a BB apresentou valor maior do que o Gr, Gn e Ms;
- Os ensaios de ciclagem água estufa e acelerada com etilenoglicol visam avaliar a presença de minerais expansivos que podem causar a desintegração da amostra. A perda de massa na ciclagem com etilenoclicol foi maior em amostras de BD e BB, o que indica presença de argilominerais expansivos do grupo montmorilonitas. A perda na ciclagem água estufa foi maior em amostras do Ms (A) e Ms (B), o que também configura presença de minerais expansivos, provavelmente outro grupo de argilominerais que fazem parte da composição mineralógica dessa rocha. A perda de massa devido à ciclagem é um indicativo da suscetibilidade da rocha de alterar suas características mecânicas e/ou hidráulicas frente aos agentes intempéricos. Nessa perspectiva, fica evidente a maior probabilidade de alteração dos basaltos e do metassiltito frente às solicitações inerentes aos enrocamentos, principalmente aqueles expostos a grandes variações de umidade e temperatura. A abrasão

simula o desgaste por atrito da rocha, que no caso de enrocamentos representa as solicitações em zonas de proteção como nas regiões de flutuação do nível de água, de quebra de ondas e de proteção contra a velocidade do fluxo. A maior perda de massa por abrasão foi medida nos ensaios com o Gn. Vale ressaltar que os índices medidos fornecem apenas um indicativo do grau de alterabilidade de uma rocha frente as solicitações devido ao seu uso como enrocamentos, porém não existe uma correlação direta entre esses índices e o tempo de alteração no campo, bem como a evolução de seus efeitos (perda de resistência mecânica, modificação dos parâmetros de deformabilidade e a variação na permeabilidade);

- O ensaio de carregamento puntiforme apresenta grande dispersão dos resultados e não aponta perda de resistência das amostras saturadas se comparadas com as secas para as três litologias avaliadas (Gr, BD e BB; Figs. C.5 e C.7). Um dado interessante dessa campanha de ensaios é que para as três litologias e para corpos de provas de dimensões aleatórias, o aumento do diâmetro equivalente (distância entre os cones de aplicação de carga) não resulta em aumento na resistência (Figs. 4.1 e 4.2), contrapondo o conceito difundido no meio técnico. Verifica-se então que, para uma mesma litologia, o aumento da partícula não necessariamente resultará em maior resistência da mesma, mas fatores como a forma e distribuição do carregamento, a forma da partícula e existência de planos de fraqueza são mais relevantes na determinação de sua resistência ao fraturamento.

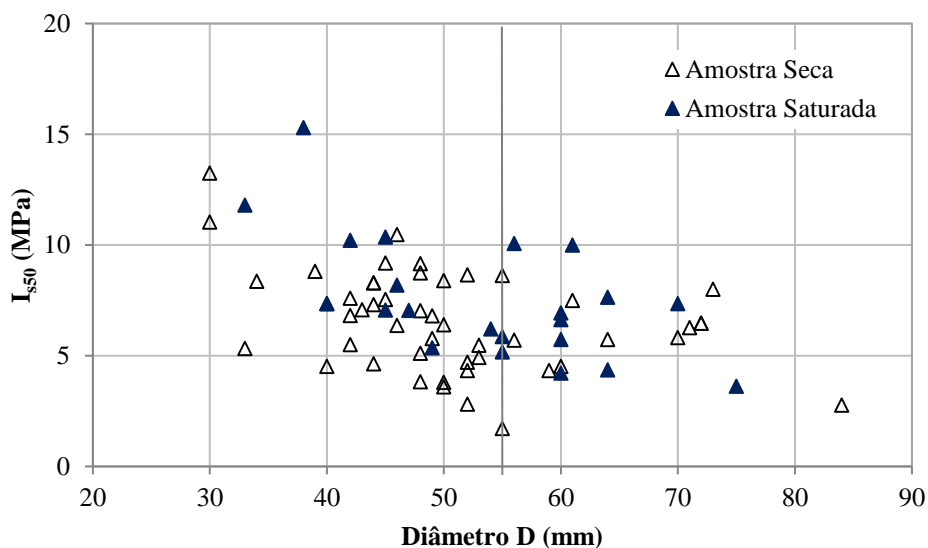


Figura 4.1 – Variação do índice de resistência pontual (I_{s50}) em função do diâmetro da amostra para o granito de Serra da Mesa.

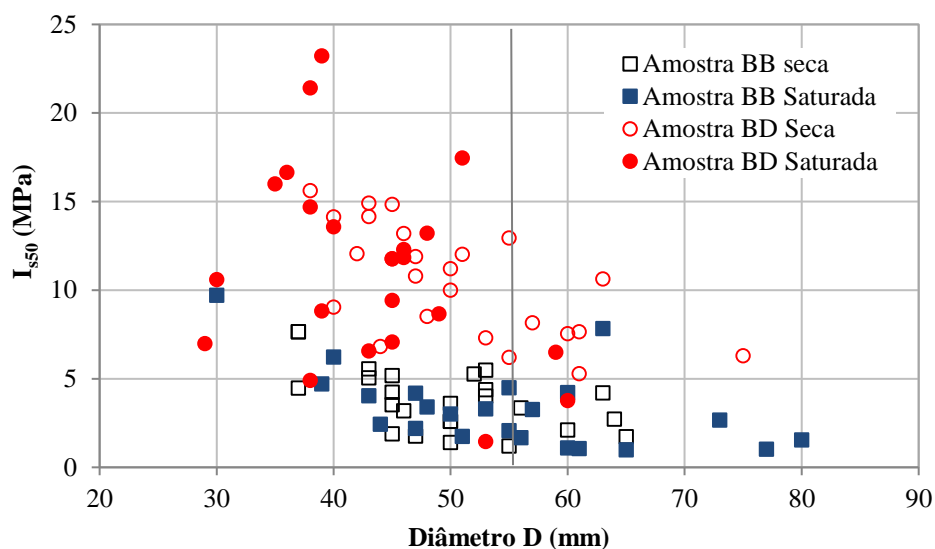


Figura 4.2 – Variação do índice de resistência pontual (I_{s50}) em função do diâmetro da amostra para a BB e BD de Campos Novos.

4.2.2. Propriedades mecânicas

A Tab. 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de compressão diametral com amostras secas e saturadas. Nessa tabela, pode-se verificar o valor médio da carga na ruptura (P) e da resistência a tração (σ_T). O Apêndice C.3. apresenta descrição detalhada dos resultados desses ensaios.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão diametral: amostras secas e saturadas.

Resistência à tração em compressão diametral	P Média kgf	σ_T Média MPa	Desvio Padrão (MPa)
Gr seco ($N_a = 33$)	1790	6,81	0,87
Gr saturado ($N_a = 31$)	1698	6,46	1,00
Gn seco ($N_a = 11$)	1262	4,80	0,73
BD seco ($N_a = 9$)	4731	18,00	5,82
BD saturado ($N_a = 10$)	3566	13,57	6,57
BB seco ($N_a = 33$)	2118	8,06	2,73
BB saturado ($N_a = 27$)	1332	5,07	2,37
Ms A seco ($N_a = 10$)	1879	7,15	2,25
Ms B seco ($N_a = 10$)	1997	7,60	1,13

N_a - Número de amostras ensaiadas.

Dos resultados apresentados nas Tab. 4.1 e Tab.4.2, observa-se que não existe correlação entre γ_{dg} e σ_T , determinada por meio do ensaio de compressão diametral. Já a velocidade V_l é a propriedade-índice que possui melhor correlação com os valores encontrados para σ_T da amostra seca, ou seja, a resistência à tração aumenta com o aumento da velocidade de propagação da onda longitudinal. A Fig. 4.3 apresenta relação entre σ_T e V_l .

A Fig. 4.4 apresenta a resistência à tração média de amostras de Gr, BD e BB, obtida por meio do ensaio de compressão diametral, tanto para amostras secas como saturadas, em função da absorção obtida para cada tipo de rocha.

Tomando o ensaio de compressão diametral como o mais representativo na determinação da resistência ao fraturamento da partícula seca e saturada, a análise da Fig. 4.4 mostra que a maior perda de resistência não se dá nas amostras com menor resistência, mas nas amostras com maior absorção.

A Fig. 4.5 apresenta redução em % da resistência a tração média devido a saturação do Gr, BD e BB, interpretada a partir dos resultados dos ensaios apresentados na Tab. 4.2, em função da absorção obtida para cada tipo de rocha. A redução da referida resistência é proporcional ao aumento da taxa de absorção da rocha; sendo de 5,1% para absorção de 0,36% do Gr, 24,6% para absorção de 3% BD e 37,1% para absorção de 8,7% BB.

Da análise dos resultados, pode-se inferir que os deslocamentos por colapso em enrocamentos, submetidos às mesmas condições de carregamento e arranjo das partículas (granulometria e compactidade), crescem proporcionalmente com o aumento da capacidade de absorção de água pela partícula e não dependem exclusivamente da resistência da partícula.

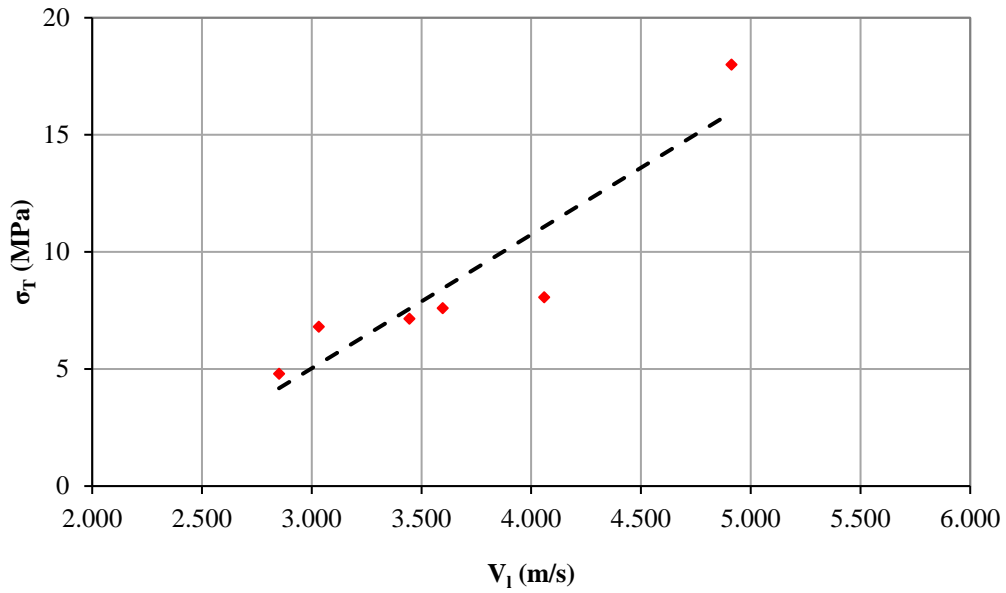


Figura 4.3 – Variação de σ_T em função de V_l .

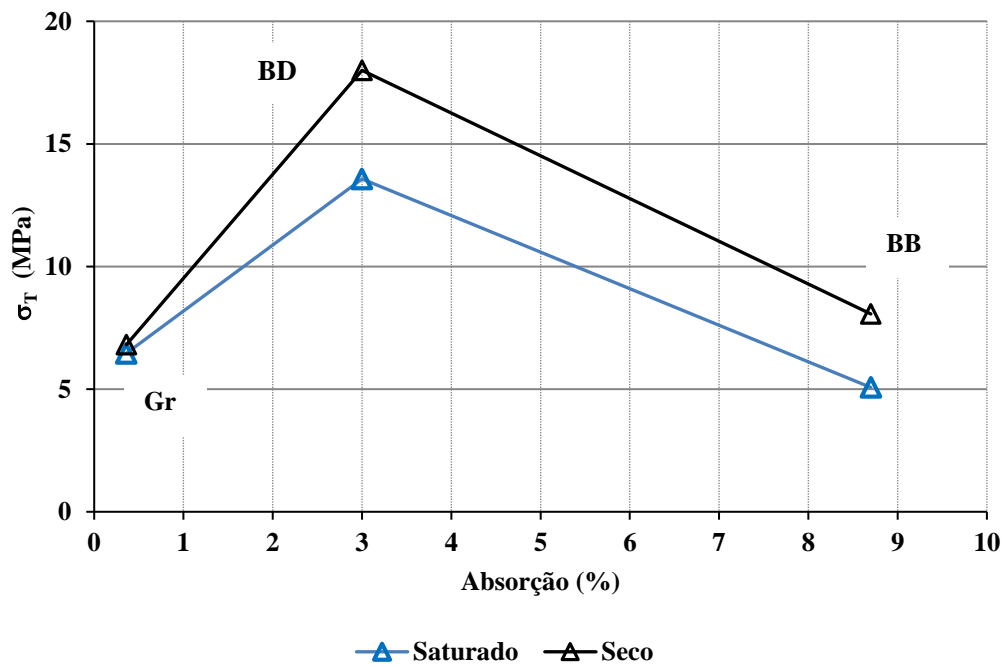


Figura 4.4 – Resistência à tração da rocha (σ_T) vs. absorção (%).

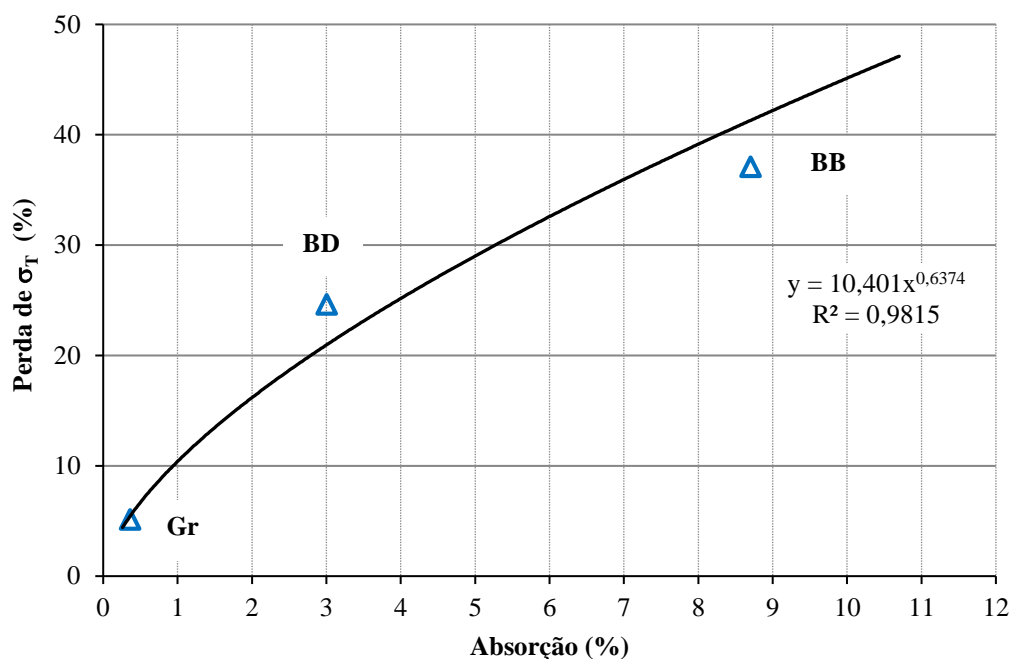


Figura 4.5 – Taxa de perda de resistência à tração da rocha (σ_T) vs. absorção (%).

A Tab. 4.3 apresenta média da resistência à compressão simples (σ_c), do módulo tangente a 50% da carga de ruptura (E_{50u}) no ensaio de compressão uniaxial, do Poisson e da constante C que correlaciona I_{s50} com σ_c (Eq. B.5) dos materiais ensaiados. Apresenta também a relação entre σ_t/σ_c em porcentagem. O Apêndice C.4. apresenta detalhes dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial como número de corpos de prova ensaiados e as curvas tensão axial vs. deformação axial, radial e volumétrica.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.

Identificação	σ_c Média MPa	E_{50u} Média GPa	ν	C	σ_t / σ_c %
Gr	167	45	0,17	25	4
Gn	51	13	0,22	24	9
BD	258	67	0,18	25	7
BB	72	26	0,15	19	11
Ms-A	89	15	0,13	-	8
Ms-B	40	12	-	-	19
BG	148	65	-	-	-

Verifica-se que para a maioria das rochas ensaiadas existe uma proporcionalidade entre a resistência a compressão uniaxial e o módulo tangente (Fig. 4.6), exceto nos resultados do ensaio com a BG.

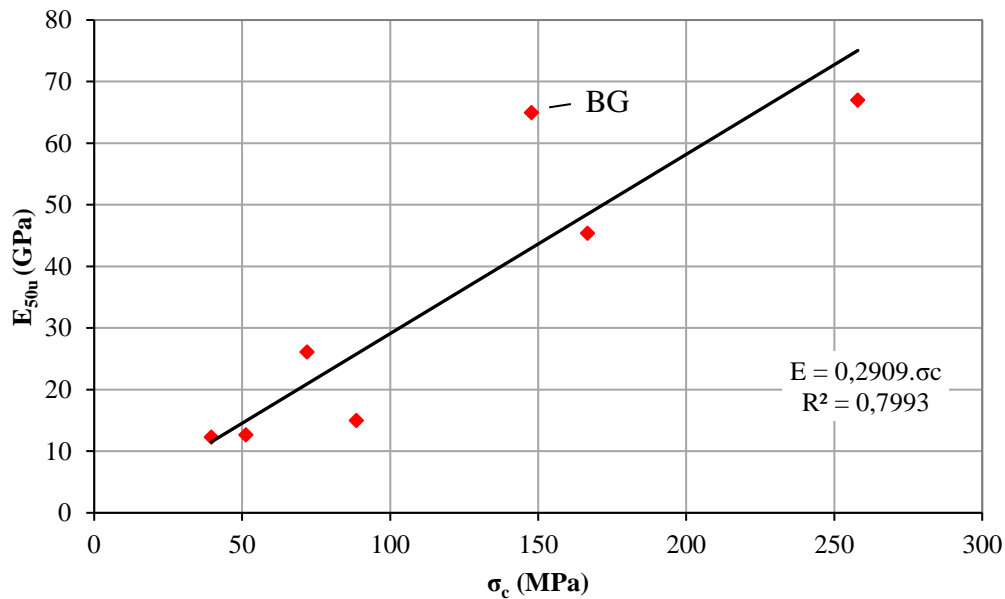


Figura 4.6 – Relação entre E_{50u} e σ_c no ensaio de compressão uniaxial.

A Tab. 4.4 apresenta resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados com o granito (Gr) de Serra da Mesa e a Tab. 4.5 mostra resultados com o gnaisse (Gn) de Itapebi. Destacam-se nessas tabelas, a velocidade de propagação de onda longitudinal (V_1) para cada corpo de prova, a tensão confinante (σ_3') adotada, a tensão desviadora (σ_{dr}) e a deformação axial na ruptura (ϵ_{axi}), o módulo tangente (E_{50T}) e poisson (ν) medidos a 50% da carga de ruptura. O Apêndice C.5. apresenta detalhes dos resultados dos ensaios de compressão triaxial, como as curvas tensão desviadora vs. deformação axial, radial e volumétrica.

A Fig. 4.7 apresenta variação do módulo tangente (E_{50}) em função da tensão confinante (σ_3'). Nota-se que, para o Gr, o módulo cresce proporcionalmente ao aumento da tensão confinante, sendo observada uma faixa entre $4,0 < \sigma_3'$ (MPa) $< 15,0$ cujo módulo é praticamente constante. Para o Gn, verifica-se que o módulo varia desproporcionalmente com o aumento da tensão confinante e cresce 170% ao comparar a média dos resultados do ensaio de compressão uniaxial com o ensaio triaxial com $\sigma_3' = 1,0$ MPa. Passa para um crescimento de 34% no comparativo entre $\sigma_3' = 1,0$ e 15,0 MPa e volta a diminuir 22% no comparativo entre $\sigma_3' = 15,0$ e 30,0 MPa.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial para o Gr.

Identificação	V ₁ m/s	Ruptura			E _{50T} GPa	ν
		σ ₃ ' MPa	σ _{dr} MPa	ε _{axi} μΕ		
TRI459-Gr	3259	0,5	181,0	4600	46	0,17
TRI462-Gr	3395	2,0	203,7	4900	48	0,17
TRI464-Gr	2760	4,0	211,4	5200	56	0,08
TRI465-Gr	2815	7,0	244,3	5600	58	0,12
TRI470-Gr	2770	15,0	318,6	7100	55	0,17
TRI520-Gr	2852	30	435,3	8200	62	0,21

Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de compressão triaxial para o Gn.

Identificação	V ₁ m/s	Ruptura			E _{50T} GPa	ν
		σ ₃ ' MPa	σ _{dr} MPa	ε _{axi} μΕ		
TRI471-Gn	-	1,0	126,8	4100	35	0,15
TRI472-Gn	-	2,0	151,4	4900	40	0,13
TRI473-Gn	-	4,0	167,7	5200	40	0,21
TRI474-Gn	-	7,0	218,0	6000	45	0,22
TRI521-Gn	-	15,0	283,5	7100	47	0,23
TRI522-Gn	-	30,0	331,2	10600	37	0,19

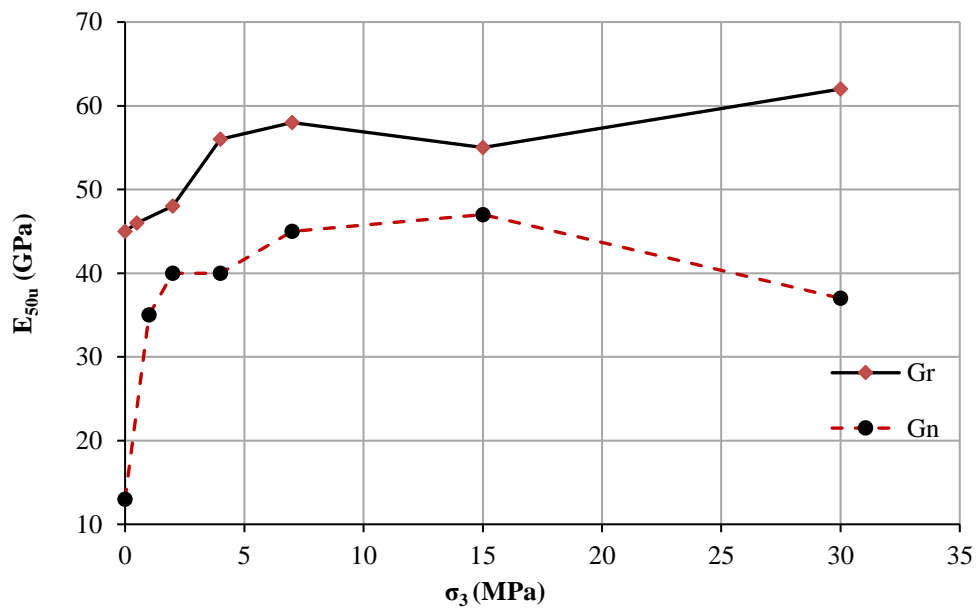


Figura 4.7 – Variação de E₅₀ em função de σ₃'.

A Tab. 4.6 apresenta os parâmetros do critério de ruptura de HOEK & BROWN (1980) interpretados para o Gr e Gn.

Tabela 4.6 – Parâmetros do critério de ruptura para rocha intacta (HOEK *et al.*, 2002).

Material	σ_c Mpa	m_i	s	a
Gr-Intacta	167	31	1	0,5
Gn-Intacta	120	28	1	0,5

A Fig. 4.8 apresenta os resultados dos ensaios de compressão diametral, uniaxial, triaxial e a envoltória de ruptura interpretada para o Gr e Gn.

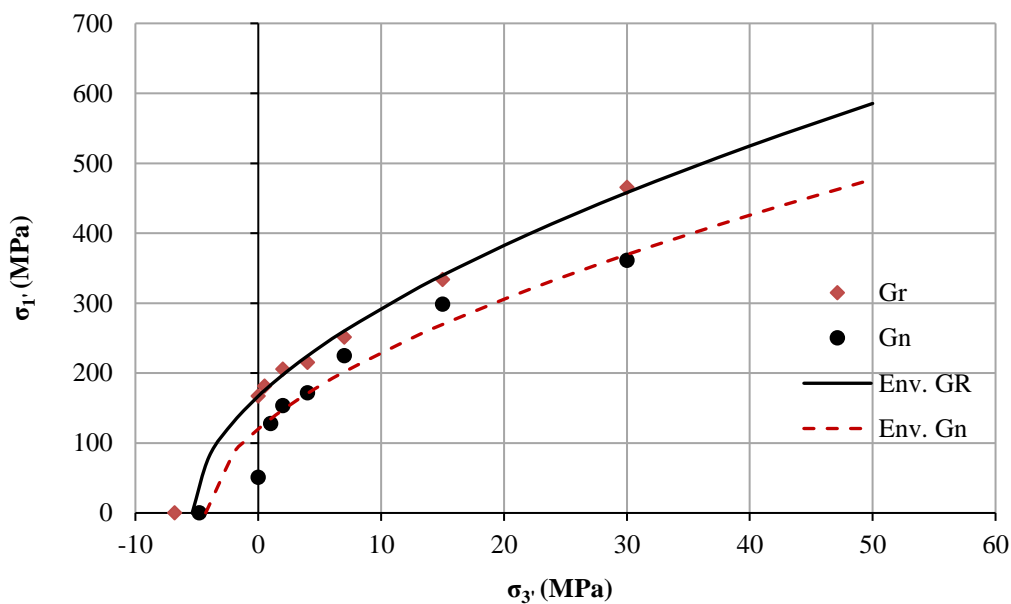


Figura 4.8 – Relação entre as tensões principais menor e maior do critério de ruptura de Hoek-Brown para o Gr e Gn (HOEK & BROWN, 1980).

Dos resultados apresentados na Tab. 4.6 e Fig. 4.8, verifica-se que a resistência à compressão simples (σ_c) interpretada pelo critério de ruptura para o Gn (120 MPa) é sensivelmente maior do que a média obtida dos ensaios de compressão uniaxial (51 MPa). A envoltória de ruptura do Gn ajustou-se melhor aos resultados dos ensaios triaxiais que apresentaram drástico ganho de resistência com o incremento da tensão confinante. Tal discrepância pode ser explicada, em partes, por problemas de amostragem dos corpos de prova, que foram extraídos de vários blocos de rocha intacta, porém não tiveram a orientação da foliação determinada antes de sua

preparação. Apesar da foliação ser pouco perceptível em uma verificação tátil visual, sua orientação em relação à aplicação do carregamento de ensaio pode condicionar o mecanismo de ruptura. Esse fato é corroborado pelo resultado de um ensaio de compressão uniaxial apresentado na Tabela C.7 (Apêndice C.4.), que registrou resistência cerca de 50% maior (85 MPa) do que a média, apesar dos parâmetros índices dessa amostra serem semelhantes aos dos demais corpos de prova.

4.3. CARACTERIZAÇÃO DO ENROCAMENTO

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios para determinação do e_{max} e e_{min} de corpos de prova modelados em escala reduzida e de caracterização do comportamento quanto à deformabilidade (compressão unidimensional e triaxial) e resistência (cisalhamento direto e triaxial) dos enrocamentos.

São destacados alguns dos principais fatores que interferem no comportamento dos enrocamentos como estado de compacidade, distribuição granulométrica, litologia e aqueles relacionados diretamente com o efeito de escala do modelo reduzido, como o diâmetro máximo da partícula e sua relação com as dimensões do equipamento de ensaio. Foram avaliados ainda fatores como o estado de tensão atuante e a saturação por inundação.

Os procedimentos dos ensaios apresentados nesta seção estão descritos no Capítulo 3.

4.3.1. Ensaio de compactação

4.3.1.1. Granito da barragem de Serra da Mesa (material piloto)

A Tab. 4.7 resume os principais dados obtidos dos ensaios de compactação de diferentes curvas granulométricas do enrocamento de Serra da Mesa. As curvas granulométricas foram apresentadas no Item 3.3.2.1 e os procedimentos dos ensaios foram apresentados no Item 3.3.2.2.

A análise dos dados mostra que a utilização de um procedimento padronizado forneceu resultados coerentes tanto no que diz respeito à repetitividade (+/- desvio aceitável) da resposta encontrada para uma mesma distribuição granulométrica, quanto na comparação dos resultados entre diferentes distribuições granulométricas (Tab. 3.13).

Tabela 4.7 - Determinação do $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ para as curvas granulométricas de Serra da Mesa.

Curva Granulométrica	D _{max} mm	C _u	C _c	n _f	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	$\gamma_{d \max.L}$ kN/m ³	e _{max}	e _{min.100%} /e _{max}	Bg %
Gr-8''T	200	9,6	2,96	1,5	18,97	21,18	0,389	0,56	3,7
Gr-8''P	200	180,0	0,36	0,30	18,87	21,77	0,396	0,45	1,7
Gr-8''B	200	37,5	1,04	0,47	19,26	22,15	0,368	0,43	4,7
Gr-6''B	150	20,0	1,01	0,45	18,75	21,36	0,405	0,50	1,8
Gr-6''U	150	1,2	0,97	5,00	15,63	16,26	0,686	0,89	3,7
Gr-3''B	75	12,5	0,72	0,50	17,50	20,79	0,506	0,45	1,5
Gr-1''B	25	7,5	1,2	0,90	16,30	19,09	0,617	0,55	3,7
Gr-1 ½''U	37	1,2	0,97	5,00	14,68	15,56	0,795	0,85	-
Gr-3/4''U	18,75	1,2	0,97	5,00	15,47	16,06	0,703	0,90	4,6
Passa na # 10*	2	-	-	-	15,85	19,52	0,662	0,44	-
D _{c30R} -Gr-1''B*	25	7,5	1,20	0,9	15,39	18,06	0,712	0,58	12,3
Areia (7A)**	10	3,2	1,71	1,20	13,7	17,29	0,897	0,48	-
Gr-Campo(5A)**	900	24,0	2,67	0,5	21,87		-	-	-

*Compactação com soquete manual (8 kg);

**Caracterização dos materiais compactados em campo.

Da análise da Tab. 4.7, pode-se extrair as seguintes conclusões:

- As curvas granulométricas truncada (8''T) e paralela (8''P), em relação a de campo (5A), apresentam peso específico máximo e mínimo diferentes, sendo que a curva 8''P apresenta peso específico máximo próximo ao valor médio obtido nos levantamentos de campo.
- Das curvas com diâmetro máximo de 8'', aquela denominada bem distribuída entre dois limites pré-estabelecidos (8''B) foi a que apresentou maior densidade máxima no ensaio de compactação em laboratório.
- Para um mesmo diâmetro máximo (8''), a diminuição do n_f, ou seja, a melhora do escalonamento granulométrico de Gr-8''T para Gr-8''B, diminui também o índice de vazios mínimo (e_{min}) até o limite onde a quantidade de finos passa a influenciar nos resultados (Gr-8''P com 30% de fração areia < 2 mm).
- Das curvas consideradas bem distribuídas (8''B, 6''B, 3''B e 1''B), a maioria com valor n_f muito próximos, a exceção da curva 1''B, o peso específico máximo aumenta com o

aumento do diâmetro. Essa observação não se aplica às curvas uniformes e paralelas (6"U, 1 ½"U e ¾"U), em que as densidades máxima e mínima das curvas 6"U e ¾"U são bastante próximas, porém a curva 1 ½"U apresenta densidades máxima e mínima consideravelmente inferiores, se comparada as demais, para a mesma energia de compactação. O padrão dos resultados dos ensaios de compactação obtidos com as curvas uniformes-paralelas é diferente daqueles obtidos por VEIGA PINTO (1982) e MAIA (2001). Os resultados podem indicar que as curvas uniformes são mais influenciadas pelas características de forma das partículas (C_f), conforme discutido no item 2.2.3.2.

- A compactação da curva 1" B realizada com placa vibratória, dentro do cilindro com 1,0 m de diâmetro, apresenta densidades máxima e mínima maiores do que a compactação realizada com soquete manual (8 kg), em duas camadas, dentro do cilindro de 30 cm de diâmetro e 20 cm de altura. No entanto, a compactação nessa última câmara apresentou índice de quebra superior (12,3%), se comparada à compactação na primeira câmara (3,7%).
- O peso específico ou índice de vazios não são bons parâmetros para se comparar o estado de compacidade de enrocamentos com escalas granulométricas diferentes, uma vez que o mesmo valor desses parâmetros pode representar estado fofo de um material e denso de outro. O peso específico ainda apresenta o agravante de dificultar a comparação de dados entre enrocamentos constituídos por rochas com diferentes densidades.

Para que se possa comparar de forma quantitativa as diferentes distribuições granulométricas adotadas nesse trabalho, foram avaliados os coeficientes C_u , C_c e n_f , não só quanto a representatividade da forma geométrica das curvas, mas também quanto a capacidade de representar o estado de compacidade (imbricamento) do material. As Figs. 4.9 a 4.12 apresentam relação de cada um dos coeficientes citados com o índice de vazios máximo (e_{max}), mínimo ($e_{min.100\%}$) e a relação mínimo dividido por máximo ($e_{min.100\%} / e_{max}$). Verifica-se nas mencionadas figuras que esses coeficientes, avaliados de forma isolada, não têm boa correlação com o estado de compacidade do material.

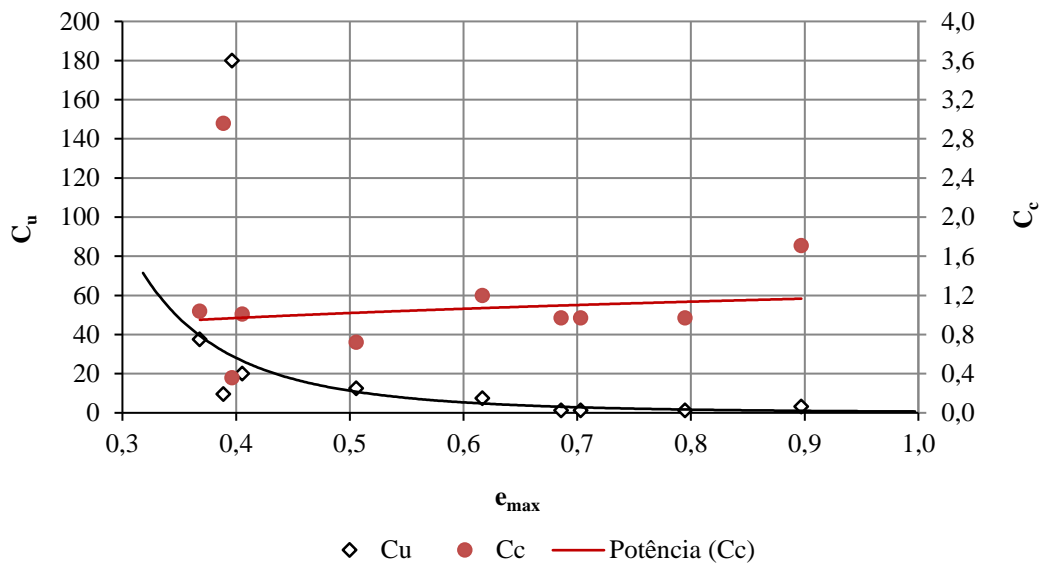


Figura 4.9 – Relação C_u e C_c vs. e_{max} (Gr de Serra da Mesa).

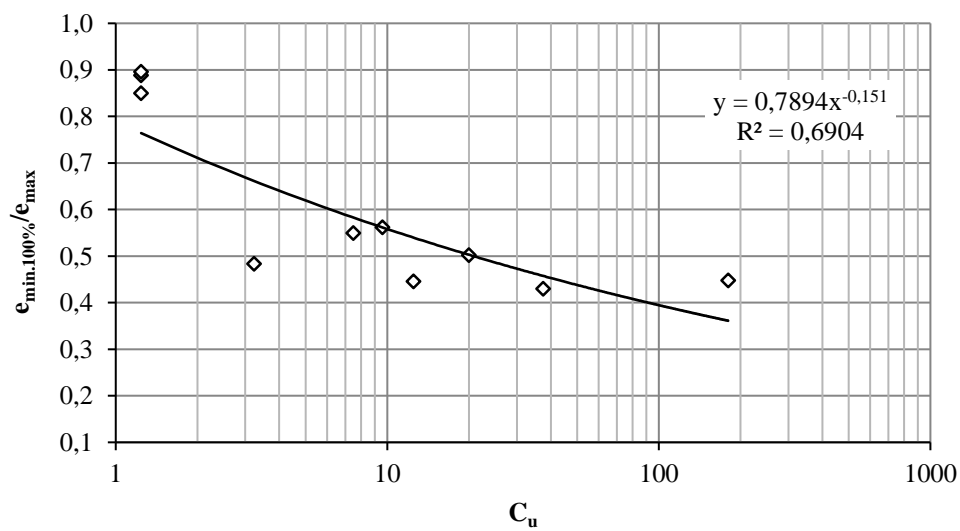


Figura 4.10 – Relação $e_{min.100\%}/e_{max}$ vs. C_u (Gr de Serra da Mesa).

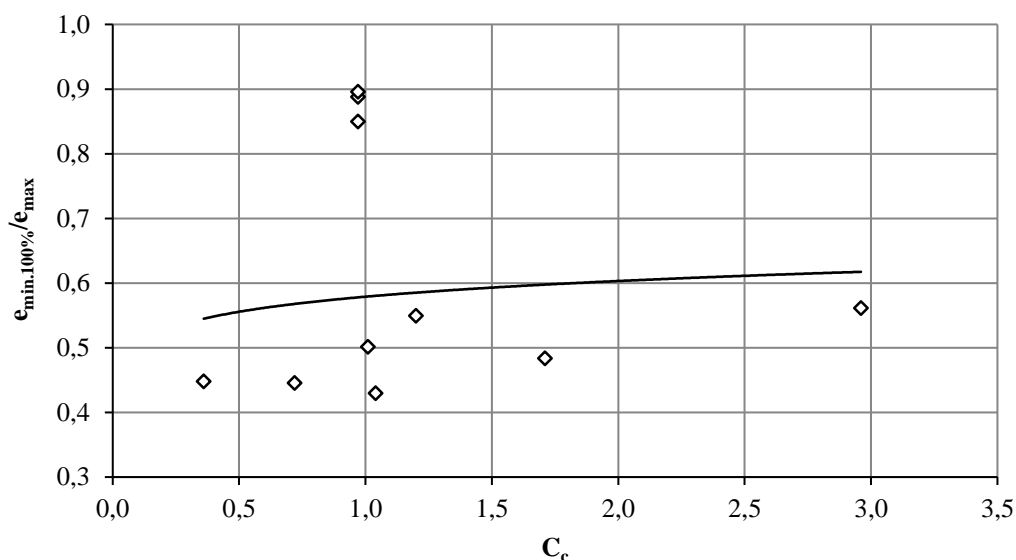


Figura 4.11 – Relação $e_{\min.100\%}/e_{\max}$ vs. C_c (Gr de Serra da Mesa).

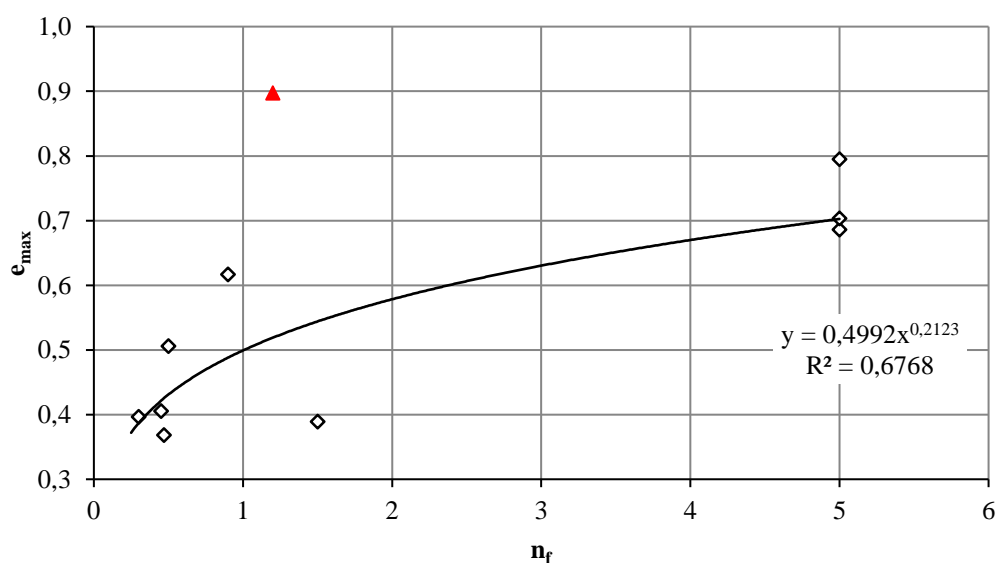


Figura 4.12 – Relação e_{\max} vs. n_f (Gr de Serra da Mesa).

Conforme demonstrado na Tab. 4.7 e discutido no Item 2.2.3.5 (Fator de escala), o diâmetro das partículas exerce influência fundamental no imbricamento e nas forças de contato entre partículas. Nesse sentido, buscou-se uma relação entre diâmetro máximo da partícula (D_{\max}) e forma da distribuição granulométrica, representada pelo n_f , que pudesse ter boa correlação com o estado de compacidade do material (Fig. 4.13 e 4.14). Verifica-se que a relação $D_{\max}^{1/(1+n_f)}$ (mm; Fig. 4.14), desenvolvida nesse trabalho, apresenta uma boa correlação com a densidade máxima e mínima das diferentes distribuições granulométricas dos enrocamentos

analisados, com exceção da distribuição truncada e da distribuição da areia, inseridas para efeito de comparação. Dessa forma, estabeleceu-se um parâmetro objetivo e quantitativo de comparar diferentes formas de distribuições granulométricas de enrocamentos e seu estado de compactidade.

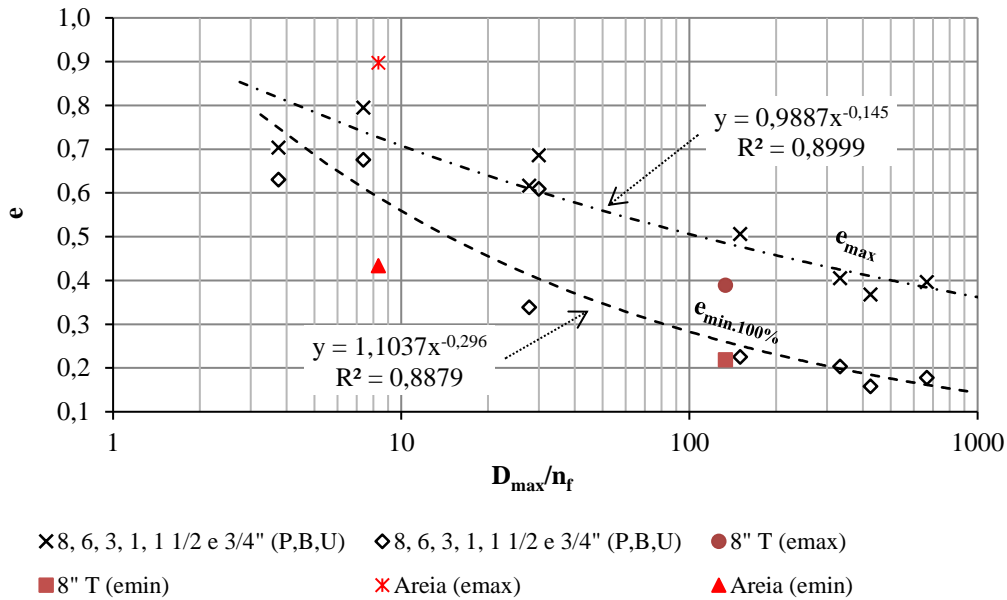


Figura 4.13 – Índice de vazios (e) vs. D_{max}/n_f (Gr de Serra da Mesa).

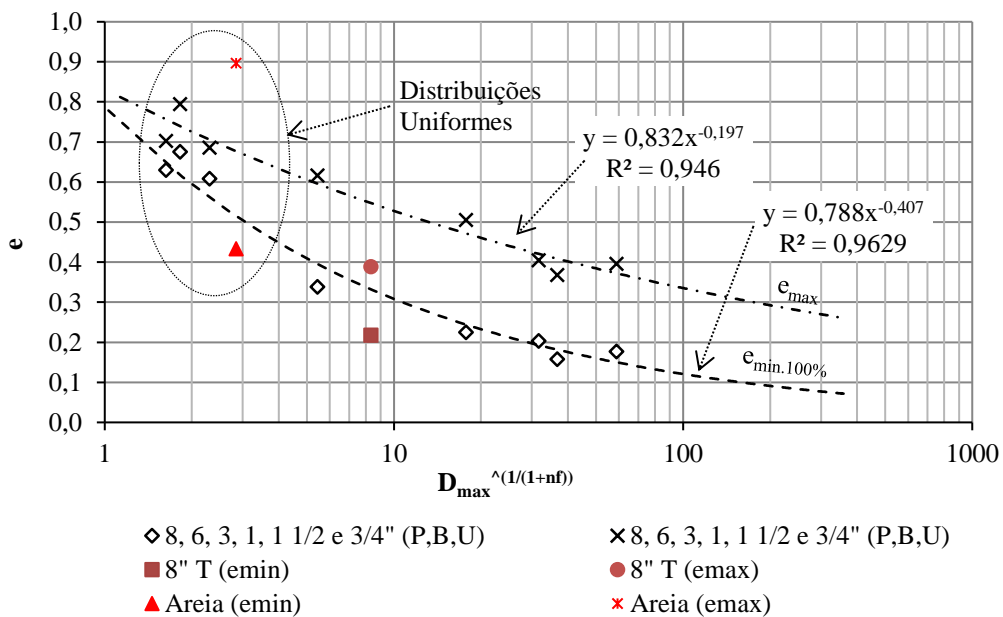


Figura 4.14 – Índice de vazios vs. $D_{max}^{1/(1+nf)}$ (Gr de Serra da Mesa).

Cabe recordar que outro fator que interfere no imbricamento do enrocamento é a forma das partículas, que pode ser representada pelo coeficiente de forma (C_f , Item 2.2.2.2). Esse fator foi desconsiderado nessa análise, fato esse que não deve ter grande influência na comparação entre curvas granulométricas com o mesmo material (Gr), porém pode causar incertezas na comparação entre materiais com partículas geometricamente muito diferentes.

A Fig. 4.15 apresenta relação e_{max} vs. $e_{min.100\%}$ para diferentes distribuições granulométricas do Gr. Verifica-se que a relação $e_{min.100\%} / e_{max}$ não pode ser aproximada por um fator único (= 0,8), como definido por VEIGA PINTO (1979; Item 2.2.3.2), mas que essa relação possui razoável correlação com n_f e com o coeficiente de forma da distribuição granulométrica (Fig. 4.16), definido nesse trabalho como sendo $C_{f.dg} = D_{max}^{1/(1+n_f)}$ (D_{max} em mm).

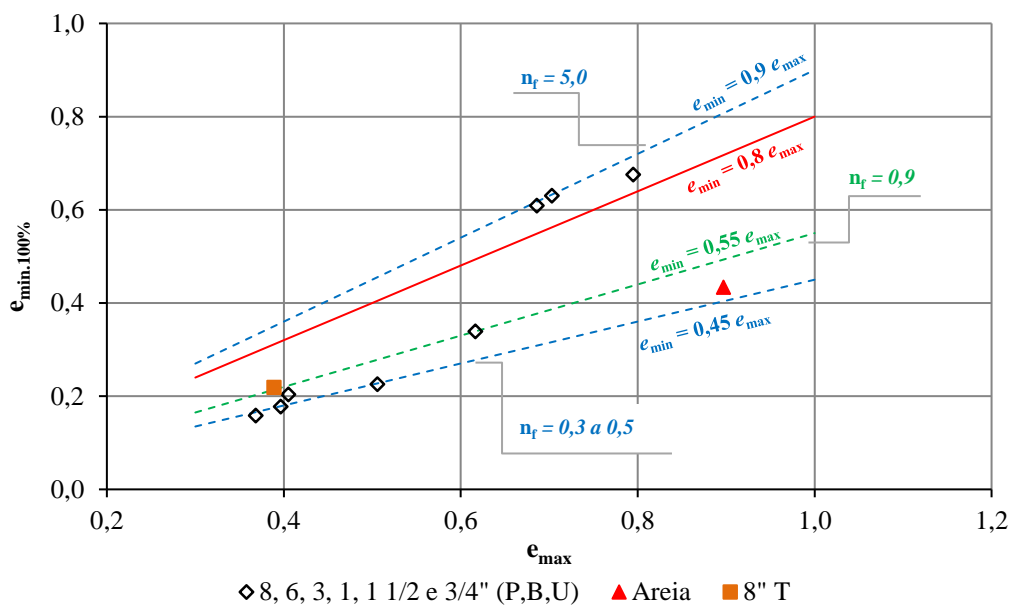


Figura 4.15 – Relação entre índice de vazios mínimo e máximo das distribuições granulométricas com o granito de Serra da Mesa.

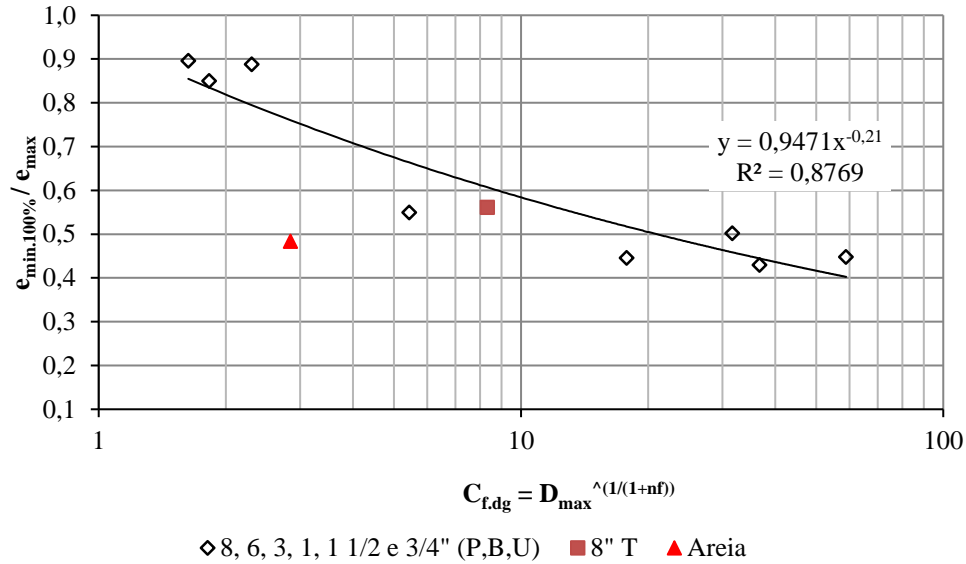


Figura 4.16 – Relação entre $e_{min.100\%} / e_{max}$ vs. $C_{f,dg}$ (granito de Serra da Mesa).

Na Fig. 4.17 verifica-se que o índice de quebra na compactação possui razoável correlação com o $C_{f,dg}$, com exceção da curva 8" P.

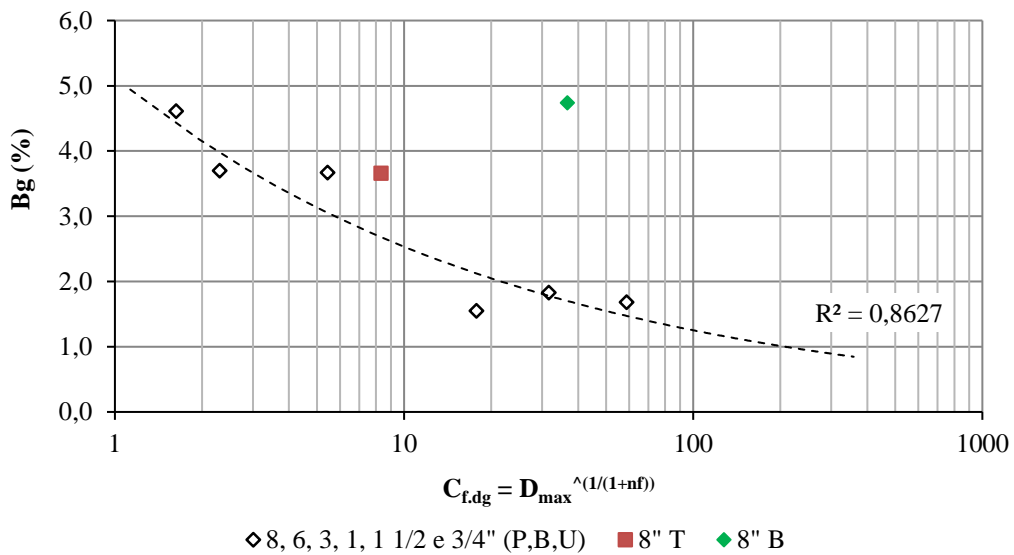


Figura 4.17 – Relação entre Bg vs. $D_{max}^{1/(1+nf)}$ (granito de Serra da Mesa).

A Fig. 4.18 apresenta variação do coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$), para diferentes D_{max} , em função dos valores de n_f . Observa-se que para $n_f > 1,0$, o que representa curvas tendendo a uniformes, o valor do $C_{f,dg}$ tende à unidade (1,0). Tal fato mostra que a definição do $C_{f,dg}$ está em consonância com os resultados encontrados na compactação

de curvas uniformes, onde o diâmetro das partículas não interfere sobremaneira na determinação das densidades máximas e mínimas, mas a forma das partículas (C_f) passa a dominar essa relação.

No entanto, o aspecto da comparação da forma das partículas na moldagem de ensaios com diferentes curvas granulométricas não foi objeto dessa pesquisa. No decorrer dos ensaios, o coeficiente de forma das partículas (C_f) foi estabelecido em termos médios para representar uma categoria de materiais. Diante dos dados analisados, sugere-se que a influência do C_f pode ser incorporada na comparação de curvas granulométricas com partículas de formas distintas por meio da seguinte expressão:

$$C_{f.dg2} = C_{f.dg1} * \frac{C_{f2}}{C_{f1}} \quad (4.1)$$

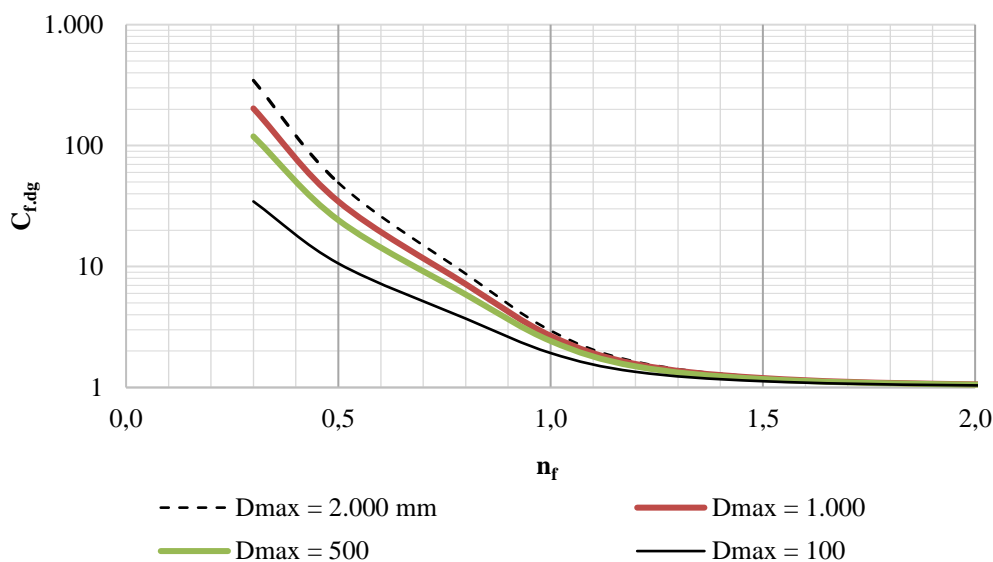


Figura 4.18 – Relação $C_{f.dg}$ vs. n_f .

4.3.1.2. Gnaisse (Gn), Brecha Brasáltica (BB), Metassiltito (Ms) e Biotita Gnaisse (BG)

A Tab. 4.8 resume os principais dados obtidos dos ensaios de compactação de diferentes curvas granulométricas dos enrocamentos de Itapebi (Gn), Campos Novos (BB), Manso (Ms) e Peixe Angical (BG). As curvas granulométricas foram apresentadas no Item 3.3.2.1 e os procedimentos dos ensaios foram apresentados no Item 3.3.2.2.

Não foi possível definir o parâmetro n_f para as curvas granulométricas truncadas adotadas nos ensaios com o Gn de Itapebi. A Fig. 4.19 apresenta as curvas granulométricas do Gn, a média de campo para o material 3C e a tentativa de definir n_f para os materiais 3”T e 3C. Observa-se nessa figura que a curva que representa o n_f da distribuição 3”T consegue representar apenas 50% dessa distribuição, tal fato foi evidenciado nesse trabalho na tentativa de ajustar o n_f a curvas truncadas, descontínuas e com passagens bruscas de comportamento uniforme para bem distribuída ou o inverso. Nesse trabalho foi adotado n_f nos casos em que esse coeficiente consegue representar no mínimo 70% da geometria da distribuição granulométrica que se deseja caracterizar, como foi o caso apresentado na Fig. 4.19 para o material 3C.

Tabela 4.8 - Determinação do $\gamma_{d \max.L}$ e $\gamma_{d \min}$ para as curvas granulométricas do Gn, BB, Ms e BG.

Curva Granulométrica	D_{\max} mm	C_u	C_c	n_f	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	$\gamma_{d \max.L}$ kN/m ³	e_{\max}	$e_{\min.100\%}$ / e_{\max}	Bg
									%
Gn-6”T	150	105	5,95	-	18,65	21,30	0,389	0,48	2,15
Gn-3”T	75	110	8,18	-	18,04	20,24	0,437	0,58	3,48
Gn-1”T	25	48,5	4,2	-	18,00	21,21	0,439	0,42	1,38
Gn-Campo(2B)	100	50	0,5	0,25	-	-	-	-	-
Gn-Campo(3A)	400	166,7	2,4	0,28	-	-	-	-	-
Gn-Campo(3B)	800	150	4,17	0,35	-	-	-	-	-
Gn-Campo(3C)	1600	375	3,75	0,25	-	-	-	-	-
BB-8”B	200	37,5	1,04	0,47	15,68	18,31	0,386	0,39	3,36
BB-3”B	75	12,5	0,72	0,50	14,47	17,52	0,502	0,39	2,96
Ms-8”B	200	16,7	1,31	0,70	18,70	21,50	0,371	0,43	-
Ms -Faixa de campo	400 - 800	16,7 - 7,0	1,31 - 1,02	0,5 - NA	-	-	-	-	-
BG-8”B	200	29,3	1,37	0,42	18,88	21,71	0,388	0,45	1,1

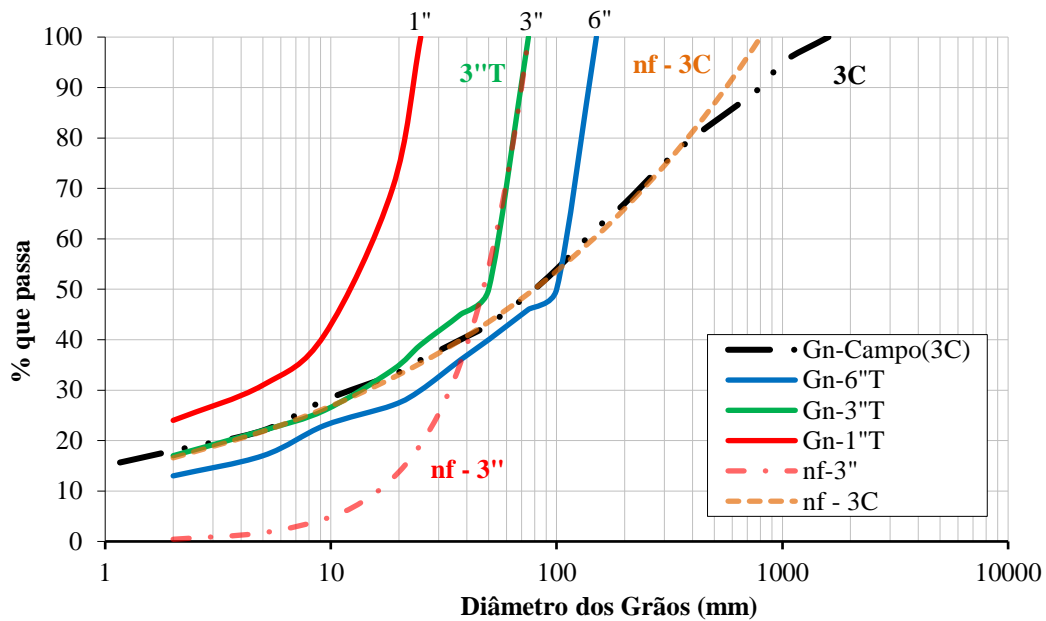


Figura 4.19 – Comparação entre as curvas granulométricas adotadas em ensaios, a média de campo para o material 3C e estimativa de n_f .

Não se verifica relação direta entre o peso específico máximo alcançado com o ensaio de compactação e o diâmetro máximo das partículas para as curvas granulométricas truncadas com o gnaiss (Gn) de Itapebi.

Já para as curvas bem distribuídas com a brecha basáltica (BB), $n_f = 0,47$ para curva 8'' e $n_f = 0,50$ para curva 3'', o peso específico máximo aumenta com o aumento do diâmetro máximo, conforme observado nos ensaios de compactação com o Gr.

A Fig. 4.20 apresenta relação entre os índices de vazios máximo e mínimo das distribuições granulométricas adotadas para o Gr, BB, Ms e BG e o coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f.dg}$). Analisando os dados da figura, fica evidente que curvas granulométricas semelhantes (similaridade geométrica) apresentam índices de vazios máximos e mínimos semelhantes, mesmo comparando enrocamentos constituídos de rochas de diferentes litologias, resistências (de média a super resistentes) e com pequenas variações no formato das partículas.

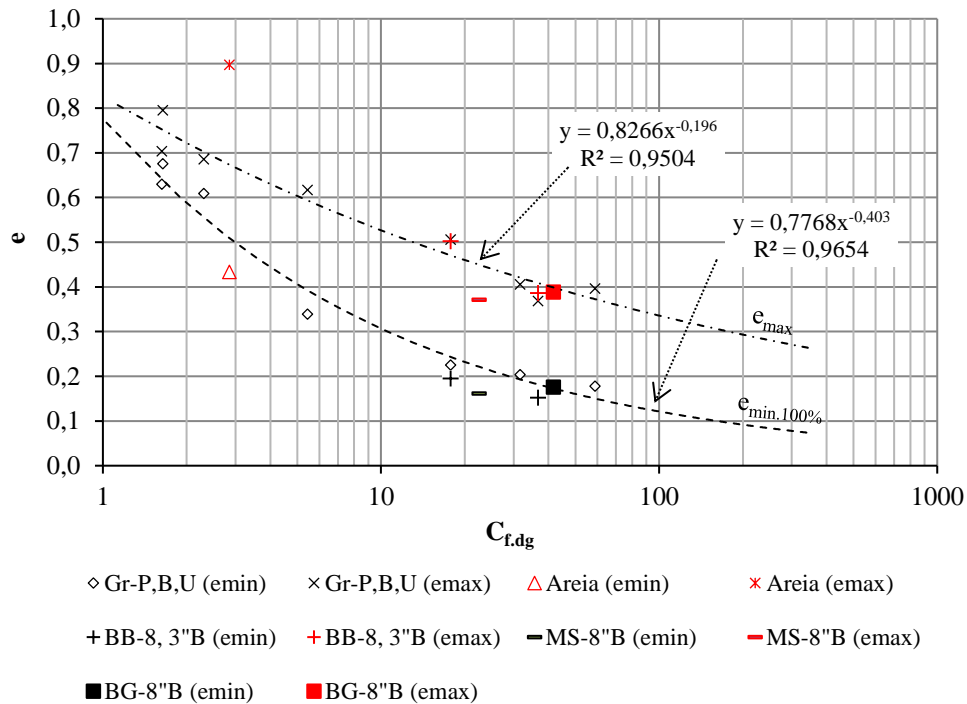


Figura 4.20 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f.dg}$ (Gr, BB, Ms, BG).

A Fig. 4.21 apresenta relação e_{max} vs. $e_{min.100\%}$ para as diferentes distribuições granulométricas do BB, Ms e BG. Verifica-se que a relação $e_{min.100\%} / e_{max}$ das curvas citadas possui razoável correlação com n_f (Fig. 4.15) e $C_{f.dg}$, bem como segue o mesmo padrão analisado para as curvas com o material Gr.

Foi inserida na Fig. 4.21 a relação e_{max} vs. $e_{min.100\%}$ para as distribuições granulométricas truncadas com o Gn. Verifica-se que a relação e_{max} vs. $e_{min.100\%}$ dessas distribuições são compatíveis com aquelas encontradas para curvas granulométricas bem distribuídas, ou seja, com n_f variando entre 0,4 a 0,8. No entanto, como parte das curvas truncadas se enquadra nas características geométrica de curvas bem distribuídas e outra parte nas características de curvas uniformes, deve-se aguardar a análise dos demais ensaios para maiores conclusões.

Destaca-se a pequena dispersão dos dados em torno das curvas características que correlacionam os índices de vazios máximo e mínimo com o fator de forma da distribuição granulométrica (Fig. 4.20). Tal fato deve-se à padronização do procedimento para determinação das densidades máxima e mínima, e também à pequena variação do fator de

forma (C_f) das partículas ensaiadas, que para o granito (Gr) foi determinado como sendo $C_f = 0,89$ a $1,0$ e para a BB, Ms e BG foi estimado como sendo $C_f = 0,70$ a $0,9$.

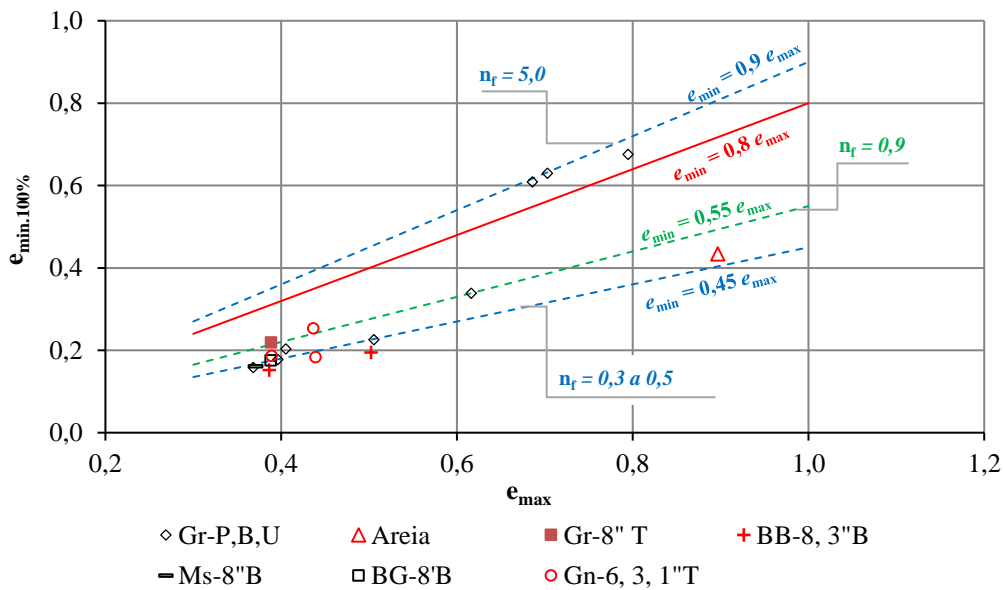


Figura 4.21 – Relação entre índice de vazios mínimo e máximo das distribuições granulométricas Gr, BB, Ms, BG e Gn.

A Fig. 4.22 apresenta relação entre o índice de quebra na compactação e o fator de forma da distribuição granulométrica para o Gr (rocha super-resistente), BB (rocha de média resistência) e BG (rocha de elevada resistência). Considera-se que o índice de quebra de todas as distribuições avaliadas pode ser considerado muito baixo ($B_g \leq 5\%$).

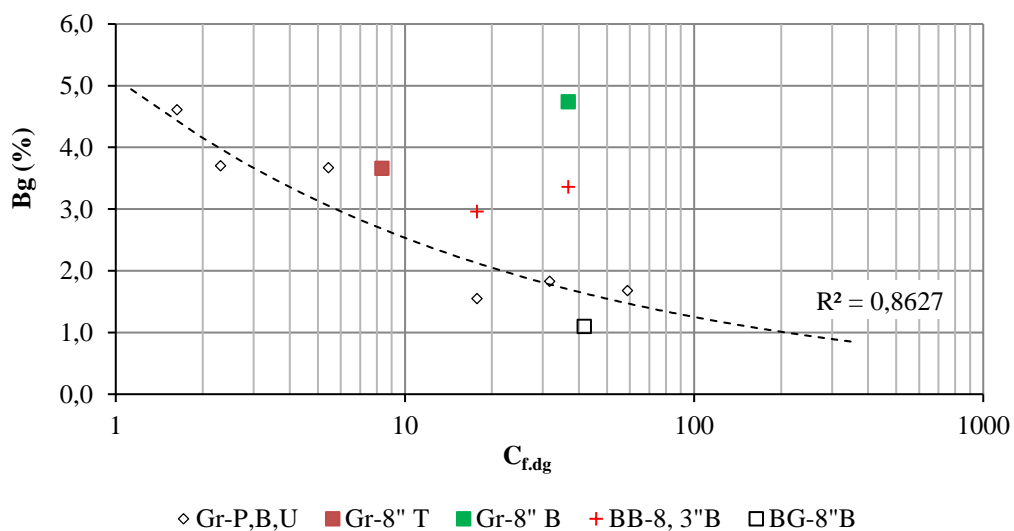


Figura 4.22 – Relação entre B_g vs. $C_{f,dg}$ (Gr, BB, BG).

4.3.1.3. Comparação dos resultados apresentados com dados de ensaios de compactação em laboratório obtidos na bibliografia

A Fig. 4.23 apresenta relação entre os índices de vazios máximo-mínimo e o coeficiente $C_{f,dg}$ para as distribuições granulométricas adotadas para o granito de Serra da Mesa (Gr) e basalto de Marimbodo (BM), cujos dados são apresentados na Tab. 2.25 (Item 2.7.1), ambos ensaiados por MAIA (2001), para a grauvaca de Beliche, cujos dados são apresentados na Tab. 2.24 (VEIGA PINTO, 1982), e para a mistura de riodacito (70%) + basalto vesicular (30%) da UHE Machadinho (ESPÍNDOLA, 2016). Ressalta-se que não foram utilizados dados da Tab. 2.25 referentes a distribuições truncadas e nem mesmo aqueles obtidos por compactação com soquete e martetele. Verifica-se na Fig. 4.23 que o e_{mim} alcançado pela compactação de enrocamentos adotando placa vibratória sobre material moldado em cilindro com 30 cm de diâmetro e 72 cm de altura, no caso de VEIGA PINTO (1982), e com auxílio de uma mesa vibratório com material moldado em cilindro com 30 cm de diâmetro e 20 cm de altura, caso de MAIA (2001), apresentaram boa aproximação dos valores da curva definida para índice de vazios equivalente a 85% da D_R obtida nos ensaios de compactação com o Gr. Salienta-se que a relação diâmetro do cilindro pelo diâmetro máximo da partícula (d/D_{max}) foi no mínimo 7, para os ensaios realizados por MAIA (2001), e no mínimo 5, para os ensaios realizados por VEIGA PINTO (1982).

No entanto, o e_{max} definido para as curvas ensaiadas por MAIA (2001) apresentou valores significativamente superiores àqueles verificados nos ensaios realizados nessa pesquisa com o granito (Gr) de Serra da Mesa (Fig. 4.23), curva característica do e_{max} . Credita-se tal discrepância, principalmente, não se restringindo a esses fatores, à diferença entre os volumes representativos e entre a geometria dos moldes adotados nas duas campanhas de ensaios.

A Fig. 4.24 apresenta relação entre os índices de vazios máximo-mínimo e o coeficiente $C_{f,dg}$ para 27 distribuições granulométricas, com diferentes tipos de rocha e mineralogia oriundos de 9 empreendimentos, ensaiadas por MARSAL (1965). As densidades máximas e mínimas foram determinadas dentro de um cilindro metálico com 114 cm de diâmetro e 100 cm de altura ($d/D_{max} \geq 6$). A densidade mínima (e_{max}) foi determinada com o espalhamento do material em camadas com auxílio de uma pá. A densidade máxima (e_{min}) foi determinada com a compactação de 4 camadas com 25 cm de espessura, por 8 minutos, com placa vibratória

circular com 1 m de diâmetro, força de impacto de 1.000 kg e frequência de 50 cps. A Tab. 2.26 (Item 2.7.1) apresenta dados dos ensaios de compactação.

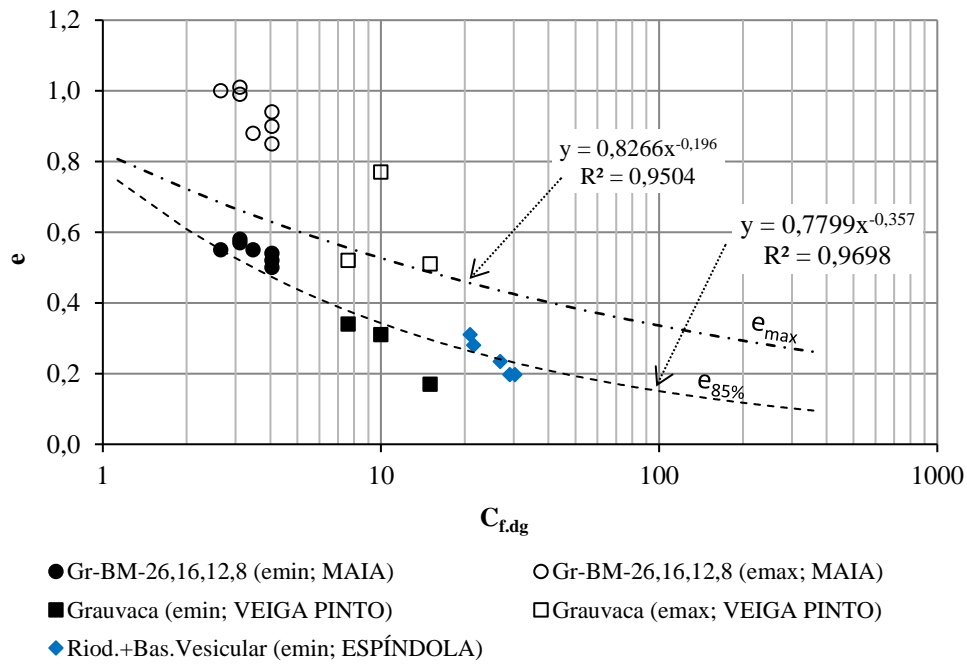


Figura 4.23 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para o granito de Serra da Mesa (MAIA, 2001), grauvaca de Beliche (VEIGA PINTO, 1982) e riodacito+basalto vesicular (ESPÍNDOLA, 2016).

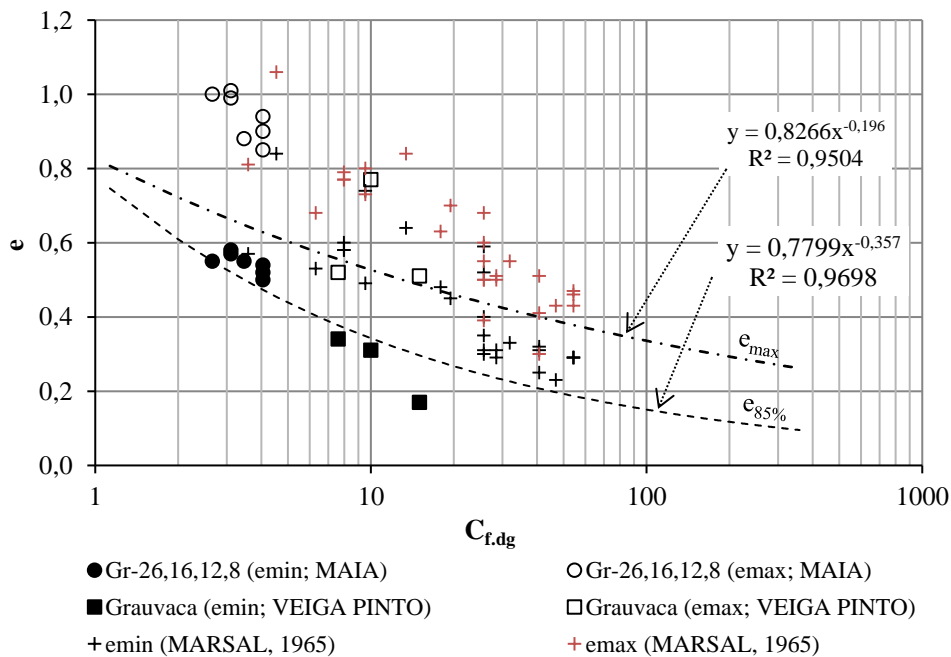


Figura 4.24 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para diversos enrocamentos ensaiados por MARSAL (1965).

A Fig. 4.25 apresenta curvas características médias de e_{\min} e e_{\max} levando em consideração apenas os dados apresentados por MARSAL (1965).

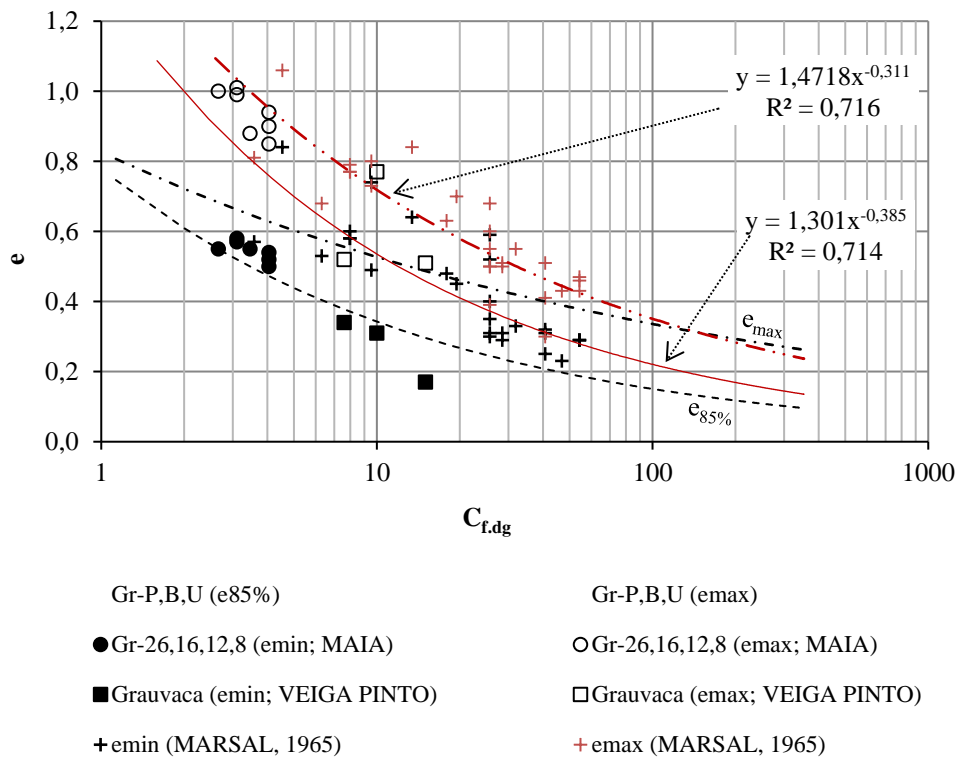


Figura 4.25 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para diversos enrocamentos ensaiados por MARSAL (1965) e determinação da curva característica dos materiais.

Verifica-se na Fig. 4.25 a grande dispersão dos resultados apresentados por MARSAL (1965) em relação as curvas características médias de e_{\min} e e_{\max} , apesar de observar também que existe uma relação definida entre o e_{\min} - e_{\max} com o $C_{f,dg}$. Nessa avaliação considera-se que o $C_{f,dg}$ ainda continua sendo o melhor fator de comparação entre as distribuições granulométricas. Para valores de $C_{f,dg} > 100$, que representa distribuições granulométricas bem distribuídas ($n_f < 0,5$) com maiores diâmetros máximo (> 50 cm), as curvas características dos ensaios de MARSAL (1965) e dos ensaios com Gr tendem a se igualar.

A dispersão citada entre ensaios realizados por MARSAL (1965) adotando o mesmo procedimento, pode estar relacionada a diferença de forma das partículas. No entanto, a discrepância desses dados, em comparação com as curvas características definidas para o Gr de Serra da Mesa, pode estar relacionada também a diferença dos procedimentos de espalhamento e compactação.

A Fig. 4.26 apresenta relação e_{\max} vs. e_{\min} para as diferentes distribuições granulométricas ensaiadas por MAIA (2001), VEIGA PINTO (1982) e MARSAL (1965). Observa-se nessa figura que os dados desses três autores não apresentam padrão definido de comportamento, onde a relação e_{\min}/e_{\max} apresenta resultados aleatórios variando entre 0,45 a 0,90.

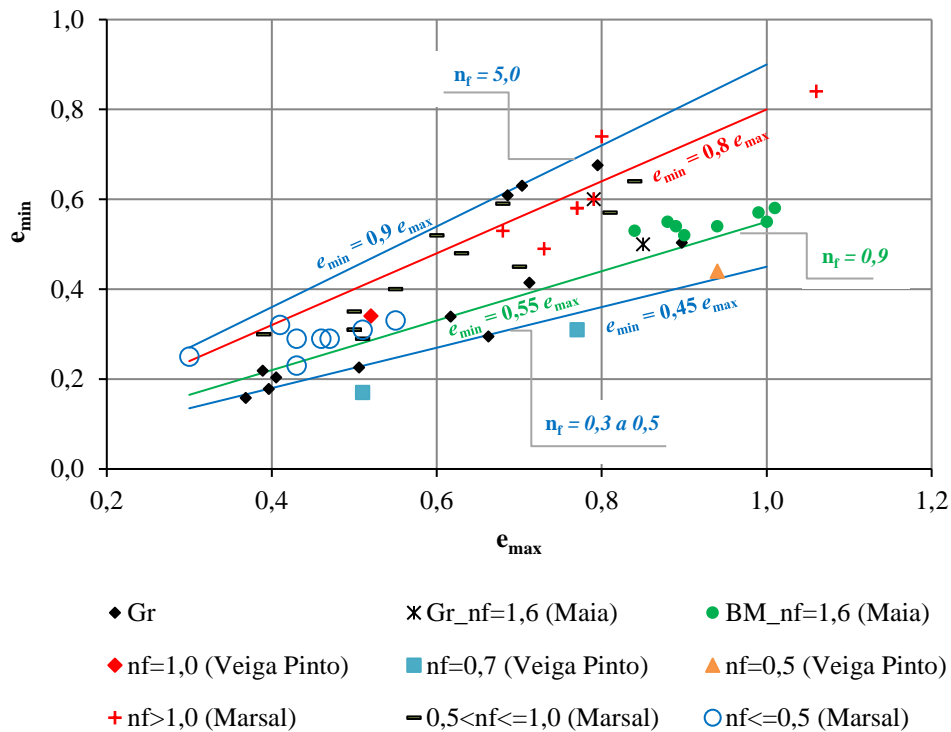


Figura 4.26 – Relação entre índice de vazios mínimo e máximo das distribuições granulométricas ensaiadas por MAIA (2001), VEIGA PINTO (1982) e MARSAL (1965).

A Fig. 4.27 apresenta padrão de comportamento médio entre a relação dos índices de vazios máximo-mínimo com o coeficiente $C_{f,dg}$ para 149 distribuições granulométricas de areias naturais provenientes de empreendimentos localizados nos rios Jequitinhonha, Tocantins e Paraíba do Sul (LIRA & SILVA, 2005). Apresenta também relação entre índices de vazios máximo-mínimo e o coeficiente $C_{f,dg}$ para a areia utilizada como filtro (7A) na barragem de Serra da Mesa.

Observa-se que a curva que representa o índice de vazios mínimo das areias apresenta excelente correlação com a curva característica de $e_{\min.100\%}$ definida nos ensaios com o granito de Serra da Mesa. Já o e_{\max} das areias apresenta valores bastante superiores do que a curva característica do e_{\max} dos enrocamentos com o granito de Serra da Mesa.

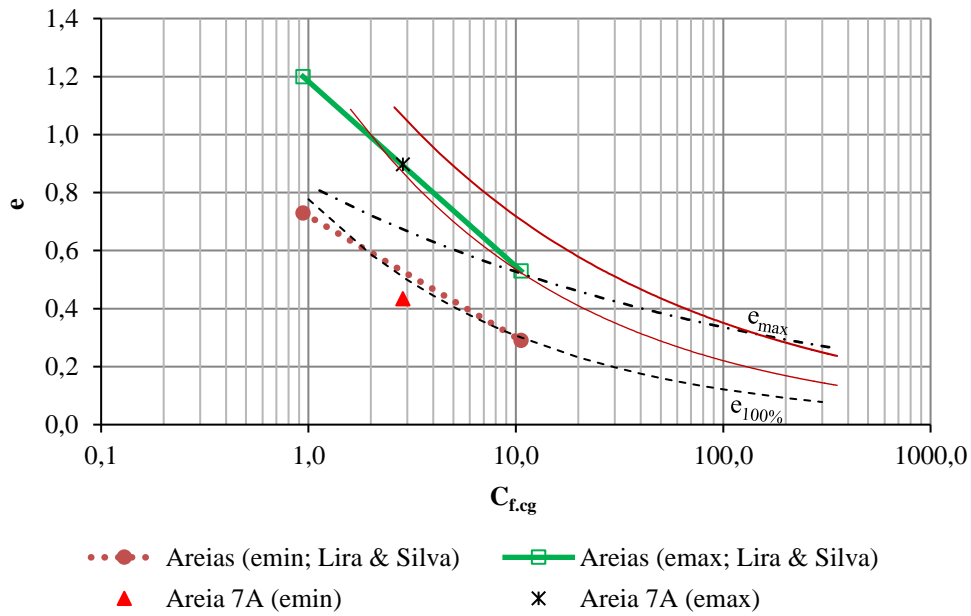


Figura 4.27 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para 150 areias.

A Fig. 4.28 apresenta relação e_{max} vs. e_{min} para as areias estudadas por LIRA & SILVA (2005).

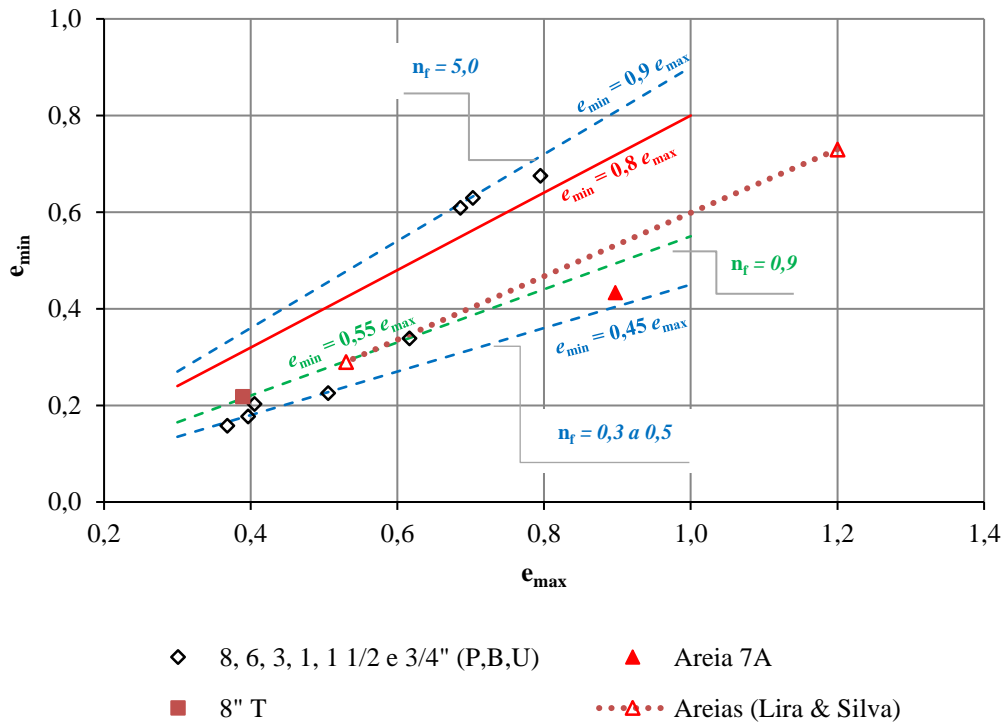


Figura 4.28 – Relação entre índice de vazios mínimo e máximo para 150 areias.

4.3.1.4. Comparação dos resultados apresentados com dados de ensaios de compactação em campo obtidos na bibliografia

A Fig. 4.29 mostra relação entre os índices de vazios máximo-mínimo e o coeficiente $C_{f,dg}$ para as distribuições granulométricas adotadas nos ensaios do aterro experimental da barragem de El Cajón, conforme dados apresentados na Tab. 2.27 do Item 2.7.2.

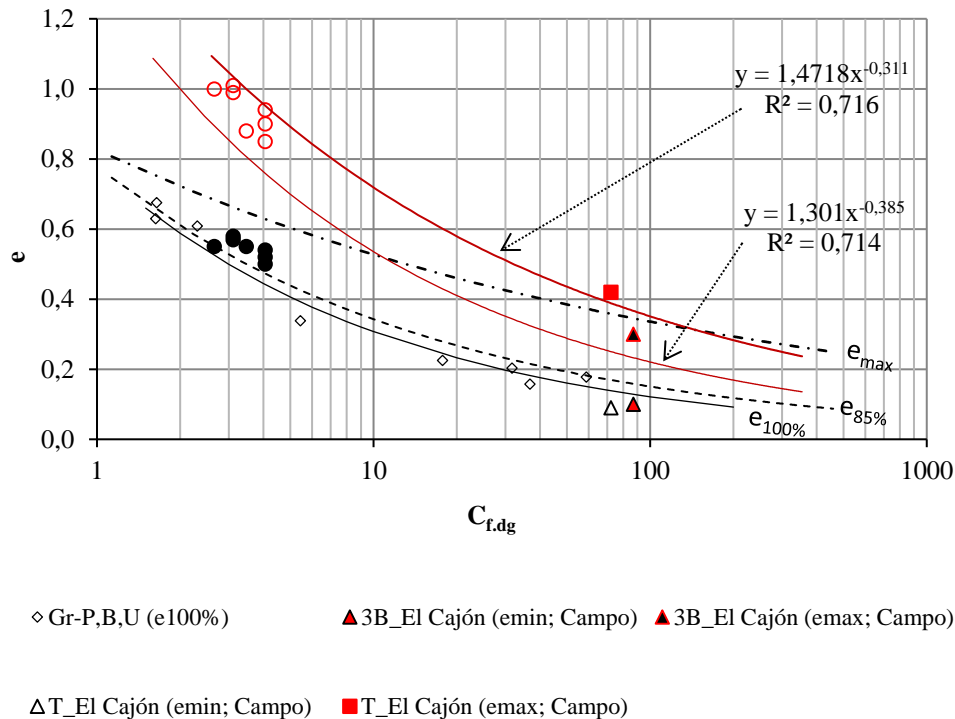


Figura 4.29 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para o enrocamento de El Cajón (MARQUES FILHO *et al.*, 2007)

A Tab. 4.9 apresenta dados da compactação realizada em campo com os materiais constituintes da barragem de Serra da Mesa. A Fig. 4.30 compara os dados apresentados na Tab. 4.9 com os dados das curvas características das densidades máximas e mínimas determinadas em laboratório para o granito de Serra da Mesa, na tentativa de representar principalmente o material 5A, enrocamento predominante nos espaldares dessa barragem.

Verifica-se que o material 5A apresenta média da densidade de campo situada entre as curvas que definem as densidades máximas ($e_{100\%}$) e mínimas (e_{max}) definidas em laboratório, o que representa uma densidade relativa inferida de 65% para o material 5A.

Tabela 4.9 – Média dos resultados de ensaios para determinação das densidades alcançadas nas diferentes zonas compactadas na barragem de Serra da Mesa.

Zona	Material	D _{max} mm	Esp. da Camada Comp. m	Peso do Rolo Compacta dor t	N. Pas.	n _r	E _V M médio MPa	γ _d kN/m ³	e ₀	C _{fdg}	D _R %
1A	Núcleo impermeável (55% areia + 25% argila + 20% silte)	-	0,17	17 (CT-280)	8	-	125-160 (r. seco) 85 (r. úmido)	18,29	-	-	-
7A	Filtros (benficiência de quartzo)	10	0,37	5,4 (CA-25D)	10	1,2	140-220	17,36	0,50	2,8	86
2AB	Transição fina compactada (Areia fina de quartzito com fragmentos de até 200 mm)	19	0,33	5,4 (CA-25D)	10	0,8	160-230	19,48	0,33	5,1	90
3A	Transição intermediária (granito)	25	0,33	5,4 (CA-25D)	10	0,8		20,49	0,29	5,9	-
4AB	Transição grossa (granito)	100	0,33	5,4 (CA-25D)	10	1,7		20,5	0,29	5,5	-
5AG	Enrocamento grizzlyado (granito)	300	0,33	8,3 (CA-35D) 5,4 (CA-25D)	10	0,6		22,89	0,15	35,3	-
5A	Enrocamento (granito)	800	1,00	8,3 (CA-35D)	10	0,5	120-170	21,87	0,20	86,1	-
8A	Cascalho arenoso		0,17	8,3 e 6,9	10	0,35		21,41	-	-	-

Já as densidades dos materiais granito 3A, 5AG, 4AB e quartzito Qt-2AB são maiores do que as densidades máximas (e_{min}) definidas a partir da curva característica $e_{100\%}$. Fato esse que provavelmente está relacionado à diferença de forma das partículas.

A Fig. 4.31 compara os dados de compactação de 30 enrocamentos de 14 empreendimentos, extraídos das tabelas do Item 2.7.3, com os dados das curvas características das densidades máximas e mínimas determinadas em laboratório para o granito de Serra da Mesa.

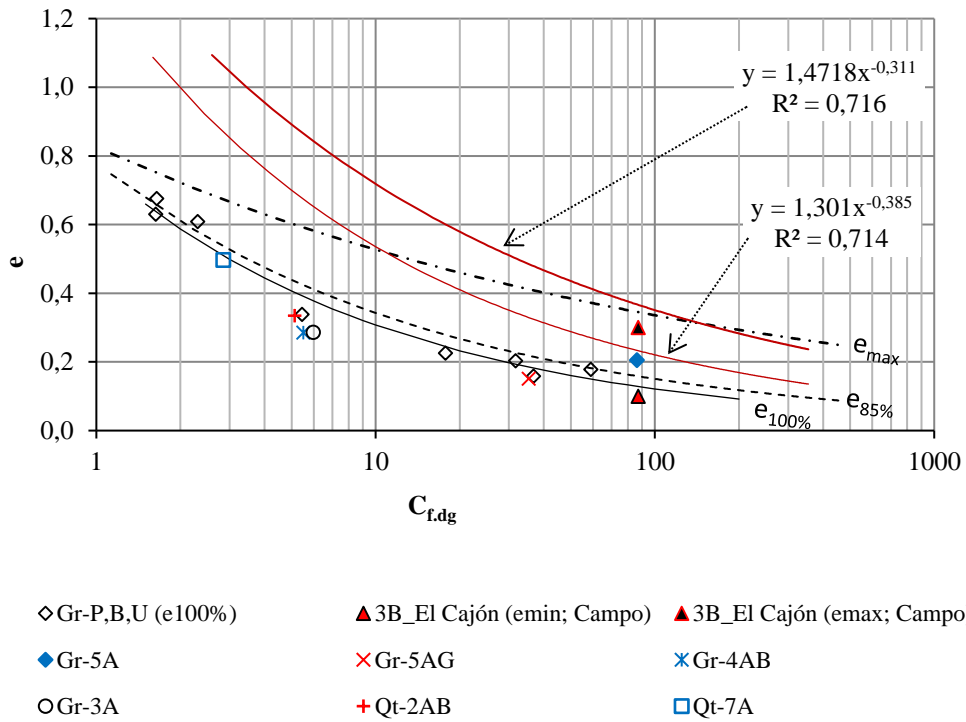


Figura 4.30 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para os enrocamentos de Serra da Mesa (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO *et al.*, 1999)

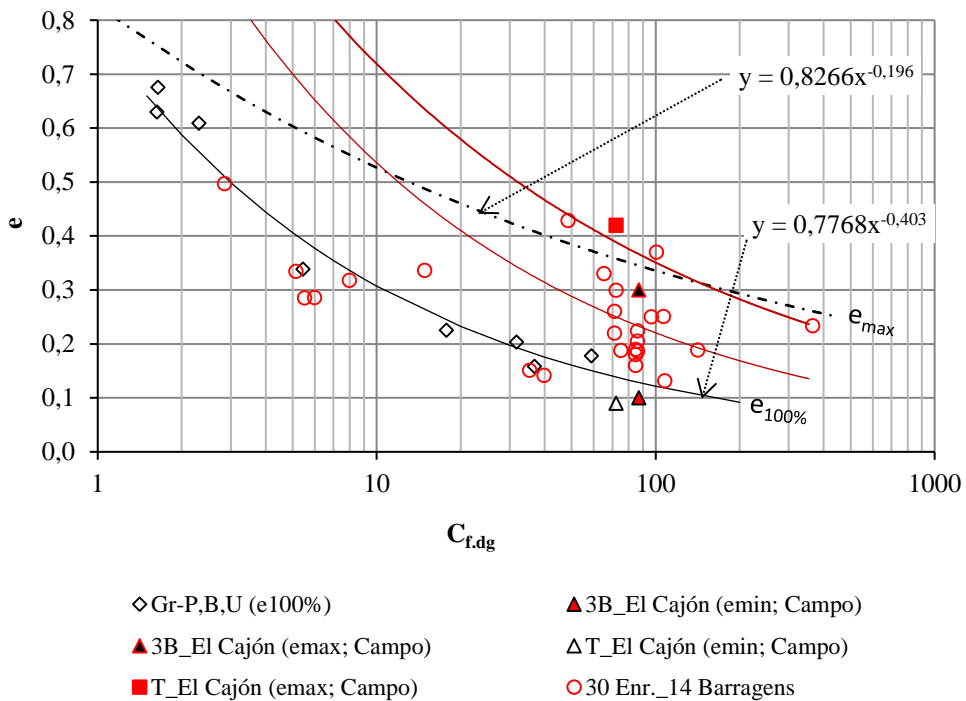


Figura 4.31 – Relação índice de vazios (e) vs. $C_{f,dg}$ para 30 enrocamentos de 14 empreendimentos.

4.3.1.5. Análise dos ensaios de compactação

Analisando os ensaios apresentados nesse item, algumas considerações são pertinentes:

- As densidades máximas e mínimas de enrocamentos são claramente afetadas pela forma da distribuição granulométrica e pelo diâmetro das partículas (D_{\max});
- O parâmetro que melhor representa a forma da distribuição granulométrica é o coeficiente n_f de Fuller. No entanto, esse parâmetro não consegue, isoladamente, representar as densidades máximas e mínimas da distribuição granulométrica;
- Na busca por um parâmetro quantitativo que pudesse ser correlacionado à mudança de escala da distribuição e ao estado de compactação do material, foi determinado o coeficiente de forma da distribuição granulométrica $C_{f,dg} = D_{\max}^{1/(1+n_f)}$, que apresentou boa correlação para enrocamentos bem distribuídos constituídos por partículas com formato parecidos (semi-angulosas e semi-arredondadas);
- O $C_{f,dg}$ apresentou razoável correlação com as densidades máximas e mínimas de distribuições uniformes. No caso dessas distribuições, especial atenção deve ser dispensada para a forma das partículas (C_f) e sua influência. Em análise preliminar, pode-se inferir que em campo, partículas angulosas tendem a atingir menores densidades para a mesma energia de compactação do que partículas arredondadas, se comparada a mesma curva de distribuição granulométrica. No entanto, essa relação não é tão clara na simulação em modelos reduzidos, pois vai depender de fatores como a forma de espalhamento do material e a relação entre o tamanho do molde e tamanho das partículas (efeito do confinamento). Esse tema deve ser aprofundado para melhor entendimento do comportamento das distribuições granulométricas uniformes;
- As densidades máximas e mínimas de enrocamentos também são afetadas pelo método de compactação (por vibração ou impacto), pela relação tamanho do molde e tamanho das partículas (d/D_{\max}), pelo volume específico compactado (volume do molde), pela espessura e quantidade de camadas, e pela energia aplicada (peso, amplitude e frequência do vibrador vs. volume específico compactado vs. tempo de compactação);
- O procedimento adotado nesse trabalho para determinação das densidades máximas e mínimas, descrito no item 3.3.2.2, apresentou boa repetitividade e coerência dos resultados. O procedimento para determinação das densidades máximas é compatível com o estado mais denso de enrocamentos compactados em campo. Alguns desvios nos

resultados foram observados na compactação de materiais uniformes, bem como devido à migração de finos em compactação de 3 ou mais camadas de materiais bem distribuídos, fatos que levaram a reavaliação dos resultados e classificação da densidade máxima atingida em laboratório como sendo $D_R = 85\%$, conforme discutido no Item 3.3.2.2;

- A comparação dos dados dos ensaios realizados nesse trabalho com os dados da bibliografia sugere que enrocamentos com formas de partículas diferentes (C_f) apresentam curvas características das densidades máximas e mínimas diferentes;
- Curvas granulométricas truncadas não apresentam padrão de comportamento comparáveis às demais curvas granulométricas estudadas nesse trabalho no que diz respeito a obtenção das densidades máximas e mínimas. Dependendo da forma do truncamento e a porcentagem de finos, essas curvas podem tender tanto para o comportamento de curvas uniformes quanto para curvas bem distribuídas;
- Verifica-se ainda a partir de dados de dezenas de enrocamentos compactados em campo, que as densidades dos mesmos são compatíveis com as faixas características de densidade definidas para o Gr. Na falta de curvas características de cada um dos materiais, aquelas definidas para o granito (Gr) podem ser ajustadas, com razoável aproximação, para correlacionar a densidade relativa desses diferentes materiais.

4.3.2. Compressão unidimensional

As características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de compressão unidimensional são descritas no Item 3.3.2.3. O método adotado para estimativa do e_{max} e e_{min} das distribuições granulométricas e estabelecimento da densidade relativa (D_R) dos corpos de prova está descrito no Item 3.3.2.2. As curvas granulométricas adotadas e respectivos índices de forma são descritos no Item 3.3.2.1.

Detalhes dos equipamentos e procedimentos dos ensaios são descritos no Item 3.3.2.3.1. A interpretação e resultados individuais de cada ensaio são descritos no Apêndice D.1.

4.3.2.1. Efeito do tipo de equipamento - câmara rígida vs. flexível

Foram realizados dois ensaios de compressão na câmara rígida (D_{c100R}), com D_R de 53 e 87%, e dois ensaios na câmara flexível (D_{cf}), com D_R de 45 e 85%, ambas câmaras com diâmetro de

1,0 m, com o granito de Serra da Mesa (Gr), com a mesma curva granulométrica de 1" (Gr-1" B; $n_f = 0,9$) e relação $D_c/D_{max} = 40$. Objetivou-se dessa forma a comparação direta entre ensaios em equipamentos distintos na condição de média compactação (D_R de 46 e 45%) e de alta compactação (D_R de 85%). A Fig. 4.32 apresenta as curvas tensão-deformação dos referidos ensaios.

A Tab. 4.10 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova ensaiados à compressão unidimensional com a câmara rígida e flexível. Obseva-se que não há relação direta entre o índice de quebra B_g e o tipo de câmara do ensaio.

Tabela 4.10 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional com câmara rígida e flexível.

Identificação da Curva Granulométrica	Iden. do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	e_f	B_g %
Gr-1" B	D _{cf} -Gr-1" B-D ₄₅	40,0	17,67	45	0,491	0,423	3,09
	D _{cf} -Gr-1" B-D ₈₅	40,0	19,09	85	0,380	0,318	4,32
	D _{c100R} -Gr-1" B-D ₅₃	40,0	17,95	53	0,468	0,358	3,58
	D _{c100R} -Gr-1" B-D ₈₇	40,0	19,18	87	0,374	0,309	3,03

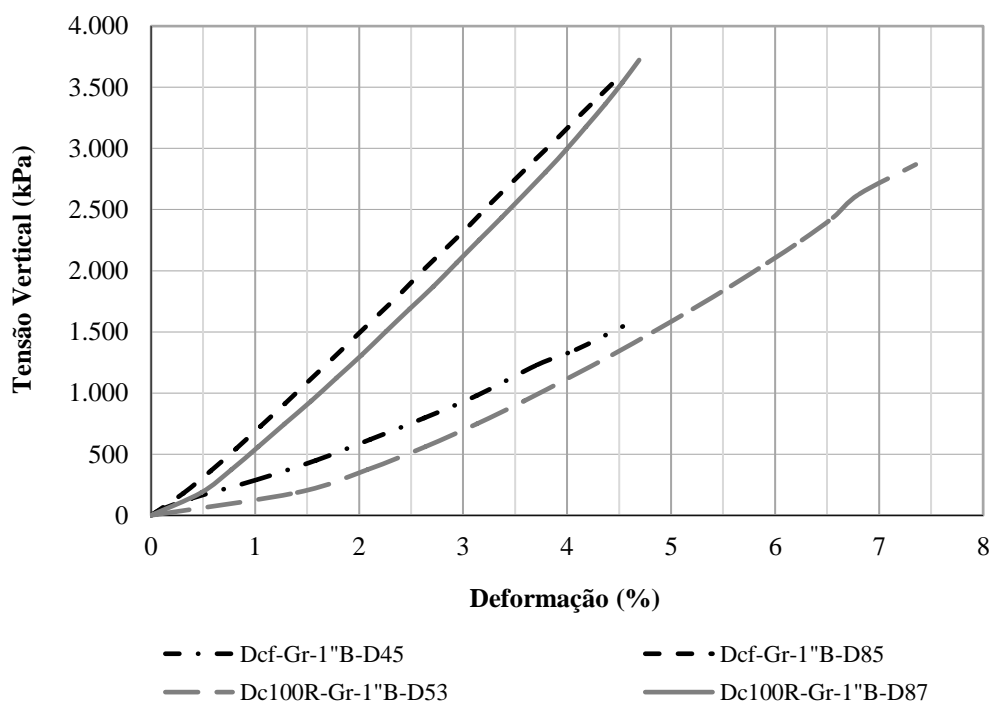


Figura 4.32 – Comparação entre σ_v vs. ϵ_v de ensaios executados na câmara rígida (D_{c100R}) e flexível (D_{cf}) com o mesmo material.

Analisando a Fig. 4.32, tem-se a impressão de que não há grande diferença de comportamento entre ensaios realizados em equipamentos distintos. No entanto, ao analisar o desenvolvimento dos módulos, Fig. 4.33, com a tensão vertical aplicada, verifica-se que ocorre um endurecimento desses módulos com o aumento das tensões aplicadas muito mais acentuado nos ensaios realizados na câmara rígida. Tal fato fica mais evidente na comparação dos ensaios com o material denso, onde o material ensaiado na câmara flexível tende a diminuir o módulo para tensão vertical acima de 2.000 kPa, enquanto o material ensaiado na câmara rígida tem aumento de até 40% do módulo para a mesmo estado de tensão.

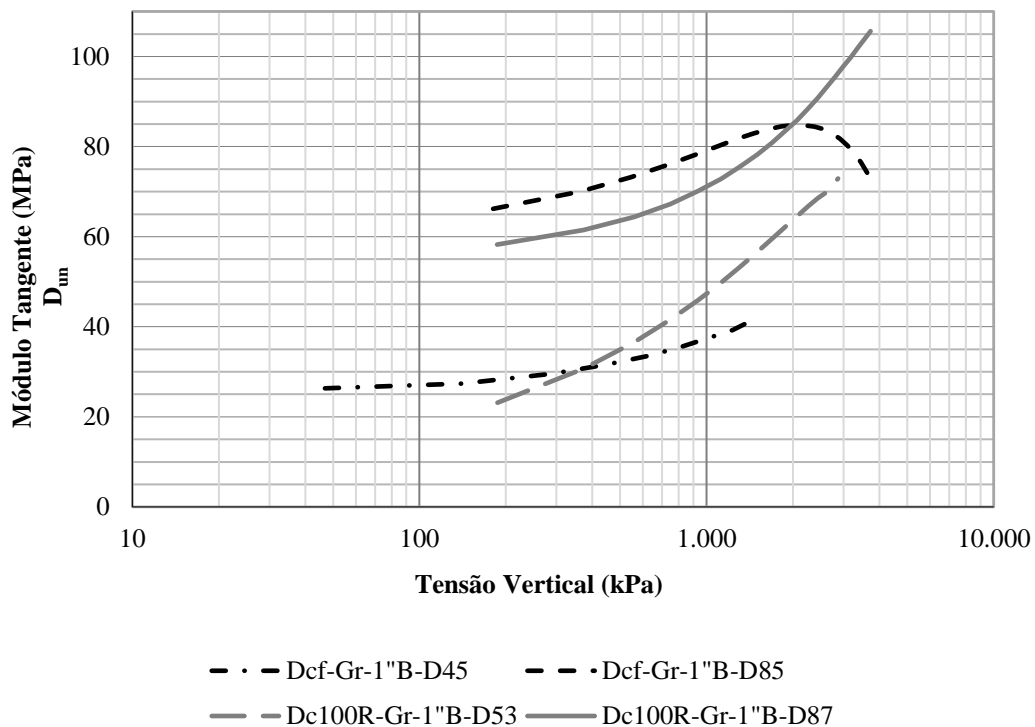


Figura 4.33 – Comparação entre D_{un} vs. σ_v de ensaios executados na câmara rígida (D_{c100R}) e flexível (D_{cf}) com o mesmo material.

Diante do exposto, considera-se que o atrito gerado pela câmara rígida tem influência no aumento de rigidez tanto de enrocamentos medianamente compactados quanto de densos, sendo essa influência bastante pronunciada para níveis de tensão vertical acima de 1.000 kPa. O efeito do atrito entre material e parede da câmara rígida tende a mascarar a diminuição dos módulos para estados de tensões onde prevalece a quebra e rearranjo dos blocos, divergindo assim do comportamento esperado para esse tipo de material.

Com relação à representatividade do procedimento de ensaios realizados na câmara flexível, foi realizado acréscimo da instrumentação padrão dessa câmara, onde foi avaliada a deformação do corpo de prova ao longo de sua altura (H_c ; Fig. 4.34) e o desenvolvimento de tensão horizontal na região central, próximo à base e a tampa da câmara (Fig. 4.35). Esse procedimento foi realizado em todos os ensaios executados na câmara flexível, cujos dados foram apresentados no Apêndice D.1, mas são apresentados nesse item apenas resultados de dois ensaios por considerar que são representativos do comportamento geral dos demais.

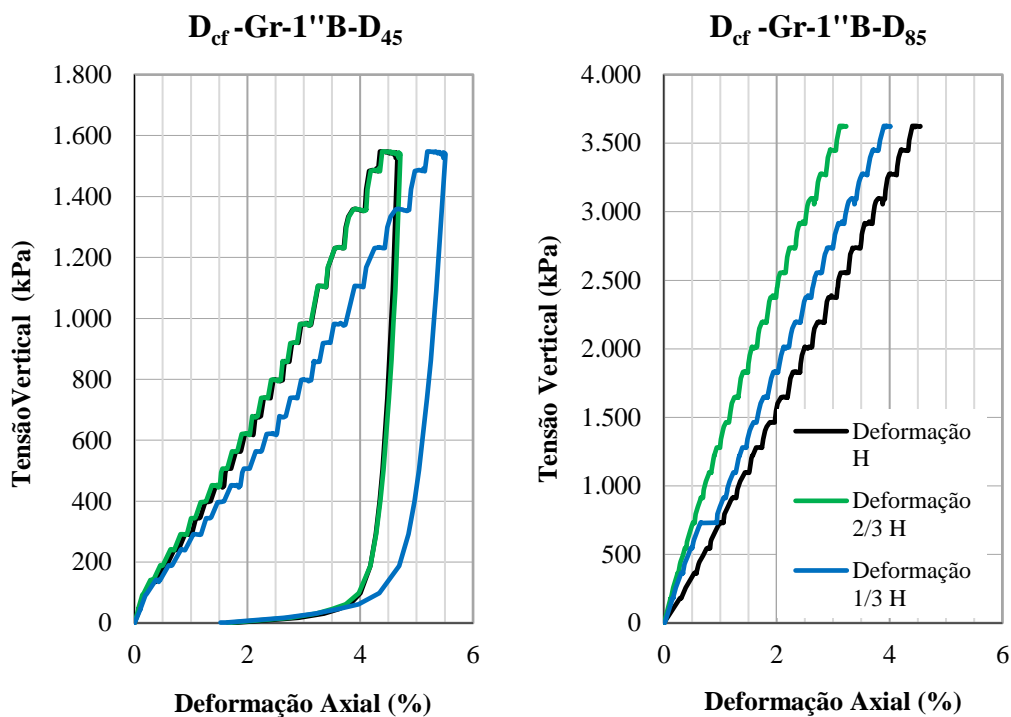


Figura 4.34 – Relação σ_v vs. ε_v ao longo da altura (H_c) do corpo de prova ensaiado na câmara flexível.

Na Fig. 4.34 observa-se que para uma mesma tensão vertical, a deformação é variável ao longo da altura (H_c) do corpo de prova. Isso se deve principalmente à falta de homogeneidade das 5 camadas compactadas para formar a amostra. Nos materiais densos ($D_R > 80\%$), observa-se em todos os ensaios (Apêndice D.1) que, para um mesmo nível de tensão vertical, as camadas inferiores do copo de prova (1/3 e 2/3 de H_c) são mais rígidas do que a média de todo o conjunto. Tal fato pode ser explicado pela migração de finos para as camadas inferiores durante o processo de compactação. Pode-se ainda imputar a menor rigidez da camada superior a falhas no contato entre a tampa da câmara e o material de nivelamento do

corpo de prova. Esse último problema pode ser minimizado aplicando um pré-carregamento ao corpo de prova e desconsiderando essas deformações na interpretação dos resultados.

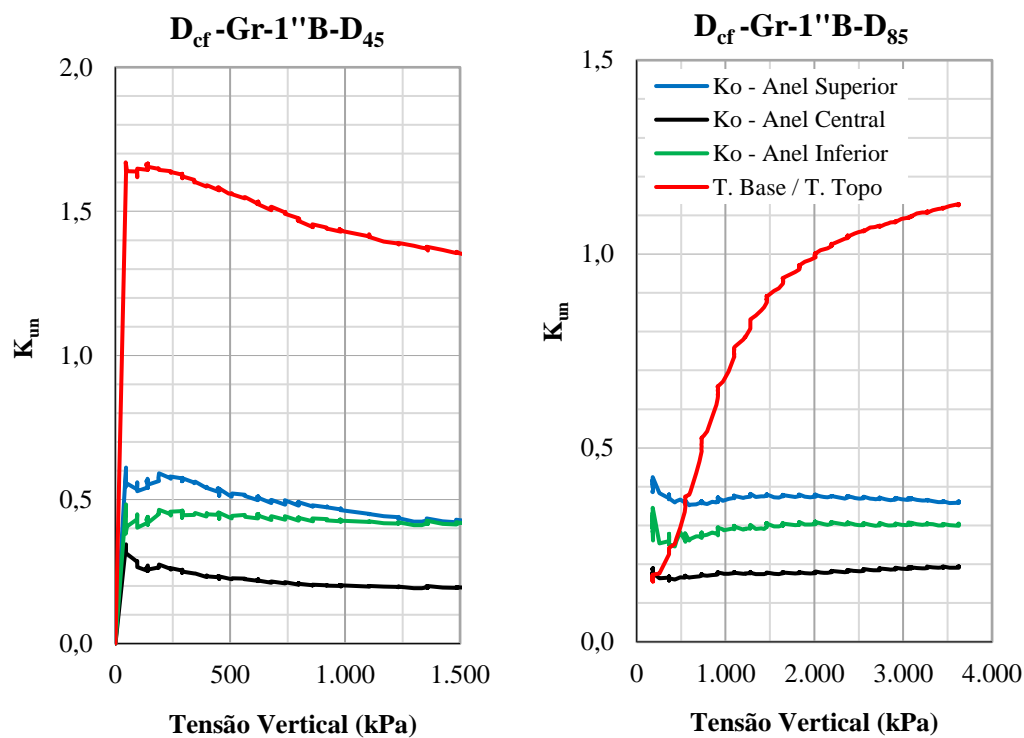


Figura 4.35 – Relação K_{un} vs. σ_v e tensão no topo vs. tensão na base do corpo de prova ensaiado na câmara flexível.

Quando se deseja verificar a influência da migração de finos entre camadas na resposta global do ensaio, deve-se utilizar uma barreira separadora entre camadas, como uma lona. Testes de compactação foram realizados com esse procedimento com sucesso. No entanto, tal procedimento não foi adotado na fabricação dos corpos de prova, pois dificultavam a saturação da amostra.

Na câmara flexível, observa-se que a distribuição da tensão confinante não é uniforme ao longo da altura do corpo de prova (Fig. 4.35), fato esse já mencionado por VEIGA PINTO (1983), que pode se dever ao efeito do atrito do material com a base e topo da câmara ou por diferentes estados de compactidade em zonas distintas da amostra. Verifica-se ainda que a relação tensão confinante / tensão vertical, K_{un} , não é constante ao longo do carregamento, que tende a ter um valor de pico no primeiro estágio de carregamento, devido ao efeito da pré-compactação, diminuindo seu valor até uma relação aproximadamente constante. Verifica-se também que K_{un} medido nos anéis centrais da câmara rígida, considerando o estado de tensão

onde essa relação é aproximadamente constante, varia com a compacidade da amostra e com a forma da distribuição granulométrica entre valores de 0,18 a 0,46 (Apêndice D.1).

Para medida da tensão aplicada no corpo de prova foi adotada uma célula de carga junto à tampa superior da câmara flexível e uma célula de tensão total na base da câmara. A relação entre a tensão na base (T. Base) dividida pela tensão aplicada no topo (T. Topo) é apresentada na Fig. 4.35 para amostras com média compacidade ($D_{cf} - Gr-1''B-D_{45}$) e alta compacidade ($D_{cf} - Gr-1''B-D_{85}$). Foram escolhidos esses dois ensaios com a mesma distribuição granulométrica por considerar que os mesmos representam o comportamento geral da maioria dos ensaios (Apêndice D.1). A esse respeito, verifica-se a dificuldade em escolher os equipamentos para leitura de tensões no interior do maciço, uma vez que a célula de tensões totais utilizada, modelo comercial de elevada rigidez para enrocamentos, se mostrou muito rígida para enrocamentos com média e baixa compacidade e mais adequada para enrocamentos com alta compacidade (densos). Todavia, mesmos em enrocamentos densos, as leituras da célula de tensões totais foram em média superiores às tensões aplicadas na amostra. Esse fato pressupõe necessidade de uma ampla campanha de calibração das células de tensões totais antes de sua utilização em um aterro de enrocamento.

Durante a execução dos ensaios de compressão unidimensional com equipamentos com grandes dimensões (D e $H_c = 1,0$ m), especial atenção deve ser dada ao procedimento de ensaio e ao desempenho dos equipamentos. Não é raro problemas como deformação excessiva de algumas borrachas da câmara flexível; perda do alinhamento vertical da câmara flexível e equipamentos complementares como células de carga; rotação excessiva da tampa, tanto na câmara rígida com na flexível, durante a execução dos ensaios; movimentos bruscos devido à quebra de partículas, o que ocasiona perda de leituras e equipamentos danificados; entupimento da válvula de entrada de água durante execução dos ensaios, o que leva a saturação deficiente da amostra; perda de leitura das tensões horizontais e célula de tensões totais após saturação da amostra. Estima-se que 20% dos dados gerados nesse trabalho foram descartados pela ocorrência de um ou mais dos problemas citados. No entanto, mais importante do que o risco de perda de dados, é o risco de acidentes que deve pautar a verificação minuciosa de todos os equipamentos antes e durante a execução dos ensaios.

Os relatos de problemas no decorrer da campanha de ensaios justificam ainda o fato de que, algumas vezes, ensaios com os mesmos equipamentos não foram levados até o mesmo nível de tensões ou deformações.

4.3.2.2. Efeito de escala do equipamento (ESE)

A Tab. 4.11 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova ensaiados à compressão unidimensional com a câmara rígida grande (D_{c100R}), com a câmara rígida pequena (D_{c30R}) e com câmara flexível grande (D_{cf}).

Foram realizados 4 ensaios com a distribuição granulométrica de 3”B ($n_f = 0,5$) e 8 ensaios com distribuição granulométrica de 1”B ($n_f = 0,9$), todas com o granito de Serra da Mesa (Gr), no intuito de avaliar o efeito de escala do equipamento (ESE), adotando para isso diferentes relações D_c/D_{max} , por meio do comparativo de ensaios com corpos de prova moldados com as mesmas características granulométricas e de densidade.

Tabela 4.11 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESE)

Identificação da Curva Granulométrica	Iden. do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_a kN/m ³	D_R %	e_o	e_f	Bg %
Gr-3”B	D_{cf} -Gr-3”B-D ₄₇	13,3	19,17	47	0,375	0,314	2,47
	D_{cf} -Gr-3”B-D ₈₆	13,3	20,82	86	0,266	0,218	3,81
	D_{c30R} -Gr-3”B-D ₄₇	2,7	19,17	47	0,375	0,298	-
	D_{c30R} -Gr-3”B-D ₈₆	2,7	20,82	86	0,266	0,212	-
Gr-1”B	D_{cf} -Gr-1”B-D ₃₅	40,0	17,32	35	0,521	0,447	4,51
	D_{cf} -Gr-1”B-D ₄₅	40,0	17,67	45	0,491	0,423	3,09
	D_{cf} -Gr-1”B-D ₈₅	40,0	19,09	85	0,380	0,318	4,32
	D_{c100R} -Gr-1”B-D ₅₃	40,0	17,95	53	0,468	0,358	3,58
	D_{c100R} -Gr-1”B-D ₈₇	40,0	19,18	87	0,374	0,309	3,03
	D_{c30R} -Gr-1”B-D ₁₉	8,0	16,85	19	0,564	0,373	8,24
	D_{c30R} -Gr-1”B-D ₄₆	8,0	17,69	46	0,490	0,37	6,08
D_{c30R} -Gr-1”B-D ₈₅	8,0	19,09	85	0,380	0,301	5,11	

A Fig. 4.36 apresenta as curvas tensão-deformação dos ensaios realizados com o material 1”B. As Figs. 4.37 e 4.38 apresentam desenvolvimento dos módulos com a tensão vertical, onde verifica-se que, semelhante aos ensaios na câmara rígida grande (D_{c100R}), comentados no item anterior, nos ensaios realizados na câmara rígida pequena (D_{c30R}) ocorre endurecimento

dos módulos bastante acentuado a partir da tensão vertical de 1.000 kPa, se comparado aos ensaios realizados na câmara flexível. Os ensaios realizados na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 8$) apresentam módulos pouco superiores (diferença $\leq 15\%$) aos ensaios realizados na câmara rígida grande ($D_c/D_{max} = 40$) para $\sigma_v < 700$ kPa e pouco inferiores (diferença $\leq 20\%$) para $\sigma_v \geq 700$ kPa. Salienta-se que a relação diâmetro/altura do copro de prova ensaiado na câmara rígida pequena é diferente das relações ensaiadas nas câmaras grandes (rígida e flexível).

Um fato interessante observado na Tab. 4.11 é que, nos ensaios realizados na câmara rígida pequena (D_{c30R}), quanto maior a mobilidade das partículas, amostras menos densas, maior é o índice de quebra. Tal fato pode ser interpretado também, conforme discutido no Capítulo 2, como função das maiores forças de contato desenvolvidas em amostras fofas.

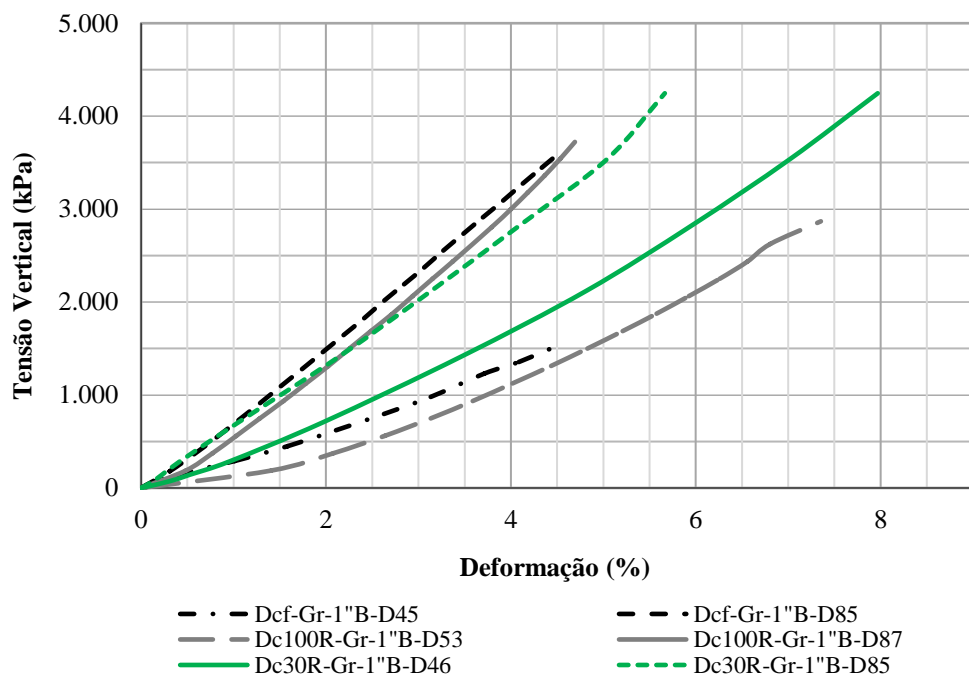


Figura 4.36 – Comparação entre σ_v vs. ϵ_v de ensaios executados na câmara rígida D_{c100R} , rígida D_{c30R} e flexível (D_{cf}) com a curva 1^oB.

A Fig. 4.39 apresenta as curvas tensão-deformação dos ensaios realizados com o material 3^oB. A Fig. 4.40 apresenta desenvolvimento dos módulos com a tensão vertical, onde verifica-se comportamento semelhante àquele descrito para os ensaios com material 1^oB.

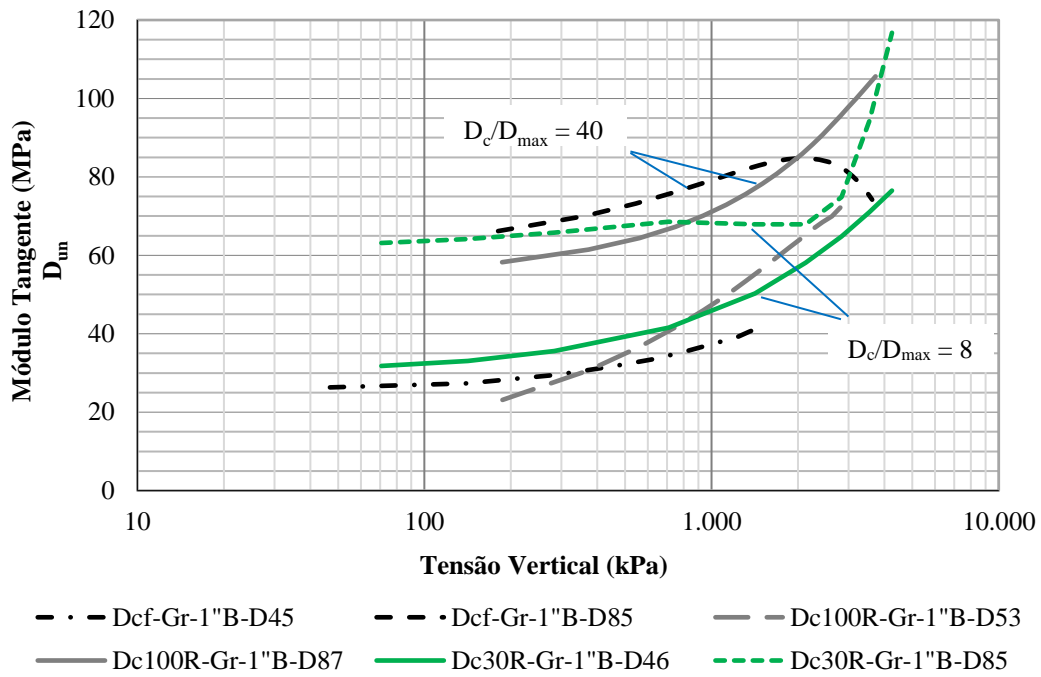


Figura 4.37 – Comparação entre D_{un} vs. σ_v de ensaios executados na câmara rígida D_{c100R} , rígida D_{c30R} e flexível (D_{cf}) com a curva 1''B.

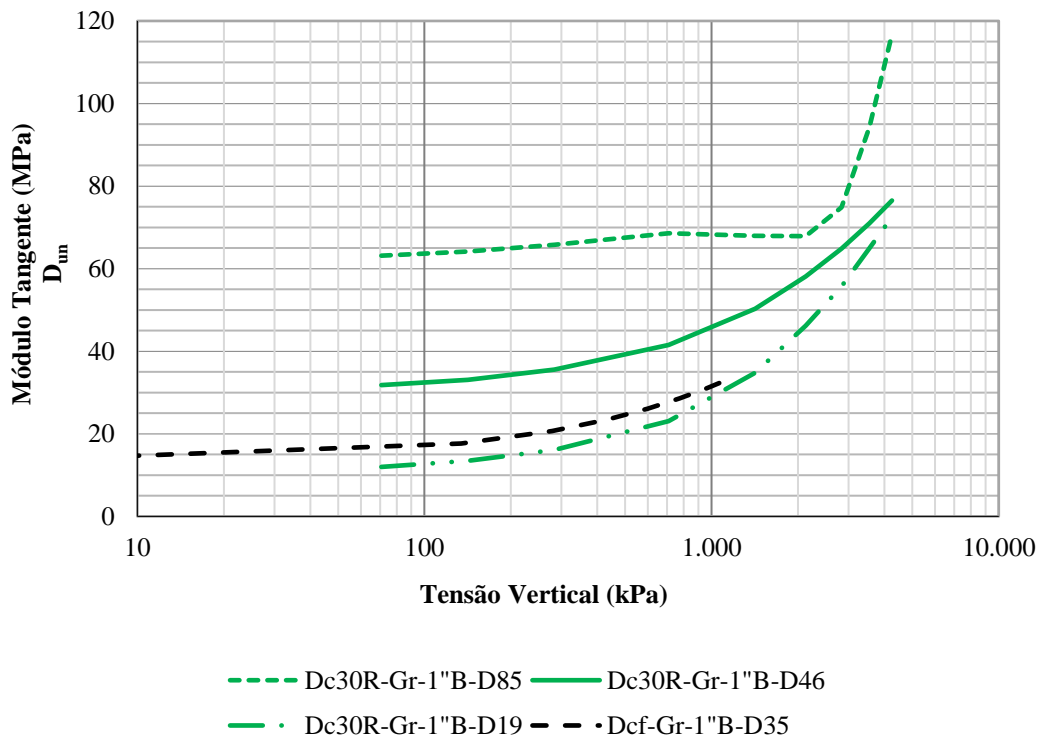


Figura 4.38 – Comparação entre D_{un} vs. σ_v de ensaios executados na câmara rígida D_{c30R} e flexível (D_{cf}) com a curva 1''B.

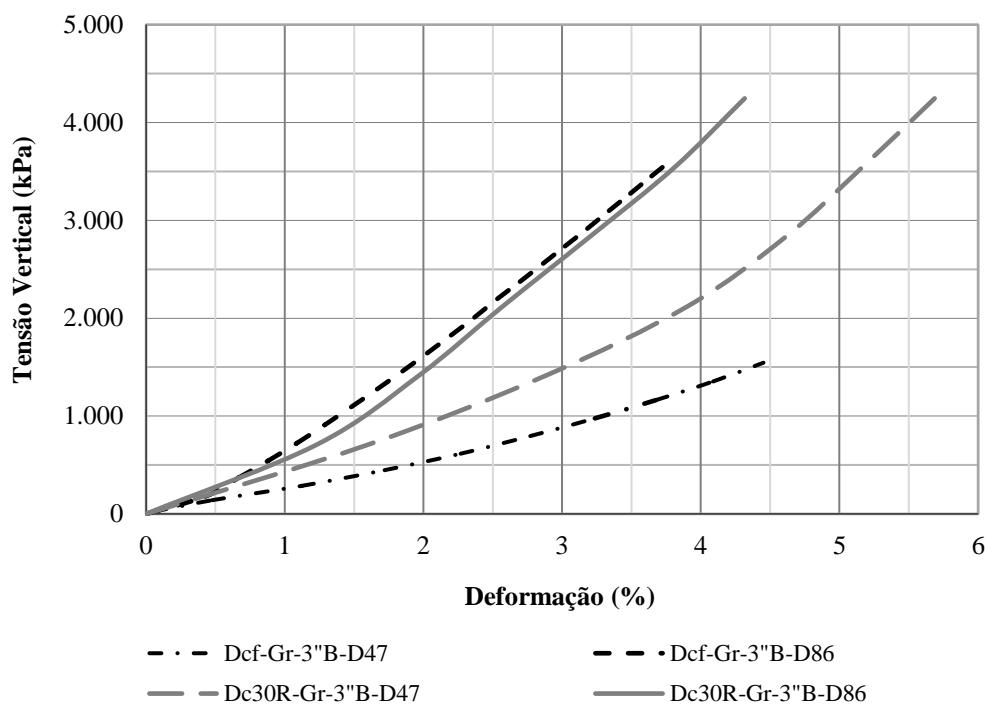


Figura 4.39 – Comparação entre σ_v vs. ϵ_v de ensaios executados na câmara rígida D_{c30R} e flexível (D_{cf}) com a curva 3''B.

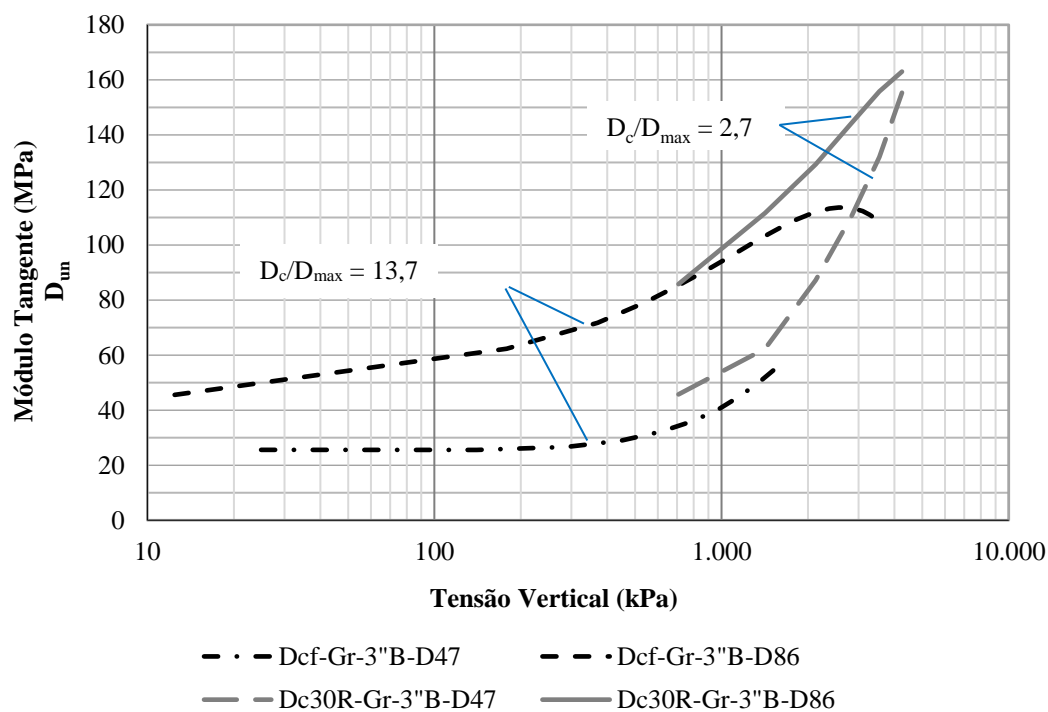


Figura 4.40 – Comparação entre D_{un} vs. σ_v de ensaios executados na câmara rígida D_{c30R} e flexível (D_{cf}) com a curva 3''B.

No entanto, o crescimento (endurecimento) dos módulos no ensaio realizado na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 2,7$) com material medianamente compactado 3"B ($D_R = 47$) é muito mais pronunciado para $\sigma_v > 1.000$ kPa. Isso, provavelmente ocorre devido à falta de espaço para movimento das partículas maiores, o que afeta a resposta do ensaio.

Diante do exposto, considera-se que o efeito de escala do equipamento (ESE) na resposta tensão-deformação de enrocamentos bem graduados ($n_f \leq 0,9$) ensaiados com as mesmas características granulométricas e de estado de compacidade é pouco representativo para relações $D_c/D_{max} \geq 8,0$, conforme observado por INDRARATNA *et al.* (1993). Considerando a grande diferença de peso de material utilizado, 1.500 kg em média na câmara rígida grande contra 30 kg em média na câmara rígida pequena, além da logística e tempo necessário para montagem dos corpos de prova, não se justifica a utilização da câmara rígida grande para execução de ensaios de compressão unidimensional para relações $D_c/D_{max} \geq 8,0$.

Para relações $2,7 \leq D_c/D_{max} < 8,0$, considera-se pouco representativo o efeito de escala do equipamento quando ensaiado material bem graduado ($n_f \leq 0,9$) denso ($D_R \geq 85\%$). Todavia, espera-se razoável influência na resposta dos ensaios com materiais bem graduados medianamente compactados e fofos. O limite da relação D_c/D_{max} para o qual não se observa ESE na resposta dos ensaios com material fofo carece de ser definido por uma campanha de ensaios específica.

4.3.2.3. Efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG)

A Tab. 4.12 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova dos 18 ensaios realizados de compressão unidimensional com a câmara flexível grande (D_{cf}), que buscaram comparar o comportamento tensão *vs.* deformação de enrocamentos moldados com o granito (Gr) de Serra da Mesa com diferentes distribuições granulométricas, tamanho máximo de partículas, índice de vazios e densidade relativa.

Verifica-se na resposta dos ensaios, apresentada a seguir, que algumas amostras apresentavam mudança de comportamento tensão *vs.* deformação a um determinado estado de tensão, caracterizado nesse trabalho como ponto a partir do qual prevalece a quebra e rearranjo das

partículas com conseqüente diminuição dos módulos, chamado colapso por tensão, que foi registrado na Tab. 4.13.

Tabela 4.12 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESG).

Iden. da Curva Granul.	n_f	C_{f. dg}	Iden. do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ₃	D_R %	e_o	e_f	σ_{v max'} kPa
Gr-8''T	1,5	8,3	D _{cf} -Gr-8''T-D ₁	5,0	19,00	1	0,386	0,340	800
			D _{cf} -Gr-8''T-D ₄₅	5,0	20,10	45	0,311	0,262	1.742
			D _{cf} -Gr-8''T-D ₆₄	5,0	20,60	64	0,279	0,258	1.900
			D _{cf} -Gr-8''T-D ₈₅	5,0	21,18	85	0,244	0,192	2.113
			D _{cf} -Gr-8''T-D ₉₂	5,0	21,40	92	0,231	0,200	1.869
			D _{cf} -Gr-8''T-D _{99sat}	5,0	21,60	99	0,219	0,200	1.983
			D _{cf} -Gr-8''T-D ₁₁₈	5,0	22,20	118	0,186	0,176	1.874
Gr-8''B	0,47	36,8	D _{cf} -Gr-8''B-D ₂₁	5,0	19,91	21	0,323	0,261	1.187
			D _{cf} -Gr-8''B-D ₄₄	5,0	20,65	44	0,276	0,215	2.010
			D _{cf} -Gr-8''B-D ₈₂	5,0	22,03	82	0,196	0,159	3.647
Gr-6''B	0,45	31,7	D _{cf} -Gr-6''B-D ₈₆	6,7	21,4	86	0,231	0,204	2.200
Gr-3''B	0,5	17,8	D _{cf} -Gr-3''B-D ₃₅	13,3	18,71	35	0,408	0,342	1.137
			D _{cf} -Gr-3''B-D ₄₇	13,3	19,17	47	0,375	0,314	1.545
			D _{cf} -Gr-3''B-D ₈₆	13,3	20,82	86	0,266	0,218	3.628
Gr-1''B	0,9	5,4	D _{cf} -Gr-1''B-D ₃₅	40,0	17,32	35	0,521	0,447	1.132
			D _{cf} -Gr-1''B-D ₄₅	40,0	17,67	45	0,491	0,423	1.544
			D _{cf} -Gr-1''B-D ₈₅	40,0	19,09	85	0,380	0,318	3.622
Gr-1½''U	5,0	1,6	D _{cf} -Gr-1½''U-D ₉₆	26,7	15,68	96	0,680	0,601	1.399

O índice de colapso (Δ_{ec}), identificado na Tab. 4.13, foi estabelecido por meio da equação a seguir, tanto para o caso de deformações causadas pela saturação, como para deformações atribuídas ao colapso por tensão:

$$\Delta_{ec} = \frac{\Delta e}{1+e_o} \quad (4.2)$$

onde,

Δe = variação do índice de vazios sob um mesmo estado de tensão;
 e_o = índice de vazios inicial da amostra.

Tabela 4.13 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESG).

Iden. da Curva Granul.	n _f	Iden. do Ensaio	γ _d kN/m ³	D _R %	e _o	e _f	Colapso		Bg %
							Índice %	σ _v ' kPa	
Gr-8''T	1,5	D _{cf} -Gr-8''T-D ₁	19,00	1	0,386	0,340	-	-	-
		D _{cf} -Gr-8''T-D ₄₅	20,10	45	0,311	0,262	0,47	1.650	5,00
		D _{cf} -Gr-8''T-D ₆₄	20,60	64	0,279	0,258	-	-	-
		D _{cf} -Gr-8''T-D ₈₅	21,18	85	0,244	0,192	0,15	1.921	7,06
		D _{cf} -Gr-8''T-D ₉₂	21,40	92	0,231	0,200	0,09	1.570	15,71
		D _{cf} -Gr-8''T-D _{99sat}	21,60	99	0,219	0,200	0,15	1.983	4,72
		D _{cf} -Gr-8''T-D ₁₁₈	22,20	118	0,186	0,176	-	-	2,23
Gr-8''B	0,47	D _{cf} -Gr-8''B-D ₂₁	19,91	21	0,323	0,261	-	-	1,69
		D _{cf} -Gr-8''B-D ₄₄	20,65	44	0,276	0,215	0,40*	2.000*	3,72
		D _{cf} -Gr-8''B-D ₈₂	22,03	82	0,196	0,159	0,05	2.200	3,92
Gr-6''B	0,45	D _{cf} -Gr-6''B-D ₈₆	21,4	86	0,231	0,204	0,06	2.020	4,21
Gr-3''B	0,5	D _{cf} -Gr-3''B-D ₃₅	18,71	35	0,408	0,342	-	-	2,86
		D _{cf} -Gr-3''B-D ₄₇	19,17	47	0,375	0,314	-	-	2,47
		D _{cf} -Gr-3''B-D ₈₆	20,82	86	0,266	0,218	0,11/ 0,35*	2.900/ 3.628*	3,81
Gr-1''B	0,9	D _{cf} -Gr-1''B-D ₃₅	17,32	35	0,521	0,447	-	-	4,51
		D _{cf} -Gr-1''B-D ₄₅	17,67	45	0,491	0,423	0,13*	1.540	3,09
		D _{cf} -Gr-1''B-D ₈₅	19,09	85	0,380	0,318	0,12	2.372	4,32
Gr-1½''U	5,0	D _{cf} -Gr-1½''U-D ₉₆	15,68	96	0,680	0,601	0,15/ 0,87**	885/ 1410**	16,10

* Colapso por saturação;

** Ensaio interrompido devido a deformação excessiva das borrachas da câmara flexível.

A Fig. 4.41 apresenta relação entre o índice de quebra (Bg) e a tensão vertical máxima (σ_{v,max}) aplicada nos ensaios com curvas consideradas bem distribuídas (B). Apesar do Bg ser considerado muito baixo para todos os ensaios, pode-se verificar um ligeiro crescimento com o aumento das tensões atuantes, mesmo associado ao aumento das densidades relativas (D_R). O aumento do diâmetro das partículas não resulta em maior índice de quebra, como era esperado, o que indica que a forma da distribuição granulométrica tem mais influência na diminuição do número de contatos e consequente quebra das partículas do que o aumento do diâmetro. Essa última afirmação fica evidente na comparação do índice de quebra de amostras com baixa densidade relativa (21 a 35%), onde a curva com menor diâmetro máximo (1''B) apresenta Bg maior do que as demais, para o mesmo estado de tensão atuante. Isso porque

essa curva, apesar de considerada bem distribuída, possui n_f de 0,9, próximo ao limite ($n_f \geq 1,0$) onde passa-se a considerar uma distribuição uniforme, contra n_f de 0,47 e 0,5 das demais amostras. Outro fato evidente foi que a inundação das amostras 8" B-D₄₄, 3" B-D₈₆ e 1" B-D₄₅, tem efeito pouco representativo no índice de quebra. O aumento da densidade relativa (D_R), para curvas 1" B, proporciona melhor distribuição dos contatos e conseqüentemente diminui o índice de quebra, mesmo para maiores tensões atuantes.

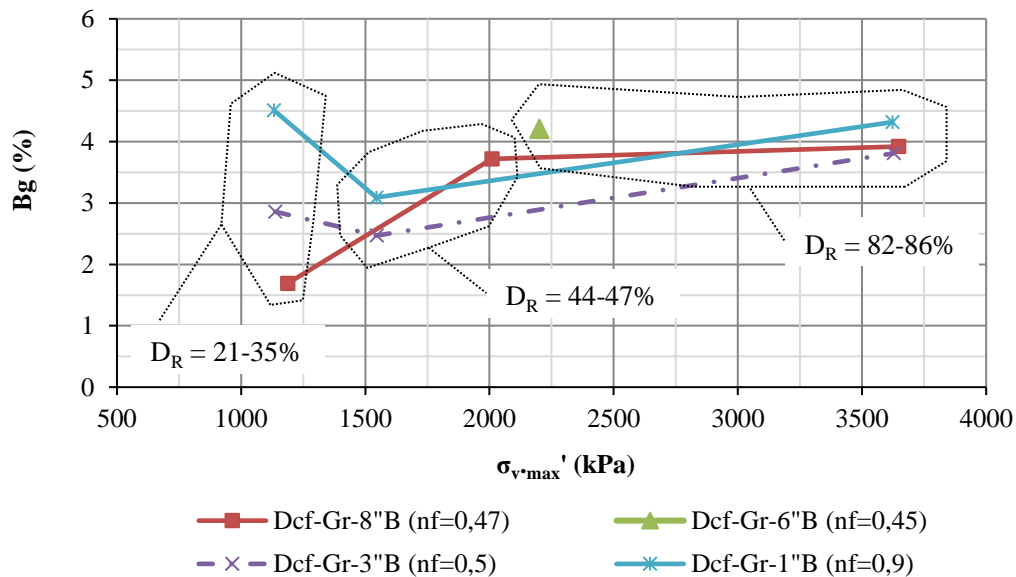


Figura 4.41 – Relação entre Bg vs. $\sigma_{v,max}$ de curvas bem distribuídas (Gr).

A Fig. 4.42 apresenta relação entre o índice de quebra (Bg) e a tensão vertical máxima ($\sigma_{v,max}$) aplicada nos ensaios com curvas consideradas truncadas (T) e uniformes (U). A curva uniforme apresenta Bg considerado moderado ($10 < Bg \leq 20\%$), porém cerca de 3 vezes superior ao Bg médio verificado nos ensaios com amostras bem distribuídas, agravado ainda pelo baixo nível de tensão alcançado com esse material. As curvas truncadas não apresentam relação direta entre Bg e fatores importantes como estado de compactidade, tensões atuantes e forma da distribuição granulométrica. Quatro ensaios com curvas truncadas apresentaram Bg compatível com os valores medidos nos ensaios com curvas bem distribuídas e um ensaio compatível com o Bg medido para a curva uniforme.

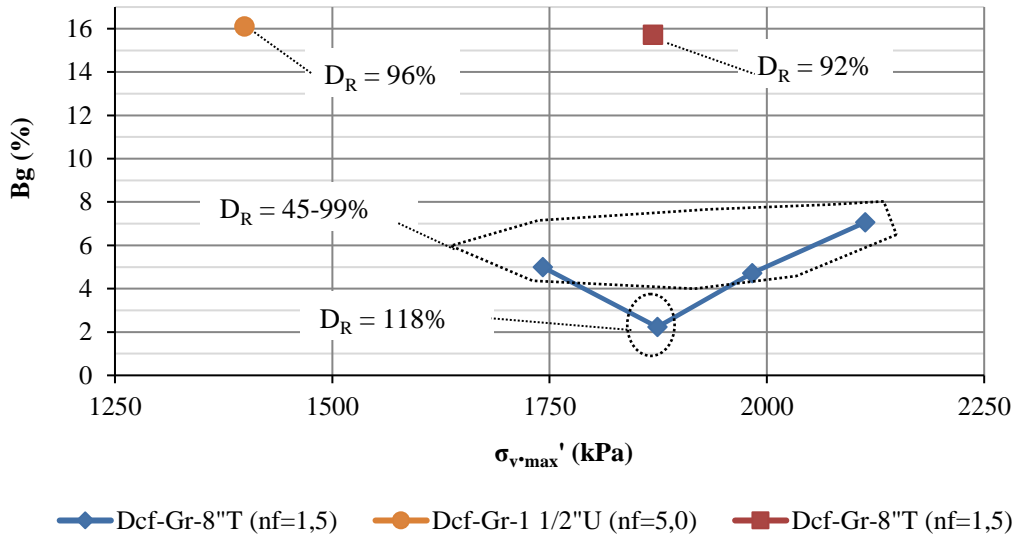
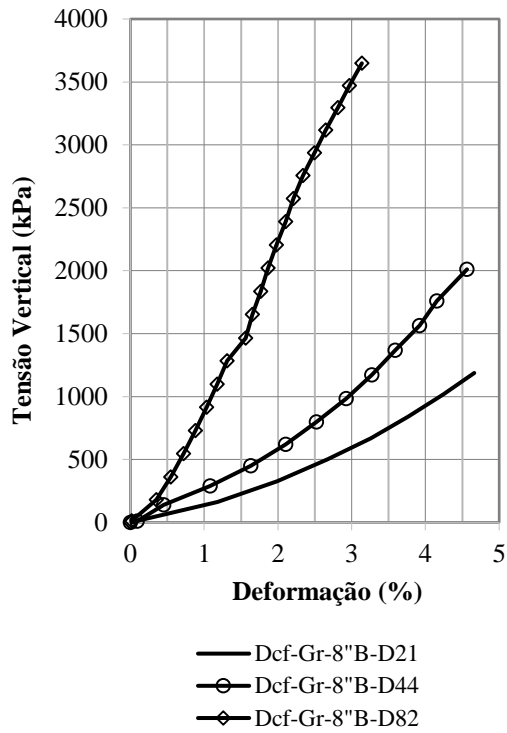
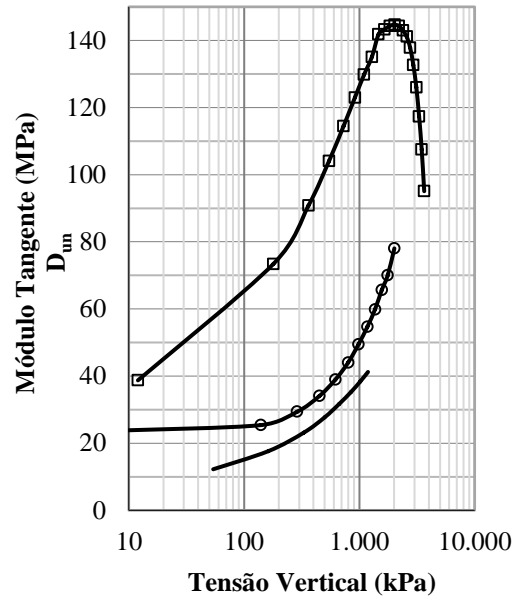


Figura 4.42 – Relação entre B_g vs. $\sigma_{v,max}$ de curvas truncadas e uniforme (Gr).

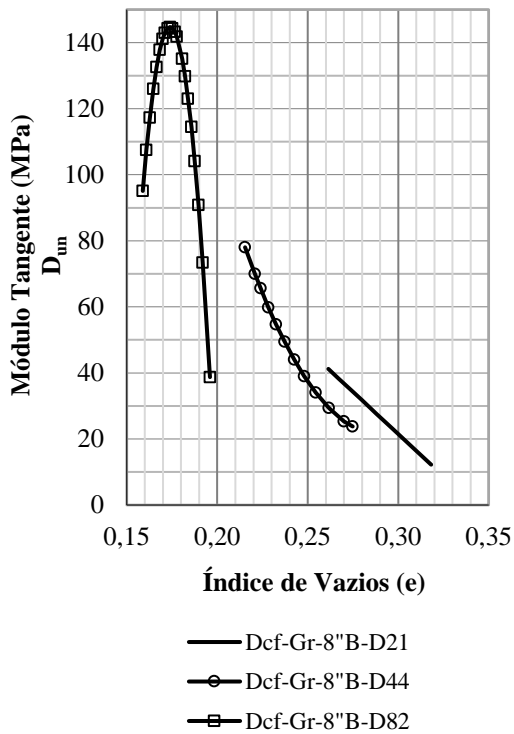
A Fig. 4.43a apresenta curvas tensão vs. deformação de três ensaios com a distribuição granulométrica 8''B ($n_f = 0,47$) e índice de vazios/ D_R diferentes (Fig. 4.43c); a Fig. 4.43b apresenta variação do módulo tangente (D_{un}) com a tensão vertical (σ_v); e a Fig. 4.43d apresenta o fator de escala ESG do módulo tangente (D_{un}) em função da σ_v , comparando o comportamento de distribuições granulométricas com mesmo D_{max} e diferentes estados de compactidade. Observa-se que o índice de vazios inicial da amostra é um parâmetro que tem grande influência na resposta tensão vs. deformação do material ensaiado. O módulo D_{un} da amostra com $D_R = 82\%$ chega a ser de 3,2 a 4,0 vezes maior do que o módulo da amostra com $D_R = 21\%$, e de 1,9 a 3,0 vezes maior se comparado com a amostra com $D_R = 44\%$ (Fig. 4.43d). A diferença entre os módulos de duas amostras submetidas ao mesmo estado de tensão tende a ser mais alta para baixas tensões, diminuindo com o aumento das tensões atuantes.



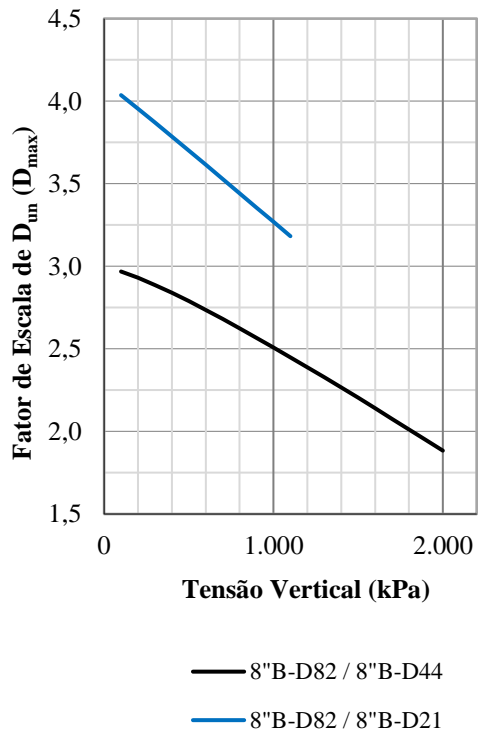
(a)



(b)



(c)



(d)

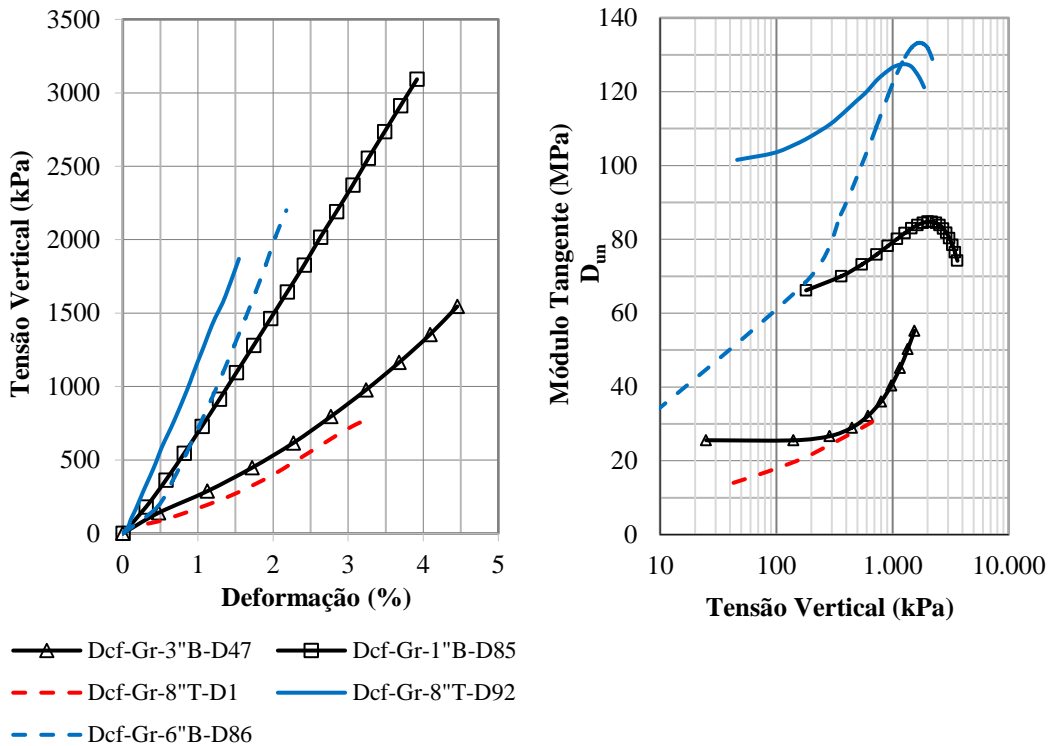
Figura 4.43 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com mesma curva granulométrica (8" B) e diferentes D_R : (a) curvas σ_v vs. ε_v ; (b) D_{un} vs. σ_v ; (c) D_{un} vs. e ; (d) ESG - D_{un} (D_{max}) vs. σ_v .

No enrocamento fofo D_{21} e medianamente compacto D_{44} , o módulo D_{un} aumenta com acréscimo de tensão vertical. Cabe aqui salientar que não houve estágios de carregamentos suficientes para tensões abaixo de 100 kPa que permitissem analisar o efeito da diminuição dos módulos a baixas tensões, associado ao pré-carregamento devido à compactação, já bem relatado na bibliografia. Ressalta-se ainda o fato desses ensaios terem sido interrompidos por deformação limite de elementos da câmara flexível. Já para o enrocamento denso D_{82} , o módulo aumenta com a tensão vertical para $\sigma_v < 2.200$ kPa, e a partir dessa tensão passa a diminuir gradativamente, efeito esse associado a predominância do faturamento e rearranjo das partículas na resposta mecânica às solicitações impostas.

As Figs. 4.44 e 4.45 comparam ensaios com o mesmo tipo de rocha (Gr), com diferentes curvas granulométricas, tanto em termos de forma (n_f) como termos de D_{max} , mas que possuem índice de vazios iniciais semelhantes.

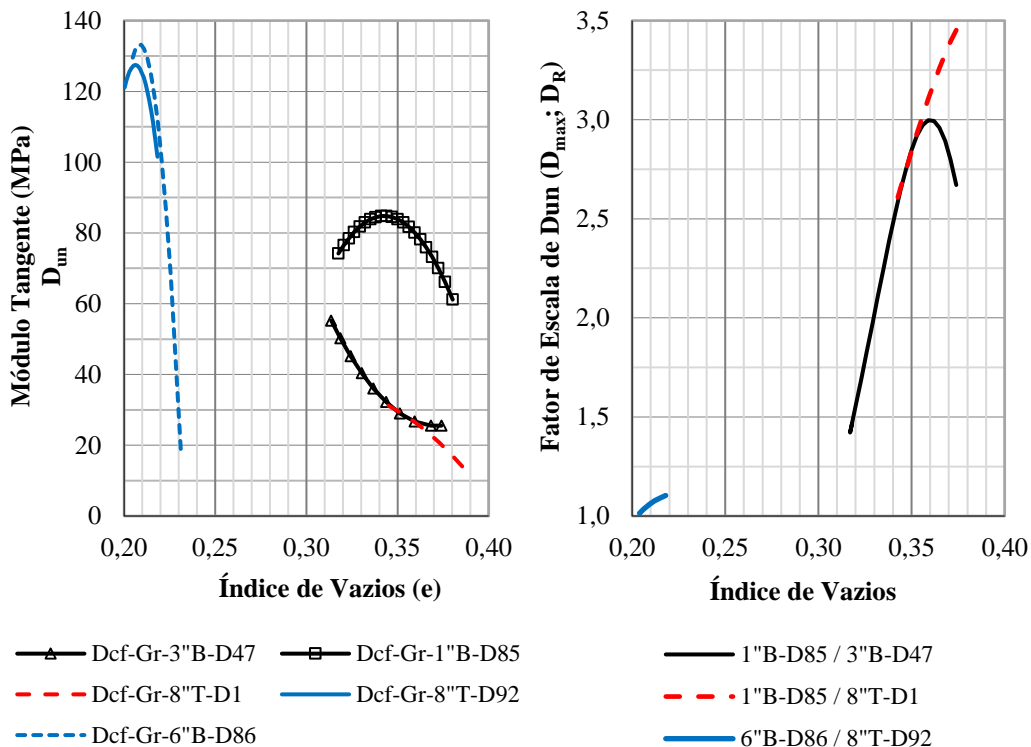
A Fig. 4.44 compara ensaios com três curvas granulométricas diferentes 8''T- D_1 ($n_f = 1,5$), 3''B- D_{47} ($n_f = 0,5$) e 1''B- D_{85} ($n_f = 0,9$), que apresentam índices de vazios inicial com valores semelhantes, respectivamente 0,340, 0,314 e 0,318 (Tab. 4.12), e diferentes densidades relativas ($D_R = 1, 47$ e 85%). Observa-se na Fig. 4.44b que os enrocamentos 8''T- D_1 e 3''B- D_{47} possuem desenvolvimento dos módulos com acréscimo da tensão vertical semelhante entre si e compatível com o comportamento de amostras fofas a medianamente compactadas. Porém, o enrocamento 1''B- D_{85} , com D_{max} 8 e 3 vezes menor do que as demais amostras, apresenta comportamento de material denso, com o crescimento do módulo até $\sigma_v < 2.372$ kPa, com posterior diminuição com o acréscimo de tensão. Para o mesmo índice de vazios, o módulo do enrocamento 1''B- D_{85} chega a ser 1,4 a 3,0 vezes superior ao módulo do enrocamento 3''B- D_{47} , e até 3,5 vezes superior ao do enrocamento 8''T- D_1 (Fig. 4.44d).

Comparando os ensaios com as curvas 8''T- D_{92} ($n_f = 1,5$) e 6''B- D_{86} ($n_f = 0,45$), que possui razão entre os D_{max} de 1,34, que apresentam índices de vazios inicial respectivamente de 0,200 e 0,204, ambas amostras consideradas densas ($D_R = 92$ e 86%), pode-se constatar que existe significativa diferença entre os módulos D_{un} para $\sigma_v < 1.000$ kPa (Fig. 4.44b).



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 4.44 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo índice de vazios e curvas granulométricas diferentes: (a) curvas σ_v vs. ϵ_v ; (b) D_{un} vs. σ_v ; (c) D_{un} vs. e ; (d) ESG - D_{un} ($D_{max}; D_R$) vs. σ_v .

Porém, comparando o mesmo índice de vazios no decorrer do ensaio não se verifica diferença significativa entre os módulos (Fig.4.44c). Observa-se ainda que as duas curvas granulométricas possuem uma tensão vertical característica no qual os módulos passam a diminuir gradativamente (Tab. 4.13).

A Fig. 4.45 compara ensaios com três curvas granulométricas diferentes 3''B-D₈₆ ($n_f = 0,5$), 8''B-D₄₄ ($n_f = 0,47$) e 8''T-D₆₄ ($n_f = 1,5$), que apresentam índices de vazios inicial com valores semelhantes, respectivamente 0,266 (20,82 kN/m³), 0,276 (20,65 kN/m³) e 0,279 (20,60 kN/m³; Tab. 4.12), e diferentes densidades relativas ($D_R = 86, 44$ e 64%). Observe-se na Fig. 4.45b que os módulos crescem com o aumento da tensão vertical, porém com valores distintos nos três enrocamentos ensaiados. Para o ensaio com a curva 3''B-D₈₆, o módulo passa a diminuir gradativamente para $\sigma_v > 2.372$ kPa. Para o mesmo índice de vazios, o módulo do enrocamento 3''B-D₈₆ chega a ser 1,5 a 2,4 vezes superior ao módulo do enrocamento 8''B-D₄₄ (Fig. 4.45d). Nesse comparativo entre curvas bem graduadas ($n_f = 0,5$ e 0,47), a de menor D_{max} (3'') apresenta a maior densidade relativa (86%) se comparada à curva de 8'' ($D_R = 44\%$), de acordo com os exemplos já apresentados na Fig. 4.44.

No entanto, comparando as duas curvas com o mesmo D_{max} (8'') e forma da distribuição granulométrica distintas (8''B vs. 8''T) observa-se que, para o mesmo índice de vazios, essas curvas apresentam D_R diferentes (44 e 64%) e, principalmente, desenvolvimento dos módulos com aumento da σ_v muito distintos (Fig. 4.45b). Comparando os resultados entre as curvas 8''T-D₆₄ e 3''B-D₈₆, verifica-se que a de menor D_R (64%) apresentou maior módulo para o mesmo estado de tensão. Comparando o mesmo índice de vazios a razão entre os módulos apresenta valores entre 2,2 e 2,6 (Fig. 4.45d). Nota-se ainda que a curva 8''T-D₆₄ apresenta desenvolvimento dos módulos com o aumento da σ_v (Fig. 4.45b) diferente daquele observado para a curva 8''T-D₈₂ (Fig. 4.44b).

A Fig. 4.45 compara ainda ensaios com as curvas granulométricas 8''B-D₈₂ ($n_f = 0,47$) e 8''T-D₁₁₈ ($n_f = 1,5$), que apresentam índices de vazios inicial com valores de 0,196 (22,03 kN/m³) e 0,186 (22,20 kN/m³; Tab. 4.12), e diferentes densidades relativas ($D_R = 82$ e 118%). Todavia, apresentam desenvolvimento dos módulos com o acréscimo da tensão vertical semelhante para $\sigma_v < 2.000$ kPa.

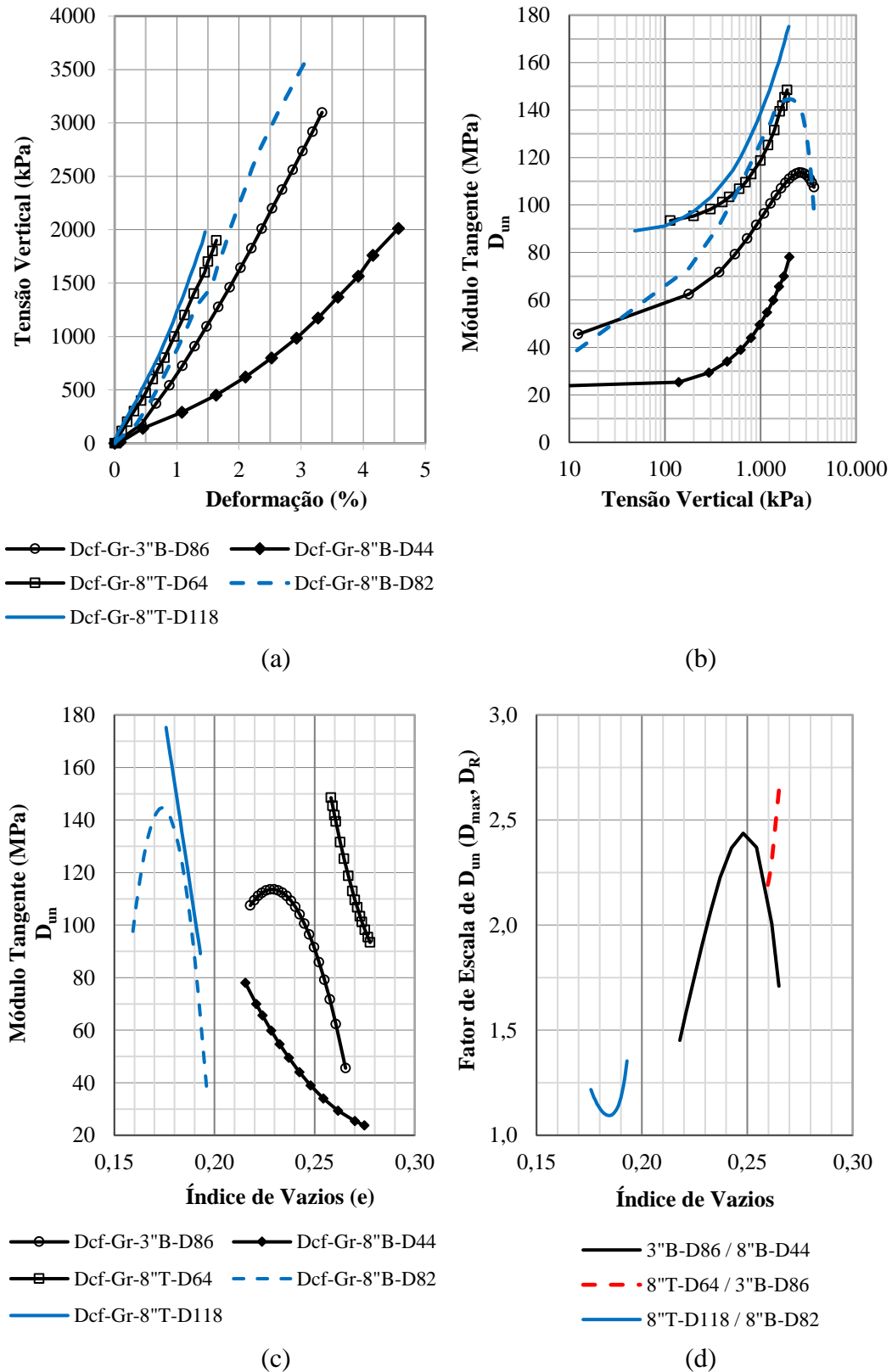


Figura 4.45 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo índice de vazios e curvas granulométricas diferentes: (a) curvas σ_v vs. ε_v ; (b) D_{un} vs. σ_v ; (c) D_{un} vs. e; (d) ESG - D_{un} (D_{max} ; D_R) vs. σ_v .

Dos ensaios apresentados nas Figs. 4.44 e 4.45, conclui-se que o índice de vazios não consegue representar a mudança de escala de curvas granulométricas com D_{max} diferentes e nem mesmo a mudança da forma da distribuição (n_f diferentes) com o mesmo D_{max} . A excessão a essa observação pode ocorrer no caso da comparação entre curvas uniformes com partículas com formato regular, conforme discutido no item 4.3.1.

Uma curva granulométrica em escala de laboratório, paralela a de campo ou com mesmo n_f , e com o mesmo índice de vazios do protótipo, tende a alcançar D_R maior do que o enrocamento de campo e, conseqüentemente, apresentar maior rigidez dos módulos.

Ao lançar mão do artifício do truncamento da curva de campo, corre-se o risco de falta de representatividade, pois ora essas amostras apresentam comportamento de enrocamento bem distribuído, ora de enrocamento uniforme (Figs. 4.42, 4.43 e 4.44), ou seja, esse tipo de modelagem é dependente do ponto escolhido para o truncamento, quantidade de finos e arranjo estrutural conseguido na construção da amostra.

As Figs. 4.46, 4.47 e 4.48 apresentam resultados de 10 ensaios de compressão unidimensional com o mesmo material Gr, duas curvas granulométricas com o mesmo D_{max} (8"), diferentes formas da curva T e B ($n_f = 1,5$ e $0,47$) e uma grande abrangência de índice de vazios inicial. Analisando esses ensaios, verifica-se que as curvas bem distribuídas 8"B apresentam uma relação direta entre o aumento da densidade relativa inicial e o aumento do módulo para os primeiros estágios de carragemaneto. Por outro lado, nas curvas truncadas 8"T essa relação nem sempre é verdadeira, ver 8"T-D₈₅ e 8"T-D₆₄.

Os enrocamentos 8"T-D₁, 8"T-D₄₅ e 8"T-D₈₅ apresentam módulos compatíveis com as demais amostras fofas e/ou medianamente compactadas, enquanto os enrocamentos 8"T-D₆₄, 8"T-D₉₂, 8"T-D_{99sat} e 8"T-D₁₁₈ apresentam módulos compatíveis com as demais amostras densas. Os enrocamentos 8"T-D₄₅, 8"T-D₈₅ e 8"T-D₉₂ apresentam ponto de inflexão das curvas dos módulos (Fig. 4.47), caracterizado pela tensão vertical a partir do qual passa a predominar a quebra de partículas e diminuição dos módulos, típico de amostras densas bem distribuídas ou uniformes.

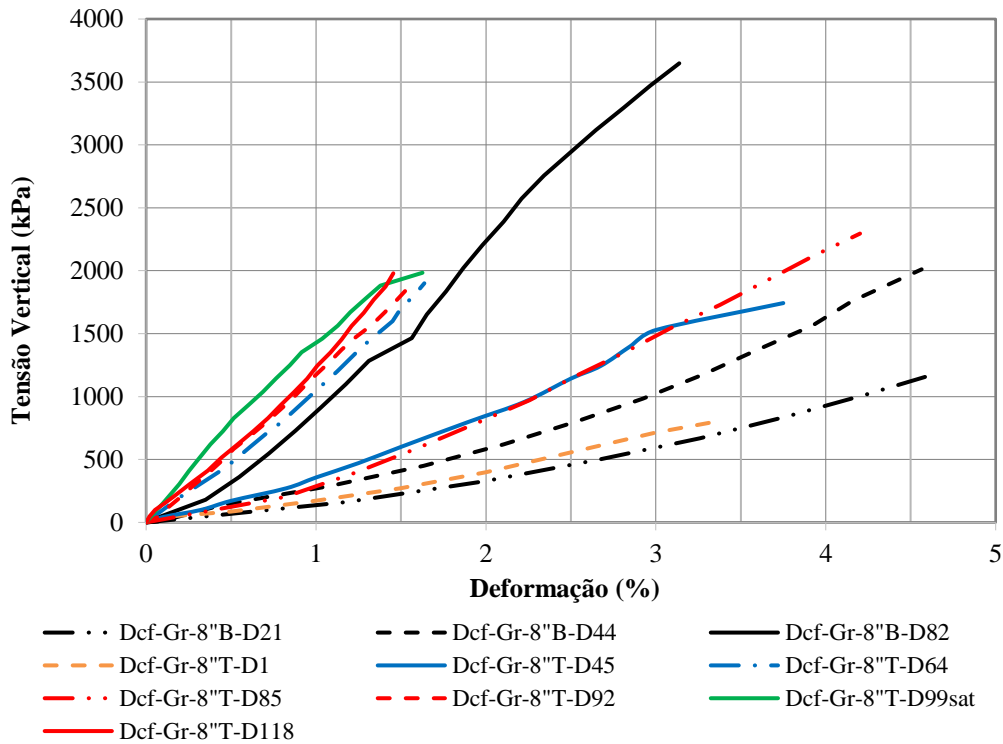


Figura 4.46 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo D_{max} , diferentes n_f e índice de vazios: curvas σ_v vs. ϵ_v .

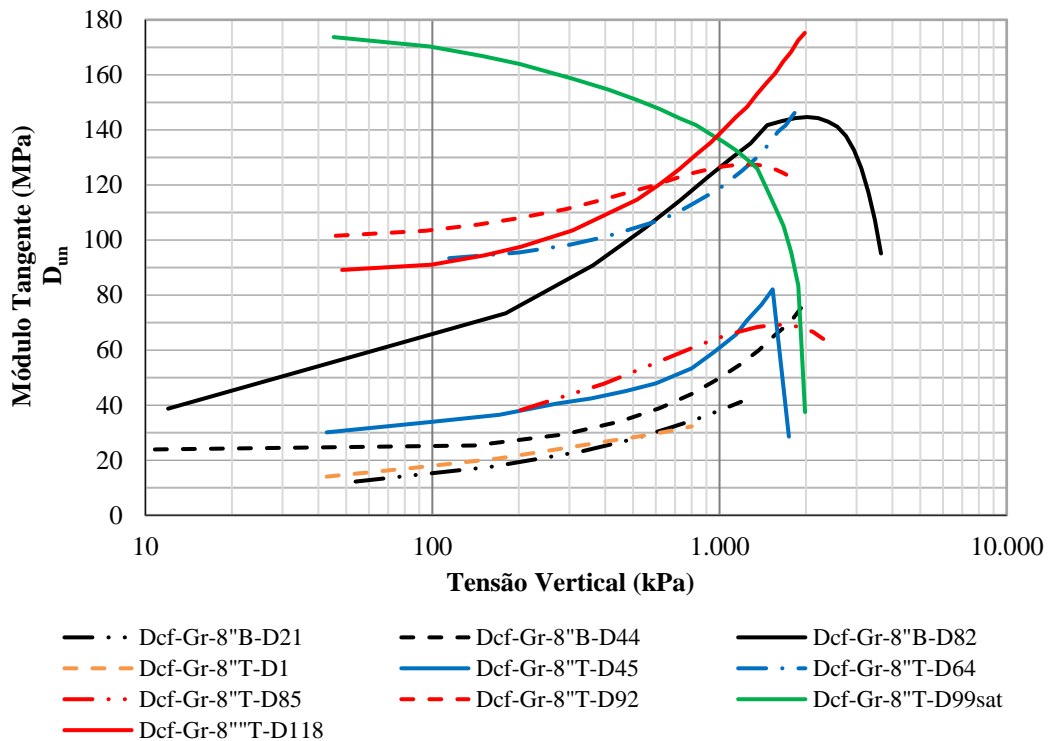


Figura 4.47 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo D_{max} , diferentes n_f e índice de vazios: D_{un} vs. σ_v .

As incoerências encontradas na comparação do comportamento entre ensaios com enrocamentos com curvas truncadas reforçam as dificuldades de modelagem e interpretação de ensaios com essa forma de distribuição.

Como o truncamento realizado nos ensaios com o Gr manteve 40% do material bem distribuído e 60% uniforme, ora observa-se predominância de comportamento de material bem distribuído, com elevados módulos para altas densidades (Fig. 4.47), ora observa-se comportamento de material uniforme, com predominância de maiores índices de colapso a baixas tensões (Fig. 4.49).

O aumento do módulo D_{un} com o nível de tensão aplicada indica que o aumento do embricamento do enrocamento deve exercer influência maior que o fraturamento das partículas para baixas tensões, até a ocorrência de uma tensão vertical ($\sigma_v > 1.500$ kPa) onde passa a predominar a quebra de partículas e diminuição dos módulos.

Da Fig. 4.48 pode-se extrair que, para a mesma distribuição 8”T e D_R iniciais diferentes, os módulos são diferentes, se comparado os mesmos índices de vazios no decorrer do ensaio.

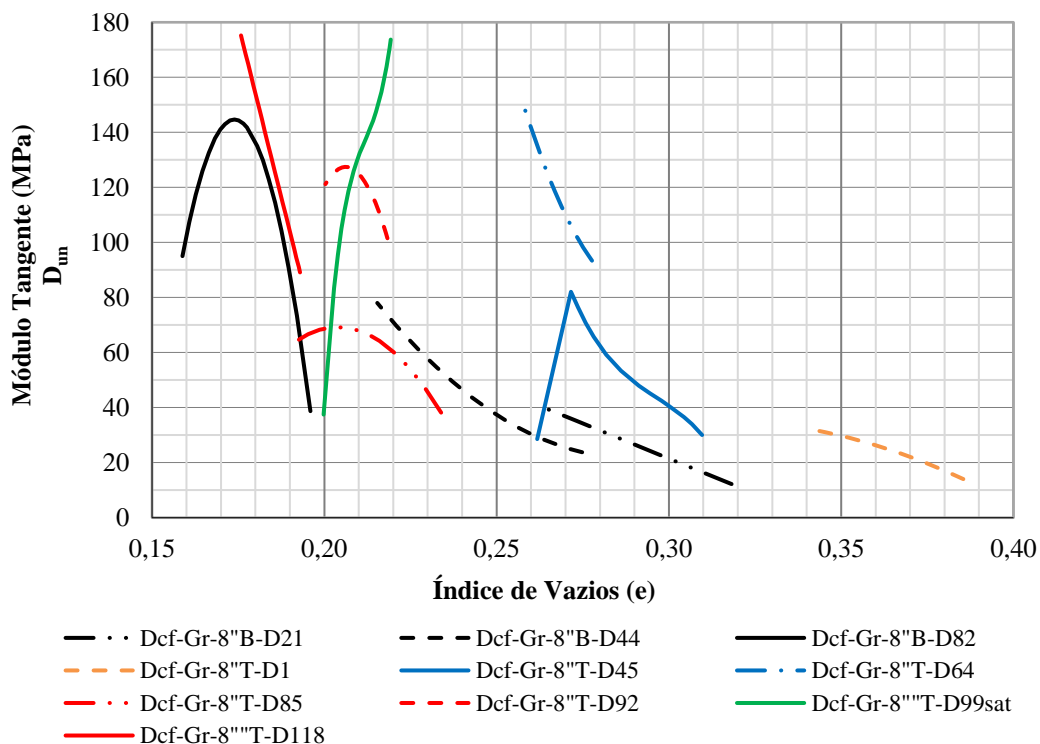


Figura 4.48 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo D_{max} , diferentes n_f e índice de vazios: D_{un} vs. e .

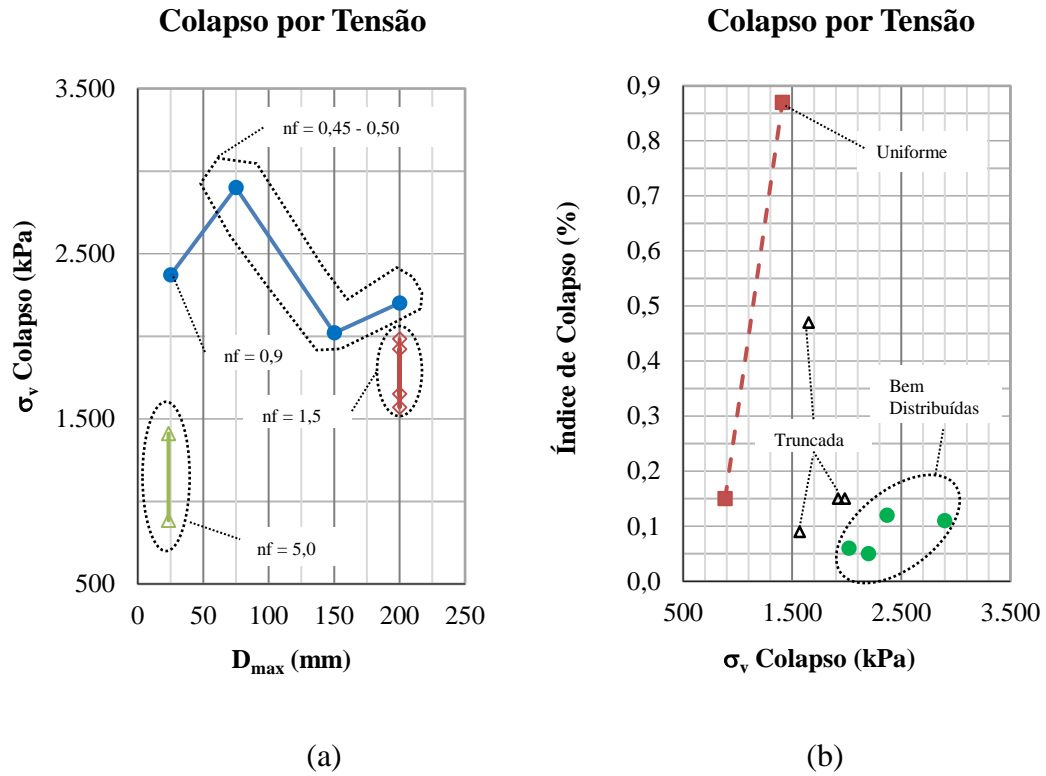
Destaca-se ainda nas Figs. 4.46 e 4.47 o comportamento do ensaio com a curva $8''T-D_{99sat}$ que apresenta módulo inicial elevado ($D_{un} = 173$ MPa), tendendo a diminuir gradativamente já nos primeiros estágios de acréscimo de tensão vertical até chegar a $\sigma_v = 1.983$ kPa, onde ocorre aumento da velocidade de deformação da amostra e conseqüente queda brusca do módulo tangente (D_{un}). Vale destacar que o baixo índice de quebra dessa amostra $B_g = 4,72\%$ não consegue exprimir a brusca mudança de comportamento desse material ao atingir uma tensão de colapso.

Analisando o peneiramento dos materiais ensaiados, nota-se que a quebra do material saturado no início do ensaio se dá de forma distribuída em quase todas as faixas granulométricas, enquanto a quebra do material inundado no final do ensaio se dá, preferencialmente, de forma concentrada nas partículas maiores.

Pode-se inferir que a compactação de partículas saturadas leva à quebra dos contatos mais frágeis e melhor imbricamento inicial, o que favorece a resposta de altos módulos iniciais. Se o carregamento se der com as partículas ainda saturadas, o fator quebra dos contatos e das partículas predomina sobre o fator aumento do embricamento, causando a progressiva diminuição dos módulos até uma tensão de colapso, que está relacionada ao arranjo estrutural inicial do enrocamento.

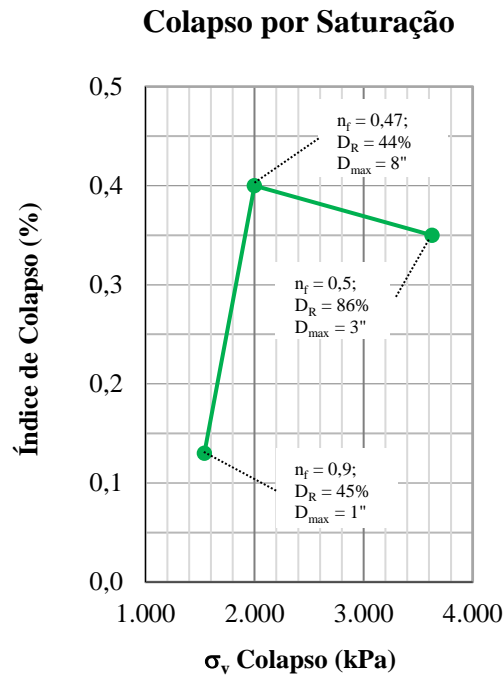
O comportamento descrito é difícil de ser individualizado em campo, pois, de forma prática, o que se tem em campo é o carregamento do enrocamento com ciclos de molhagem e secagem, tanto artificial causado pela molhagem durante o processo de compactação, quanto natural causado pelos ciclos de chuvas que podem ocorrer no decorrer da construção do aterro.

A Fig. 4.49 apresenta comparação entre o índice de colapso por saturação e por tensão das amostras de enrocamentos ensaiadas com o Gr. Na Fig. 4.49a observa-se que quanto menor o n_f , curva melhor distribuída, maior é a tensão vertical para que ocorra o colapso. Verifica-se também que para o mesmo n_f , o aumento do D_{max} causa diminuição da tensão de colapso. Logo, o aumento das forças de contato e conseqüente quebra de partículas para um mesmo material (Gr) é influenciado, em ordem de importância, pelas tensões atuantes, forma da distribuição granulométrica (n_f), D_{max} e D_R .



(a)

(b)



(c)

Figura 4.49 – Comparação entre o índice de colapso por tensão e saturação dos enrocamentos de Gr ensaiados no laboratório.

A tensão de colapso de um enrocamento uniforme chega a ser menos da metade do valor da tensão de colapso de um enrocamento bem distribuído (Fig.4.49a), já seu índice de colapso chega a ser mais que o dobro do índice de colapso por saturação de enrocamentos bem distribuídos (Figs. 4.49b e 4.49c). Em termos de deformação, o colapso do enrocamento Gr-1 ½”U-D₉₆ causou deformação instantânea de 0,9% a uma tensão vertical constante de 1.410 kPa, contra aproximadamente 0,35% causado pela saturação do Gr-3”B-D₈₆ submetido a uma tensão vertical de 3.628 kPa. Pode-se concluir que o colapso por tensão em amostras uniformes é tão importante quanto o colapso por saturação verificado nos enrocamentos.

O índice de colapso por saturação é influenciado por ordem de importância pela: forma da distribuição granulométrica (n_f), D_{max} , tensões atuantes e D_R .

A Fig. 4.50 compara ensaios com três curvas granulométricas diferentes 1”B ($n_f = 0,9$), 3”B ($n_f = 0,5$), 8”B ($n_f = 0,47$), simulando a mudança de escala do D_{max} , com amostras moldadas com dois estados de compactidade, fofo ($DR = 21$ a 35%) e medianamente compactadas ($DR = 44$ a 47%). Observa-se na Fig. 4.51 que os módulos crescem com o aumento da tensão vertical, até a tensão para a qual a deformação da câmara flexível atinge o seu limite.

Para os enrocamentos considerados fofos os módulos desenvolvidos com acréscimo da tensão são bastante semelhantes para as curvas 3”B-D₃₅ e 8”B-D₂₁, razão entre D_{max} de 2,67, que possuem praticamente a mesma forma da distribuição, respectivamente n_f de 0,5 e 0,47 (Fig. 4.53a). Já comparando os módulos das duas primeiras curvas citadas com a curva 1”B-D₃₅, $n_f = 0,9$ e razão entre D_{max} de 3 e 8, verifica-se o maior endurecimento dos módulos para as curvas de maior D_{max} a partir de $\sigma_v > 200$ kPa, chegando ao acréscimo de 25% no valor do módulo para $\sigma_v = 1.100$ kPa.

Para os enrocamentos considerados medianamente compactados os módulos desenvolvidos apresentam um rápido aumento nas curvas 3”B-D₃₅ e 8”B-D₂₁ para $\sigma_v > 300$ kPa (Fig. 4.51), razão entre D_{max} de 2,67, mantendo uma diferença proporcional de 20% entre os módulos a um mesmo estado de tensão (Fig. 4.53b). No entanto, para a curva 1”B-D₃₅ o aumento do módulo com o estado de tensão é gradativo e menos acentuado do que o observado nas duas primeiras curvas granulométricas, chegando a apresentar uma defasagem do módulo de 50% para $\sigma_v = 1.500$ kPa se comparado os resultados com a curva 8”B-D₂₁, razão entre D_{max} de 8.

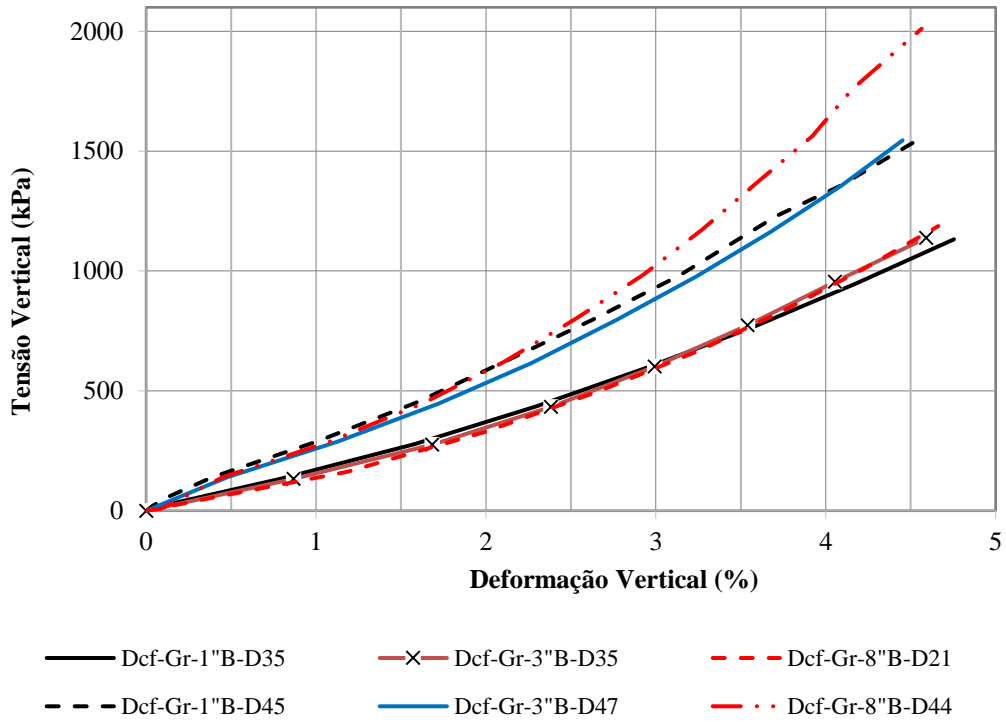


Figura 4.50 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (35 e 45%) e diferentes D_{max} (1", 3" e 8"): curvas σ_v vs. ϵ_v .

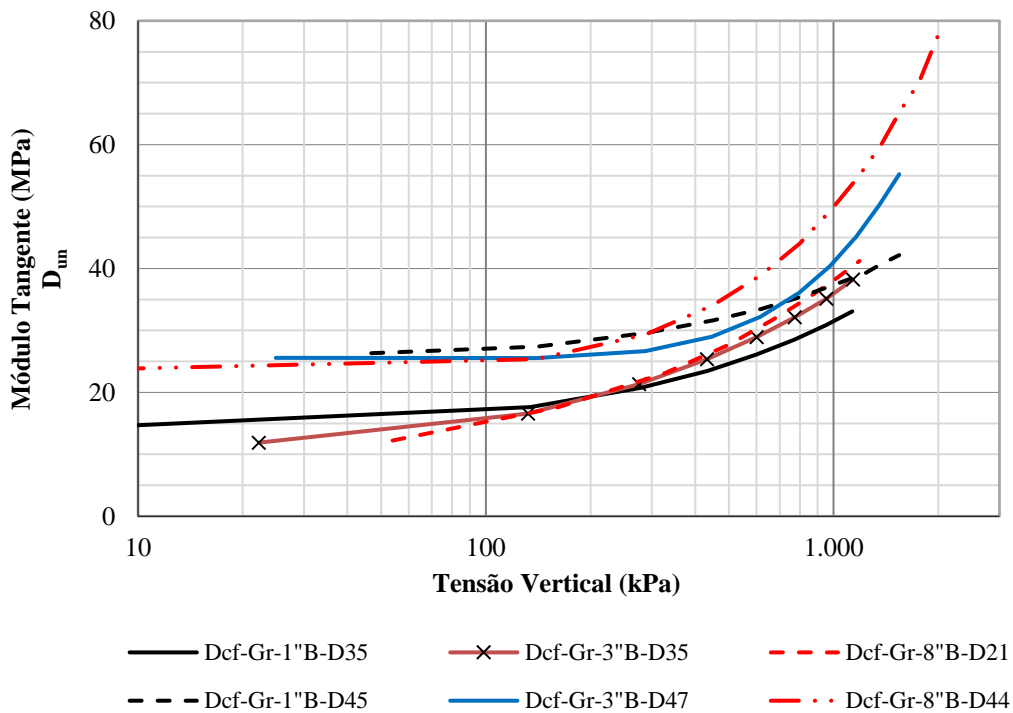


Figura 4.51 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (35 e 45%) e diferentes D_{max} (1", 3" e 8"): D_{un} vs. σ_v .

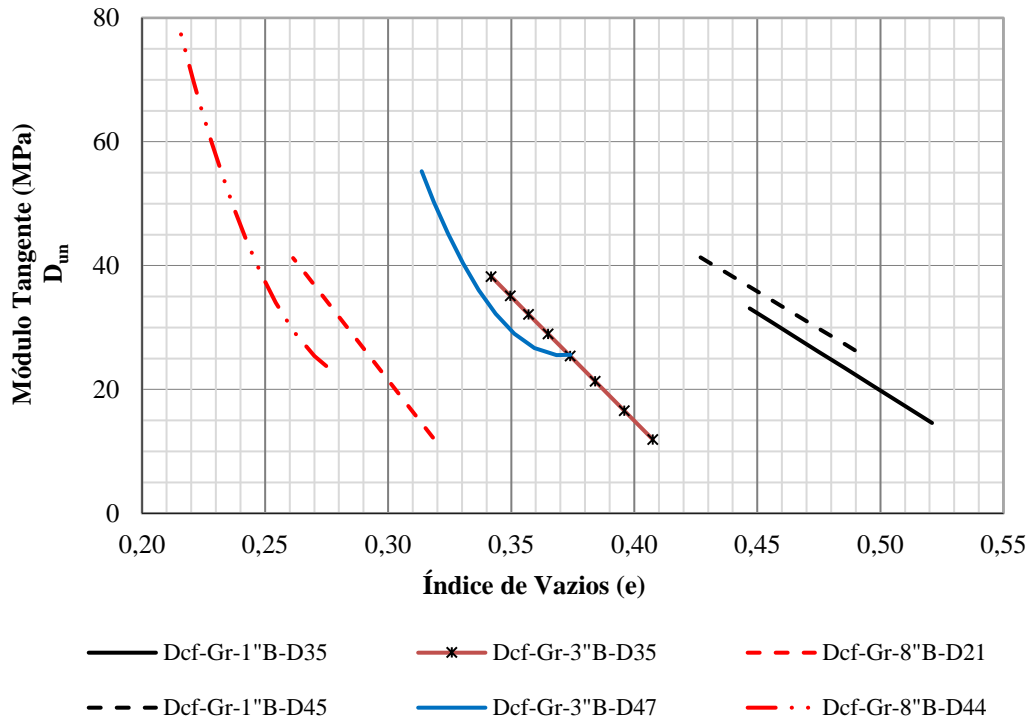


Figura 4.52 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (35 e 45%) e diferentes D_{max} (1'', 3'' e 8''): D_{un} vs. e .

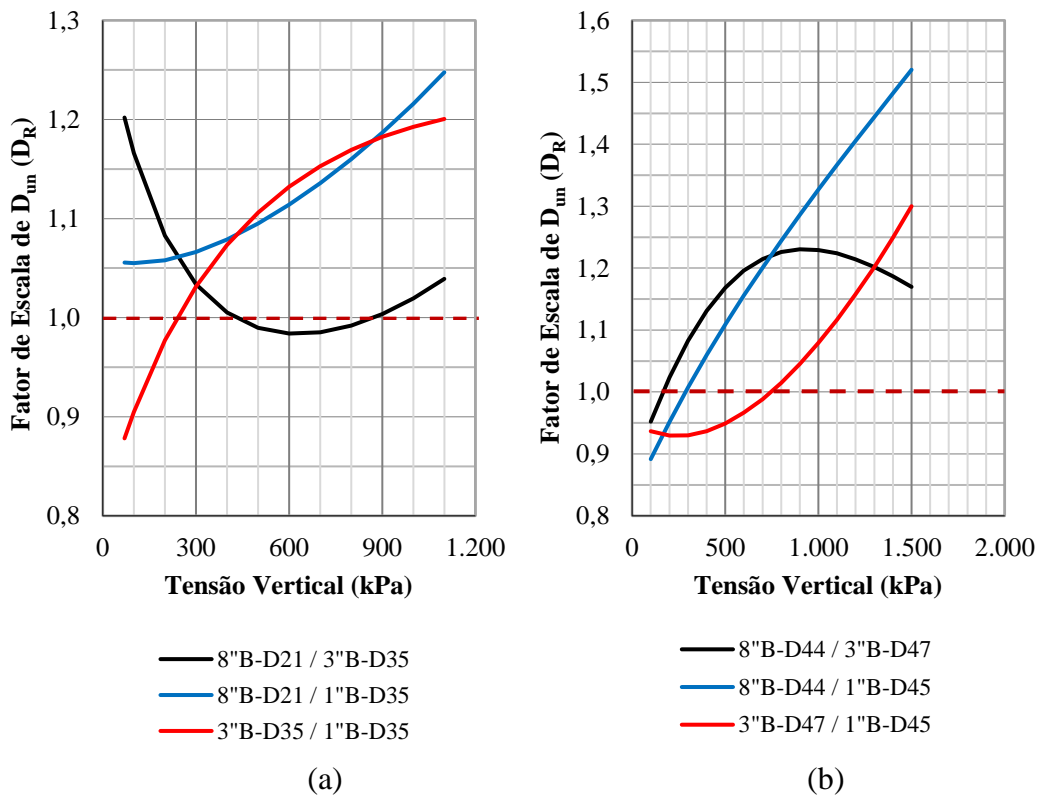


Figura 4.53 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (35 e 45%) e diferentes D_{max} (1'', 3'' e 8''): ESG - D_{un} (D_R) vs. σ_v .

A Fig. 4.52 exemplifica o fato de amostras de um mesmo material (Gr) com índices de vazios iniciais diferentes, mas com a mesma densidade relativa (D_R), fofas e medianamente compactadas, apresentam comportamento tensão vs. deformação semelhantes, o que resulta em módulos tangentes iniciais com a mesma ordem grandeza. O acréscimo de tensão nessas amostras pode diferenciar o comportamento dos módulos em função das forças de contato desenvolvidas (n_f e D_{max}) e a resistência da partícula (D_{max}), mas essa diferença é pequena ($\leq 20\%$) para razão entre $D_{max} < 3$.

A Fig. 4.54 compara ensaios com 5 curvas granulométricas diferentes 1" B ($n_f = 0,9$), 1 1/2" U ($n_f = 5,0$), 3" B ($n_f = 0,5$), 6" B ($n_f = 0,45$) e 8" B ($n_f = 0,47$), simulando a mudança de escala do D_{max} e a forma da curva (n_f), com amostras moldadas no estado denso ($D_R = 82$ a 96%). Observa-se na Fig. 4.55 que os módulos crescem com o aumento da tensão vertical, até a tensão para a qual prevalece o fraturamento das partículas e conseqüente diminuição dos módulos.

Para $\sigma_v < 100$ kPa os módulos tangentes possuem a mesma ordem de grandeza para as 4 curvas consideradas bem distribuídas (B). Para $\sigma_v > 100$ kPa fatores como D_{max} e n_f passam a ter maior influência na resposta do ensaio. Verifica-se maior endurecimento dos módulos com o acréscimo de tensões, bem como diminuição da tensão de colapso, para curvas com maior D_{max} . Um rápido crescimento dos módulos para $\sigma_v > 200$ kPa é verificado para as 3 curvas bem distribuídas com $n_f \leq 0,5$, e um crescimento gradativo moderado para a curva com $n_f = 0,9$.

A Fig. 4.57 apresenta o fator de escala do módulo D_{un} , para o mesmo estado de tensão, comparando curvas com diferentes D_{max} e a mesma D_R . Comparando as 3 curvas com aproximadamente o mesmo n_f (0,47, 0,45, e 0,5), verifica-se que, para $\sigma_v > 200$ kPa os maiores módulos ocorrem nas curvas com maior D_{max} , a razão entre os D_{max} e a maior razão entre D_{un} são respectivamente: 1,34 (8"/6") para 1,13 (ESG- D_{un}); 2,67 (8"/3") para 1,34 (ESG- D_{un} ; Fig. 4.57b).

Todavia, ao comparar curvas bem distribuídas com n_f diferentes o fator de escala dos módulos aumenta: 3,0 (3"/1") para 1,45 (ESG- D_{un}); 8,0 (8"/1") para 1,7 (ESG- D_{un}).

Na comparação do comportamento tensão vs. deformação entre a curva uniforme (1 ½"U) e as demais curvas bem distribuídas, moldadas em estado denso, verifica-se que, essa primeira apresenta módulos muito inferiores (40 a 60%) às demais (Fig. 4.55), além de apresentar colapso para um estado de tensão muito mais baixo do que as demais curvas ensaiadas (Figs. 4.55 e 4.49b). Comparando diretamente os módulos para um mesmo estado de tensão das curvas 1 ½"U e 1"B verifica-se que, para a razão entre D_{max} igual a 1,5 a razão entre os módulos varia entre 0,64 e 0,17. Dessa forma, fica demonstrado que o n_f tem papel fundamental na comparação entre os módulos de curvas distintas e que o aumento do n_f , ou seja, ao deixar a amostra mais uniforme (ou truncada), os módulos diminuem para ensaios em amostras com a mesma densidade relativa.

Como é uma prática comum tentar simular o enrocamento do protótipo ensaiando em laboratório amostras com menores D_{max} e com o mesmo índice de vazios de campo, adotando para isso curvas truncadas, fica compreensível o fato relatado na bibliografia de algumas campanhas de ensaios serem consideradas representativas e outras não do comportamento dos enrocamentos em escala de campo.

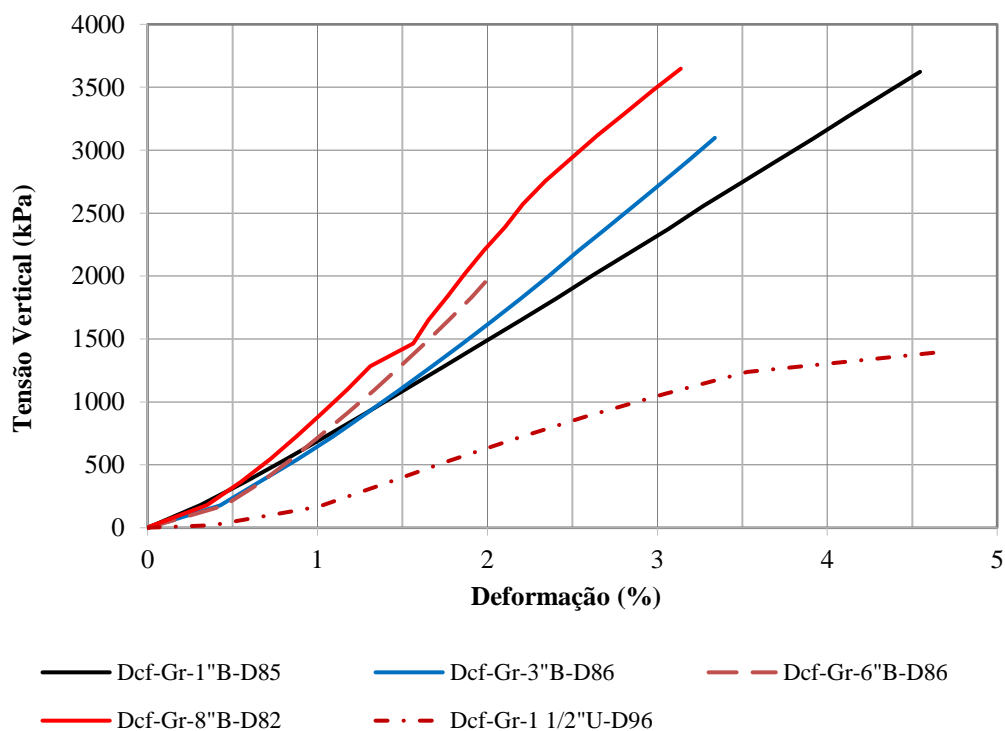


Figura 4.54 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (85%) e diferentes D_{max} (1", 1 ½", 3", 6" e 8"): curvas σ_v vs. ϵ_v .

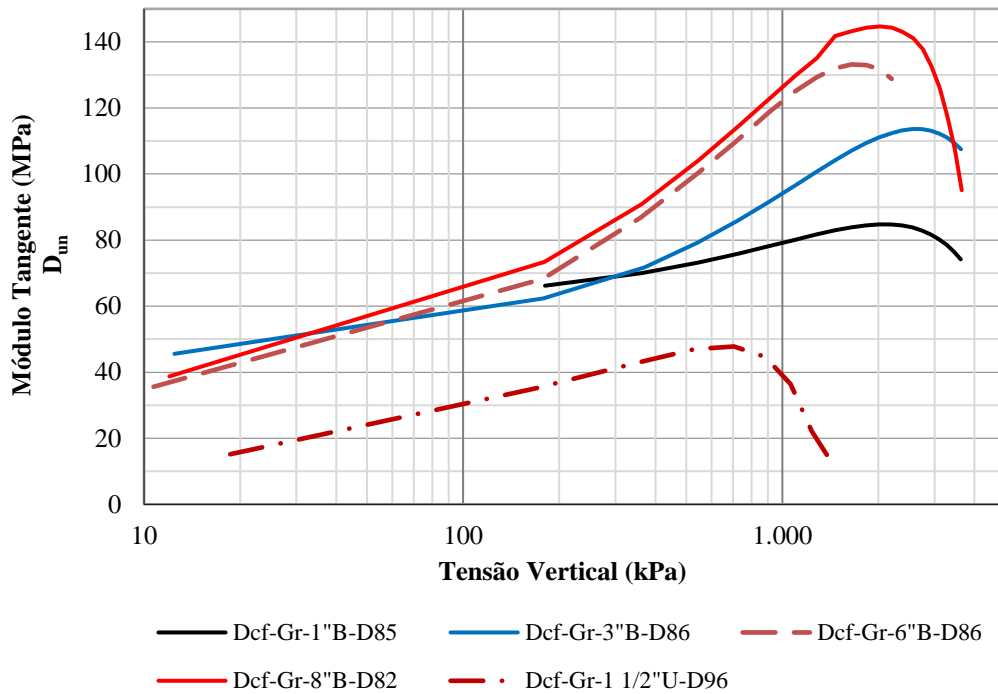


Figura 4.55 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (85%) e diferentes D_{max} (1", 1 1/2", 3", 6" e 8"): D_{un} vs. σ_v .

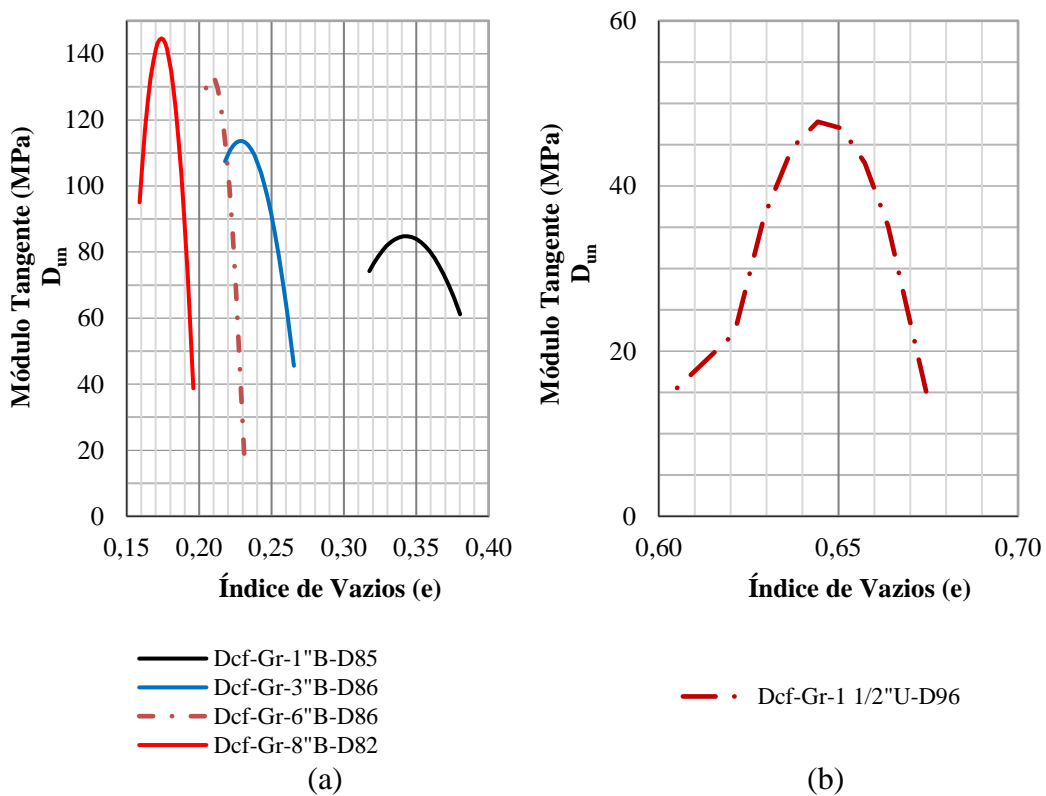


Figura 4.56 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (85%) e diferentes D_{max} (1", 1 1/2", 3", 6" e 8"): D_{un} vs. e .

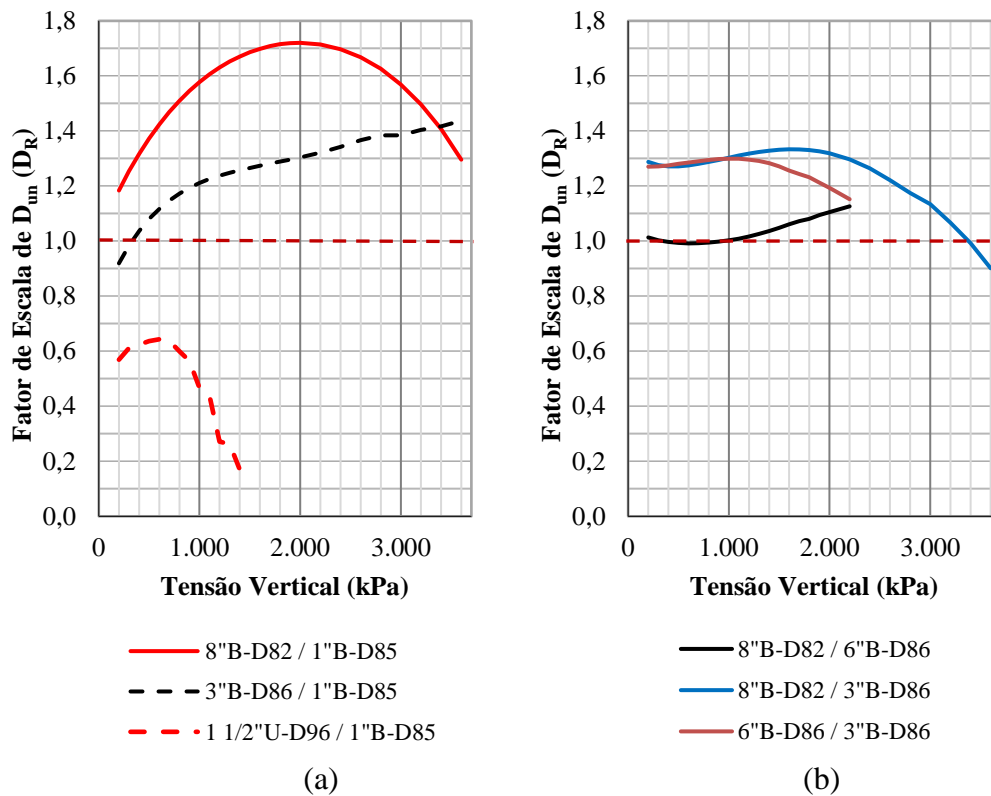


Figura 4.57 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com a mesma D_R (85%) e diferentes D_{max} (1", 1 1/2", 3", 6" e 8"): ESG - D_{un} (D_R) vs. σ_v .

A Fig. 4.58 apresenta os módulos no descarregamento e recarregamento dos ensaios realizados com as curvas 3"B-D₃₅ e 6"B-D₈₆. Verifica-se que, o módulo de descarregamento apresenta valores muito altos (até 450 MPa para $\sigma_v = 1.000$ kPa), diminuindo juntamente com a tensão vertical, até igualar ao valor do módulo inicial no carregamento. Já, no recarregamento os módulos iniciais são compatíveis com aqueles observados no primeiro carregamento, tendendo a aumentar mais do que os módulos do carregamento para a mesma tensão, onde a maior razão entre eles chega a 4,35 ($\sigma_v = 700$ kPa) para o enrocamento fofo (3"B-D₃₅) e a 2,6 ($\sigma_v = 1.400$ kPa) para o enrocamento denso (6"B-D₈₆), voltando a diminuir até igualar o módulo de carregamento na máxima tensão alcançada no primeiro estágio do ensaio.

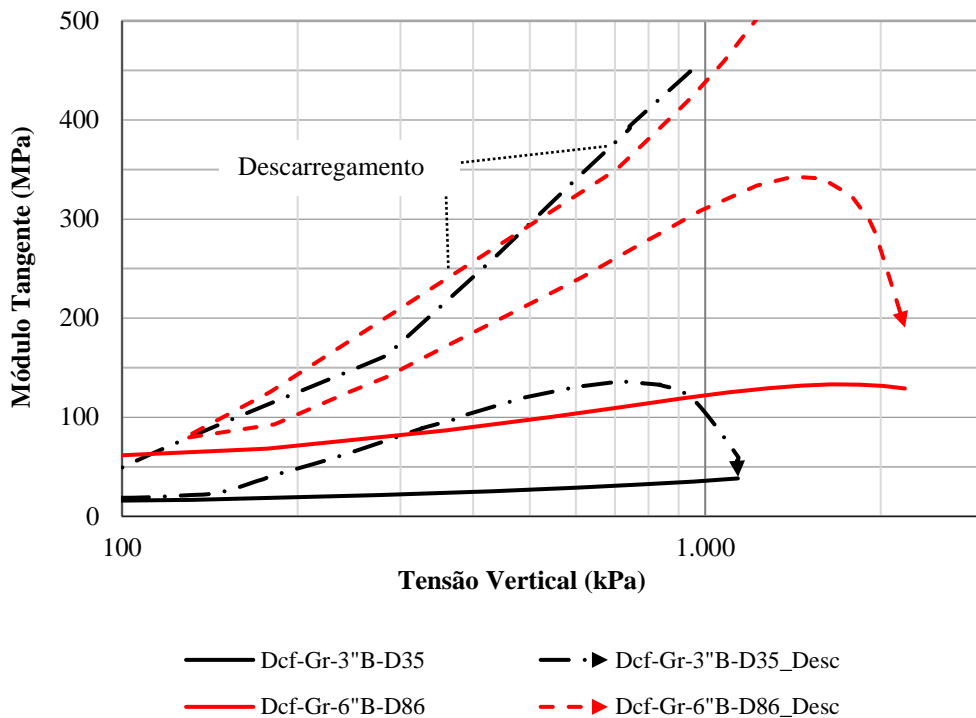


Figura 4.58 – Módulos de descarregamento e recarregamento de duas amostras ensaiadas com diferentes D_R .

Analisando as Figs. 4.53 e 4.57 observa-se que, o fator de escala (ESG), em termos de módulos D_{un} , no comparativo do comportamento entre uma curva com partículas de maior diâmetro com outra de menor diâmetro, é variável com o estado de tensão ao qual está submetida a amostra e função não só da razão entre D_{max} , mas também do n_f e D_R .

Na tentativa de prever o comportamento de enrocamentos em escalas maiores, nesse caso a escala de campo com $D_{max} = 900$ mm e $n_f = 0,5$, pode-se simplificar a análise comparando o maior efeito de escala (ESG) encontrado para o D_{un} com a razão entre os diâmetros ensaiados (D_{max}), para uma mesma densidade relativa (D_R). A Fig. 4.59 apresenta essa correlação para amostras densas e medianamente compactadas, de onde pode-se inferir o maior efeito de escala entre o comportamento da curva de campo ($D_{max} = 900$ mm) e o comportamento da curva com maior diâmetro ensaada em laboratório ($D_{max} = 200$ mm), razão entre $D_{max} = 4,5$, ESG ($D_R=85\%$) = 1,53 e ESG ($D_R=45\%$) = 1,38.

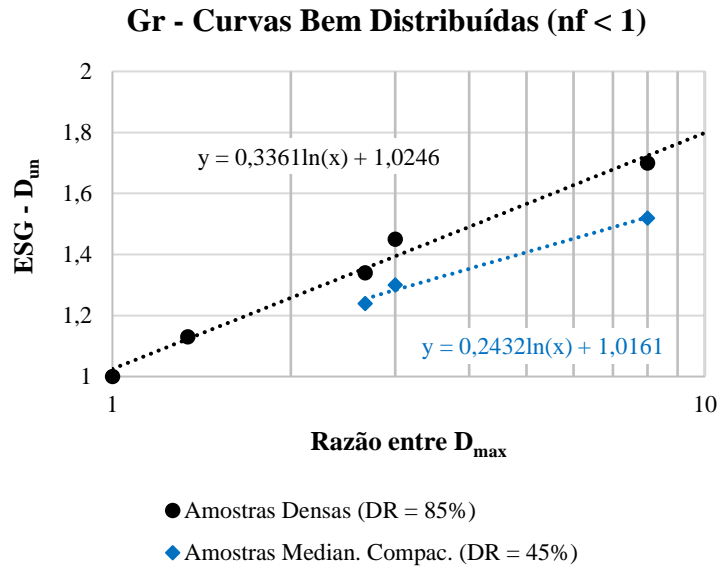


Figura 4.59 – Correlação ESG vs. Razão entre D_{max} .

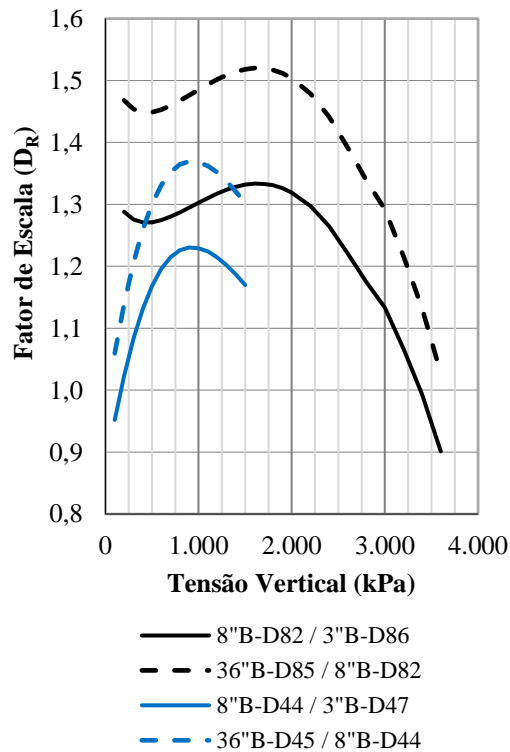


Figura 4.60 – Fator de escala entre módulos do enrocamento em escala de campo vs. escala de laboratório.

Para respeitar o fato do fator de escala (ESG) ser variável com o estado de tensão, optou-se por transladar a curva do fator de escala entre o comportamento dos enrocamentos 8”B e 3”B (Fig. 4.60), que apresentam praticamente o mesmo n_f da curva de campo 0,5, usando como referência os pontos correlacionados na Fig. 4.59.

A partir da curva transladada do fator de escala (Fig. 4.60), que representa agora a razão entre os módulos esperados para o enrocamento de campo (36”B) e os módulos obtidos dos ensaios em laboratório (8”B) para as densidades relativas analisadas, pode-se inferir as curvas D_{un} vs. σ_v para o enrocamento em escala de campo (Fig. 4.61). Adotando regra de três simples, a partir dos dados interpretados para o enrocamento de campo com $D_R = 45$ e 85%, pode-se inferir a curva D_{un} vs. σ_v para a $D_R = 65\%$.

Nota-se que, o comportamento dos módulos inferidos para o enrocamento de campo ($D_{max} = 36$ ”) a uma $D_R = 65\%$ é coincidente com o comportamento apresentado pelo ensaio em laboratório com $D_{max} = 8$ ” e $D_R = 85\%$ (Fig. 4.61).

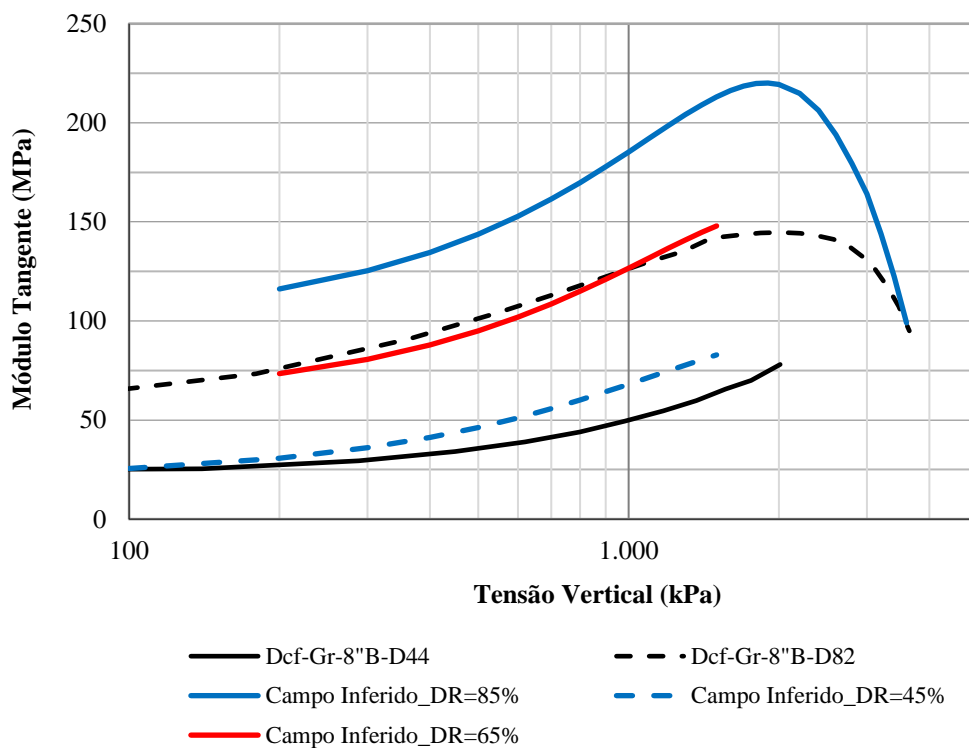


Figura 4.61 – Interpretação dos módulos do enrocamento em escala de campo ($D_{max} = 36$ ”).

Os módulos inferidos para o enrocamento de campo, a partir da extrapolação de ensaios em laboratório, serão confrontados com os dados interpretados da instrumentação de campo no Item 5.3 desse trabalho.

4.3.2.4. Efeito da litologia e resistência da partícula

A Fig. 4.62 apresenta comparação entre as curvas granulométricas truncadas adotadas nos ensaios com o granito-gnaiss (Gn) de Itapebi e nos ensaios com o granito (Gr) de Serra da Mesa.

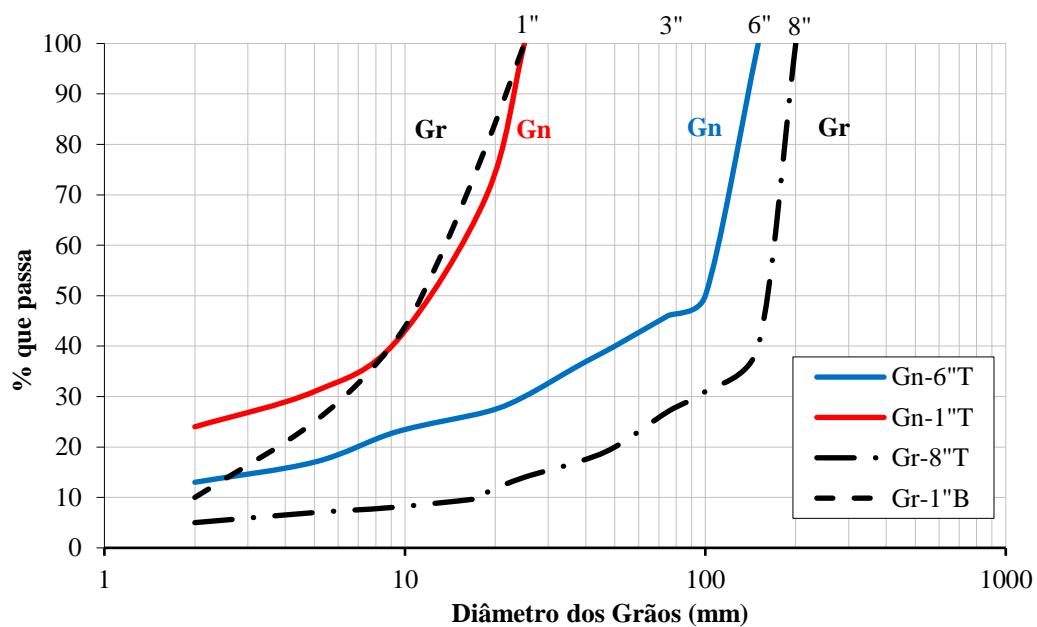


Figura 4.62 – Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o granito-gnaiss (Gn) de Itapebi e granito (Gr) de Serra da Mesa.

A Tab. 4.14 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova dos 10 ensaios realizados de compressão unidimensional com a câmara flexível grande (D_{cf}) com o gnaiss (Gn) de Itapebi. Estes serão comparados com 7 ensaios com a curva de 8''T e 3 ensaios com a curva de 1''B realizados com o granito (Gr) de Serra da Mesa (Tab. 4.12).

A Fig. 4.63 apresenta os resultados em termos de módulos tangente (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o gnaiss (Gn), com a curva de 6''T e para diferentes densidades relativas. Verifica-se o aumento dos módulos com o aumento da densidade relativa (D_R) da amostra, considerando o mesmo estado de tensão, comportamento esse observado na

campanha de ensaios com o granito (Gr). O que chama a atenção é o grande salto, em termos de valores, dos módulos verificado ao comparar os ensaios com DR = 67% em relação a DR = 89%, onde verifica-se que, o valor do módulo praticamente triplicou para o mesmo estado de tensão.

Tabela 4.14 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESG) com o gnaiss (Gn) de Itapebi.

Id. da Curva Granul.	n_f	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	e_f	σ_{v,max'} kPa	B_g %
Gn-6''T	NA	D _{cf} -Gn-6''T-D ₀	6,7	18,65	0	0,389	0,332	825	3,7
		D _{cf} -Gn-6''T-D ₃₄	6,7	19,62	34	0,321	0,269	1.244	3,6
		D _{cf} -Gn-6''T-D ₆₇	6,7	20,68	67	0,253	0,204	1.880	6,2
		D _{cf} -Gn-6''T-D ₈₉	6,7	21,43	89	0,209	0,180	1.890	6,7
		D _{cf} -Gn-6''T-D _{71sat}	6,7	20,82	71	0,244	0,195	1.454	6,9
Gn-1''T	NA	D _{cf} -Gn-1''T-D ₀	40,0	18,00	0	0,439	0,371	595	-
		D _{cf} -Gn-1''T-D ₁₉	40,0	18,63	19	0,391	0,340	933	4,0
		D _{cf} -Gn-1''T-D ₄₃	40,0	19,49	43	0,329	0,289	1.857	4,7
		D _{cf} -Gn-1''T-D ₇₃	40,0	20,68	73	0,253	0,219	2.068	6,0
		D _{cf} -Gn-1''T-D _{56sat}	40,0	20,00	56	0,296	0,241	2.030	5,8

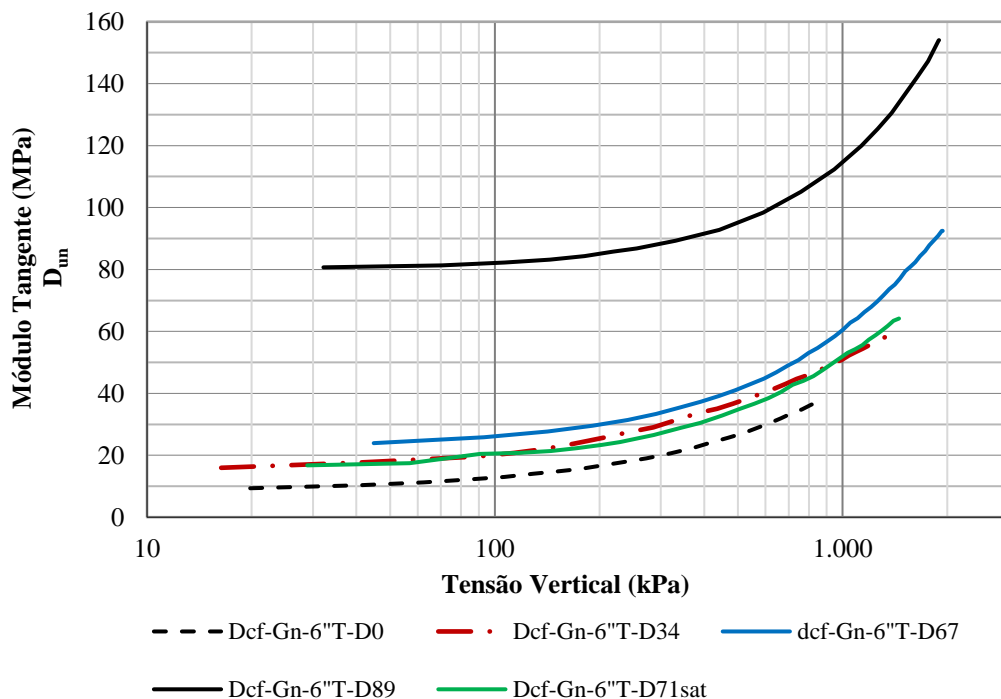


Figura 4.63 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (Gn), D_{max} (6'') e diferentes densidades relativas: D_{un} vs. σ_v.

A Fig. 4.64 apresenta o fator de escala ESG do módulo tangente (D_{un}) em função da σ_v , comparando o comportamento de distribuições granulométricas com mesmo D_{max} ($6''$) e diferentes estados de compactidade, sendo todos os ensaios com o gnaíse (Gn). A diferença entre os módulos de duas amostras submetidas ao mesmo estado de tensão, tende a ser mais alta para baixas tensões, diminuindo com o aumento das tensões atuantes. O módulo D_{un} da amostra com $D_R = 89\%$ chega a ser de 7,4 a 2,8 vezes maior do que o módulo da amostra com $D_R = 0\%$, e de 4,4 a 2,1 vezes maior se comparado com a amostra com $D_R = 34\%$.

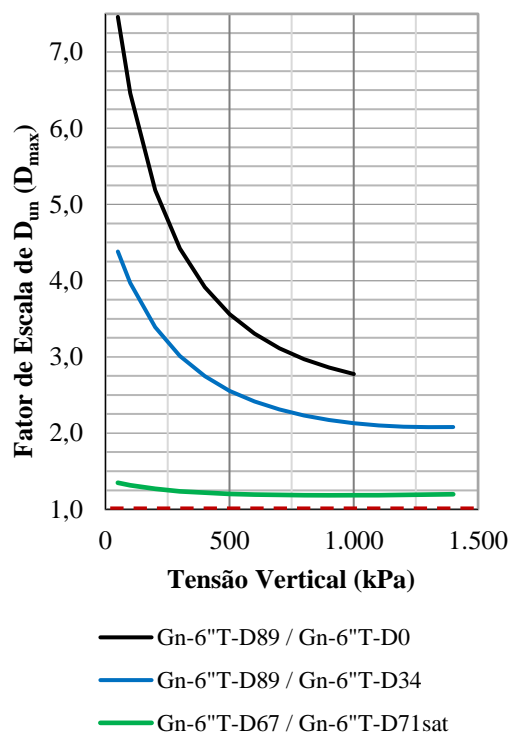


Figura 4.64 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (Gn), D_{max} ($6''$) e diferentes densidades relativas: ESG - D_{un} (D_{max}) vs. σ_v .

Ainda na Fig. 4.64 pode-se verificar que, o módulo D_{un} da amostra seca com $D_R = 67\%$ chega a ser em média 10% maior do que o módulo da amostra saturada com $D_R = 71\%$.

A Fig. 4.65 apresenta os resultados em termos de módulos tangente vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o gnaíse (Gn), com a curva de 1''T e para diferentes densidades relativas. Verifica-se o aumento dos módulos com o aumento da densidade relativa (D_R) da amostra, considerando o mesmo estado de tensão, comportamento esse observado na campanha de ensaios com o granito (Gr). Verifica-se que, o módulo D_{un} da amostra saturada com $D_R = 56\%$ é em média 30% menor do que o módulo da amostra seca com $D_R = 43\%$.

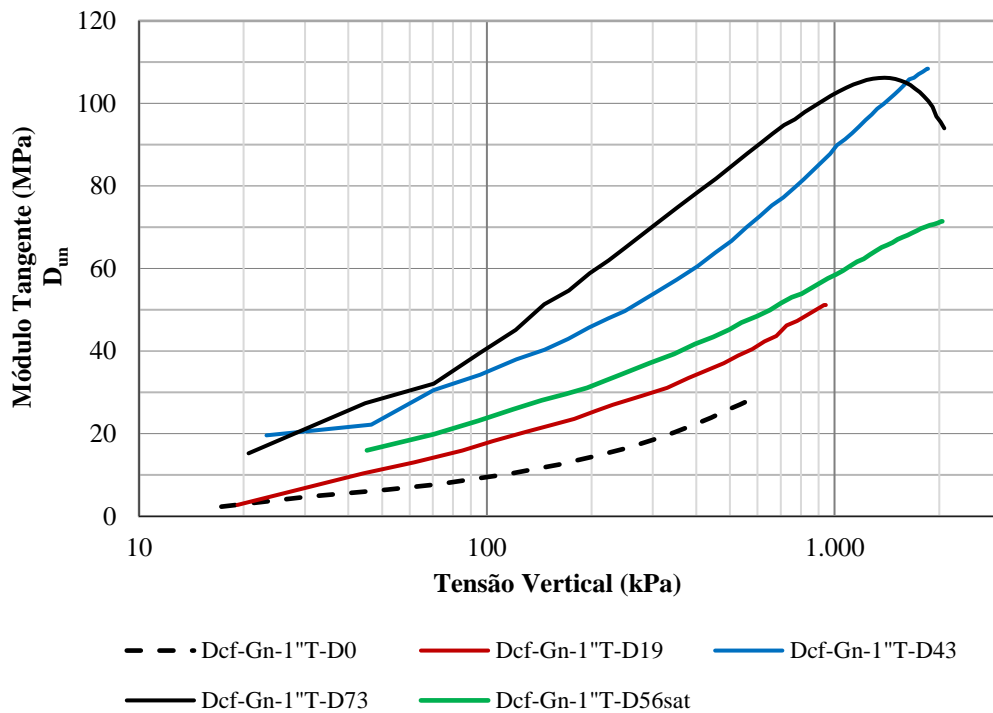


Figura 4.65 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (Gn), D_{max} (1") e diferentes densidades relativas: D_{un} vs. σ_v .

A Fig. 4.66 apresenta os resultados em termos de módulos tangentes vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o gnaiss (Gn), com as curvas de 6" T e 1" T, para diferentes densidades relativas. Verifica-se que, para amostras com o Gn, curvas truncadas com a mesma densidade relativa (D_R) e D_{max} diferentes (6" e 1") apresentam comportamento tensão vs. deformação semelhantes no estado fofo. Todavia, no estado medianamente compactado a denso a curva granulométrica 1" T apresenta módulos muito superiores a curva 6" T, se comparado o mesmo estado de tensão e aproximadamente a mesma D_R . Tal resultado, pode estar relacionado a maior concentração de tensões que ocorre em função do truncamento e do maior tamanho das partículas de 6" comparadas às de 1". De forma contraditória, o índice de quebra (Bg) das amostras com diferentes D_{max} são muito próximos, porém entende-se que, a quebra ocorre de forma mais concentrada nas partículas maiores na curva 6" T, enquanto ocorre de maneira distribuída na granulometria da curva 1" T.

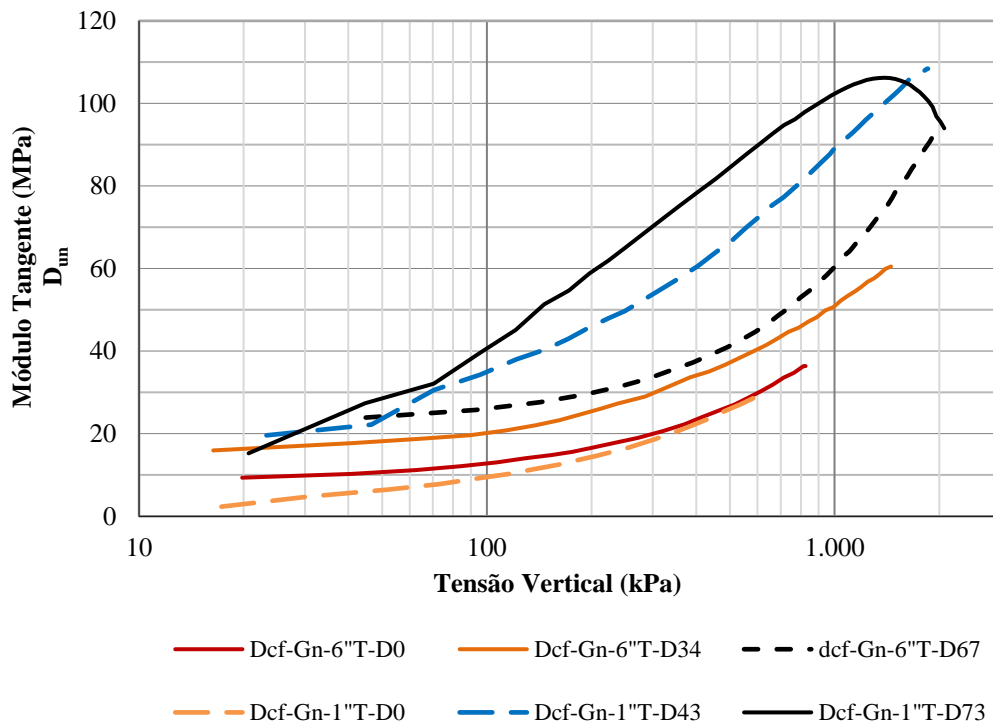


Figura 4.66 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (Gn), diferentes D_{max} (6'' e 1'') e densidades relativas: D_{un} vs. σ_v .

A Fig. 4.67 compara os resultados em termos de módulos tangentes (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o gnaiss (Gn) e com granito (Gr), com as curvas de 6''T e 8''T, para densidades relativas (D_R) equivalentes. Verifica-se que, para o estado fofo e medianamente compactado as amostras do Gr e Gn apresentam módulos muito próximos para o mesmo estado de tensão, tendendo a valores pouco superiores para o Gr, mesmo para resistência a compressão simples do gnaiss (Gn) sendo em média 30% daquela medida para o Gr ($R\sigma_c = 51/167 = 0,30$). No entanto, para amostras de enrocamento medianamente compactadas a densas ($D_R = 64$ e 67%) o módulo do enrocamento com Gn apresenta redução de 65% para baixas tensões ($RD_{un} = 0,35$) em relação ao enrocamento com Gr, tendendo essa diferença a diminuir com o aumento das tensões, chegando a redução de 39% para $\sigma_v = 1.800$ kPa ($RD_{un} = 0,61$).

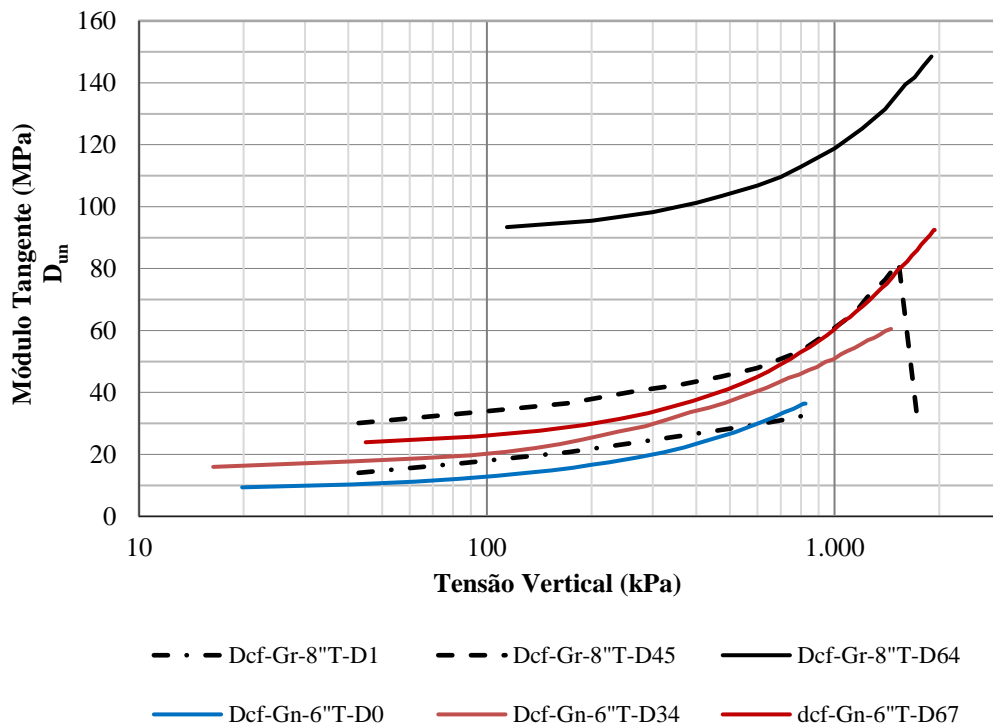


Figura 4.67 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (Gn e Gr), D_{max} (6'' e 8'') e densidades relativas equivalentes: D_{un} vs. σ_v .

A Fig. 4.68 compara os resultados em termos de módulos tangentes (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o gnaiss (Gn) e com granito (Gr), com as curvas de 1''T e 1''B, para densidades relativas (D_R) equivalentes. Verifica-se que, tanto para o estado medianamente compactado, quanto para o denso, as amostras de enrocamento com Gn apresentam módulos superiores que as amostras de enrocamento com Gr, diferença que tende a aumentar com o acréscimo de tensões. Tal fato, pode estar relacionado a maior quantidade de finos ($d \leq 2$ mm) da curva do Gn (24%) em relação a curva do Gr (10%).

A Fig. 4.69 apresenta comparação entre as curvas granulométricas adotadas nos ensaios com a brecha basáltica (BB) de Campos Novos e nos ensaios com o granito (Gr) de Serra da Mesa. Observa-se que, as curvas dos dois materiais são coincidentes, ou seja, apresentam o mesmo n_f .

A Tab. 4.15 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova dos 4 ensaios realizados de compressão unidimensional com a câmara flexível grande (D_{cf}) com a brecha basáltica (BB), que serão comparados com 1 ensaio com a curva de 8''B e 1 ensaio com a curva de 3''B realizados com o granito (Gr; Tab. 4.12).

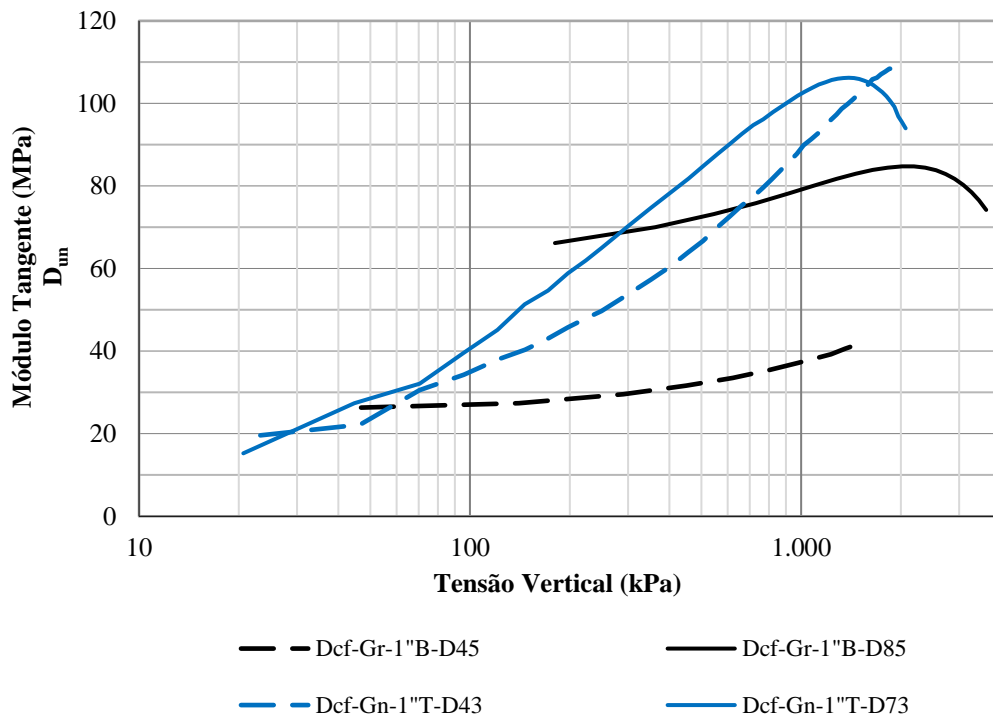


Figura 4.68 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (Gn e Gr), mesmo D_{max} (1'') e densidades relativas equivalentes: D_{un} vs. σ_v .

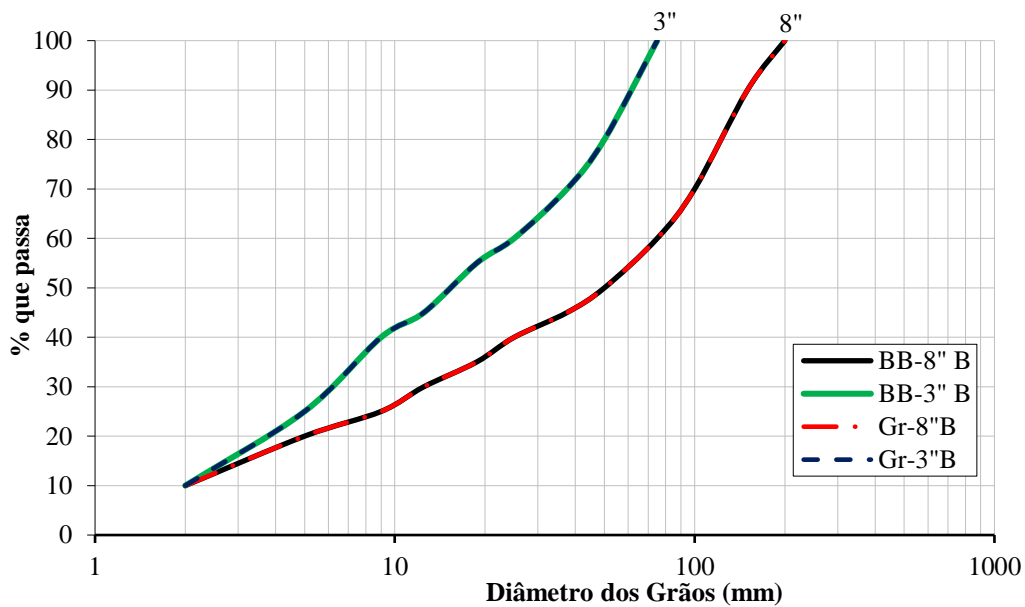


Figura 4.69 – Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com a brecha basáltica (BB) de Campos Novos e granito (Gr) de Serra da Mesa.

Tabela 4.15 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESG) com a brecha (BB) de Campos Novos.

Id. da Curva Granul.	n_f	C_{f.dg}	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	e_f	σ_{v,max'} kPa	B_g %
BB-8''B	0,47	36,8	D _{cf} -BB-8''B-D ₈₆	5,0	18,34	86	0,185	0,137	2.153	3,34
			D _{cf} -BB-8''B-D _{86sat}	5,0	18,34	86	0,185	0,142	1.229	-
BB-3''B	0,50	17,8	D _{cf} -BB-3''B-D ₉₈	13,3	18,10	98	0,201	0,149	2.518	2,84
			D _{cf} -BB-3''B-D _{85sat}	13,3	17,52	85	0,241	0,195	1.021	1,56

A Fig. 4.70 apresenta os resultados em termos de módulos tangente (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com a brecha (BB), com as curvas 8''B e 3''B, para amostras secas e saturadas com aproximadamente o mesmo estado de compacidade. Para as amostras secas, verifica-se que, para $\sigma_v < 540$ kPa os módulos medidos para a curva 3''B-D₉₈ são maiores do que os módulos medidos para a curva 8''B-D₈₆, sendo que essa relação se inverte para $\sigma_v > 540$ kPa. Para as amostras saturadas, verifica-se que, para $\sigma_v > 170$ kPa os módulos medidos para a curva 8''B-D_{86sat} são maiores do que os módulos medidos para a curva 3''B-D_{85sat}, chegando a ser 27,5% maior para $\sigma_v = 1.000$ kPa (Fig. 4.73).

Para o caso da curva 8''B o módulo D_{un} da amostra saturada com $D_R = 86\%$ é em média 15% menor do que o módulo da amostra seca com $D_R = 86\%$. Para o caso da curva 3''B o módulo D_{un} da amostra saturada com $D_R = 85\%$ é em média 44% menor do que o módulo da amostra seca com $D_R = 98\%$ (Fig. 4.73).

A Fig. 4.71 compara os resultados em termos de módulos tangentes (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com a brecha (BB) e com granito (Gr), com a curva 8''B, para densidades relativas (D_R) equivalentes. Para amostras de enrocamento densas ($D_R = 86$ e 82%), o módulo do enrocamento com BB apresenta redução de 55% para baixas tensões ($RD_{un} = 0,45$) em relação ao enrocamento com Gr, tendendo essa diferença a diminuir com o aumento das tensões, chegando a redução de 43% para $\sigma_v = 2.000$ kPa ($RD_{un} = 0,57$; Fig. 4.73), isso para resistência a compressão simples da brecha (BB) sendo em média 43% daquela medida para o Gr ($R\sigma_c = 72/ 167 = 0,43$)

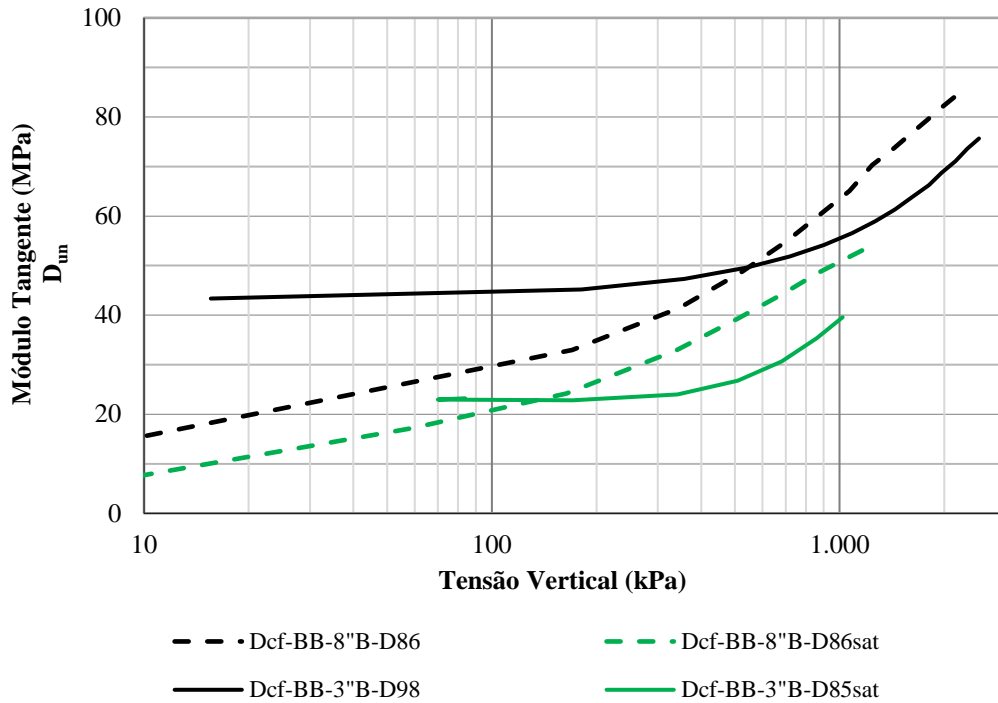


Figura 4.70 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (BB), diferentes D_{max} (8'' e 3'') e densidades relativas semelhantes: D_{un} vs. σ_v .

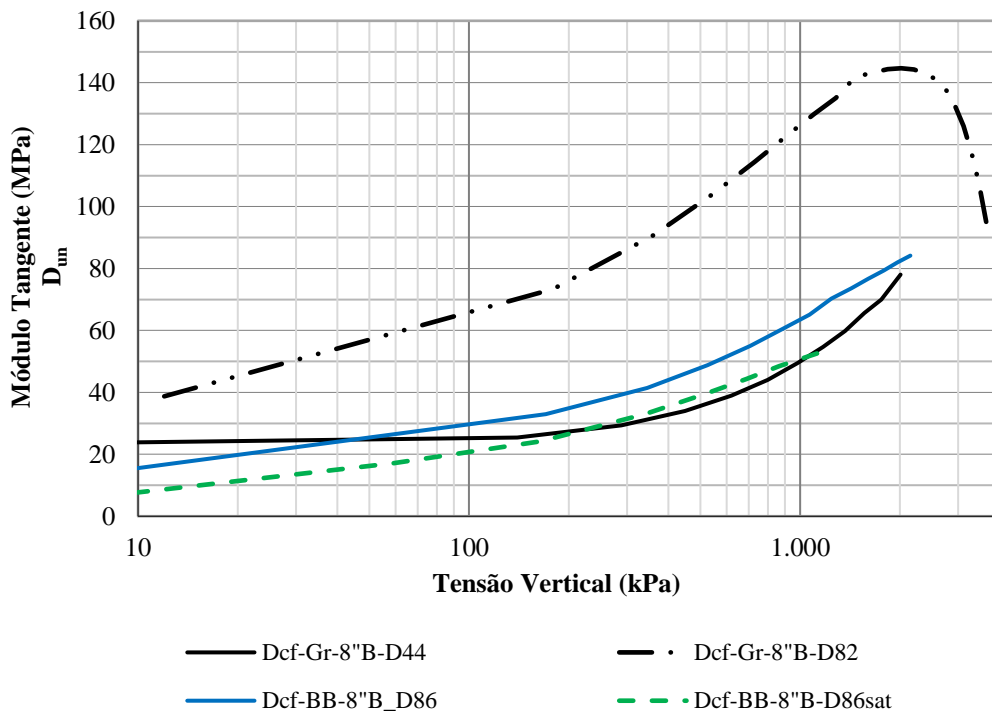


Figura 4.71 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (BB e Gr), mesmo D_{max} (8'') e densidades relativas equivalentes: D_{un} vs. σ_v .

A Fig. 4.72 compara os resultados em termos de módulos tangentes (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com a brecha (BB) e com granito (Gr), com a curva 3''B, para densidades relativas (D_R) equivalentes. Para amostras de enrocamento densas ($D_R = 98$ e 86%), o módulo do enrocamento com BB apresenta redução de 22% para $\sigma_v = 100$ kPa ($RD_{un} = 0,78$) em relação ao enrocamento com Gr, tendendo essa diferença a aumentar com o aumento das tensões, chegando a redução de 35% para $\sigma_v = 2.500$ kPa ($RD_{un} = 0,65$; Fig. 4.73).

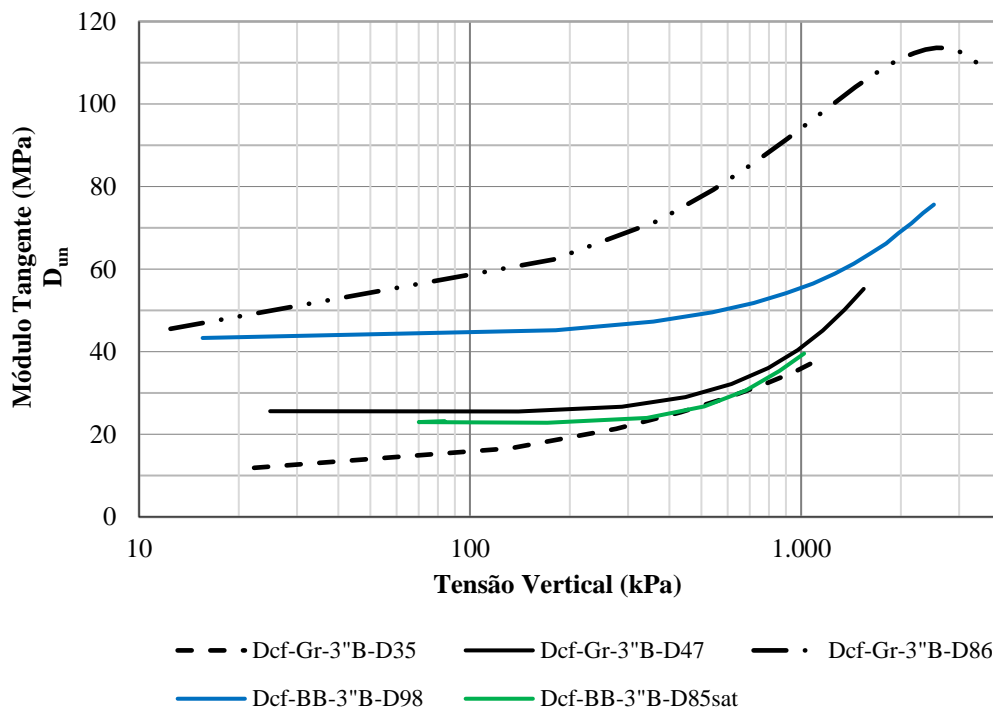


Figura 4.72 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (BB e Gr), mesmo D_{max} (3'') e densidades relativas equivalentes: D_{un} vs. σ_v .

A Fig. 4.73 apresenta fator de escala em termos de módulos tangentes (D_{un}) para o comparativo de comportamento de ensaios com a brecha basáltica (BB) e com o granito (Gr).

A Fig. 4.74 apresenta comparação entre as curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o metassiltito (Ms) de Manso e com a biotita gnaiss (BG) de Peixe-Angical, comparadas com a curva dos ensaios com o granito (Gr) de Serra da Mesa.

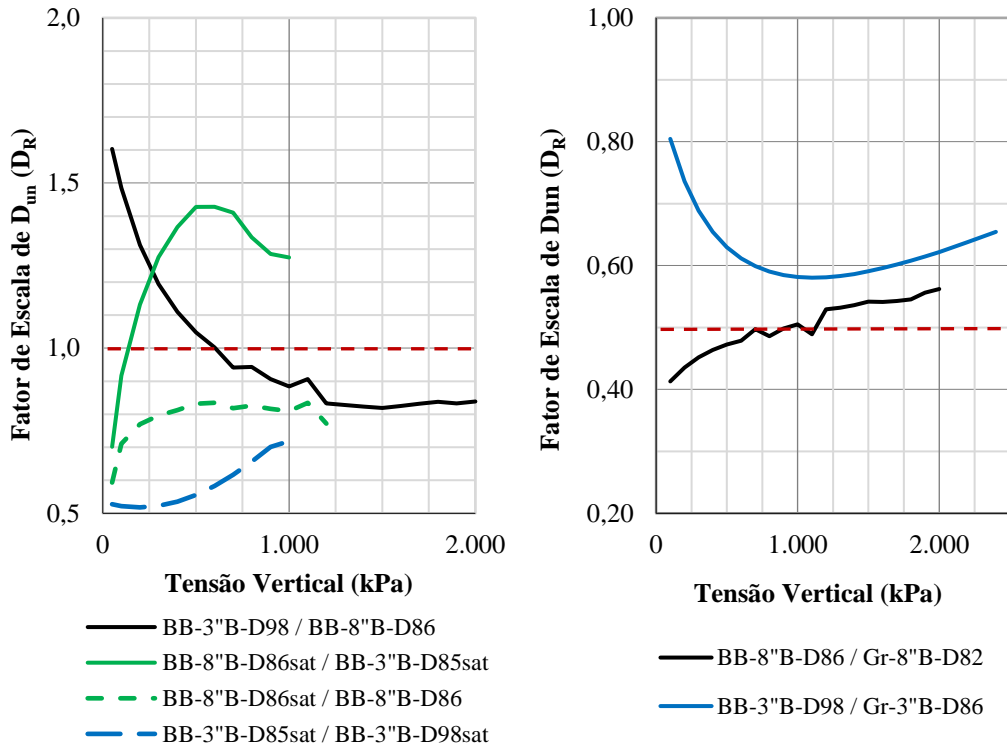


Figura 4.73 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com o mesmo material (BB), entre materiais distintos (BB e Gr), entre o mesmo D_{max} e densidades relativas semelhantes: ESG - D_{un} (D_{max}) v.s. σ_v .

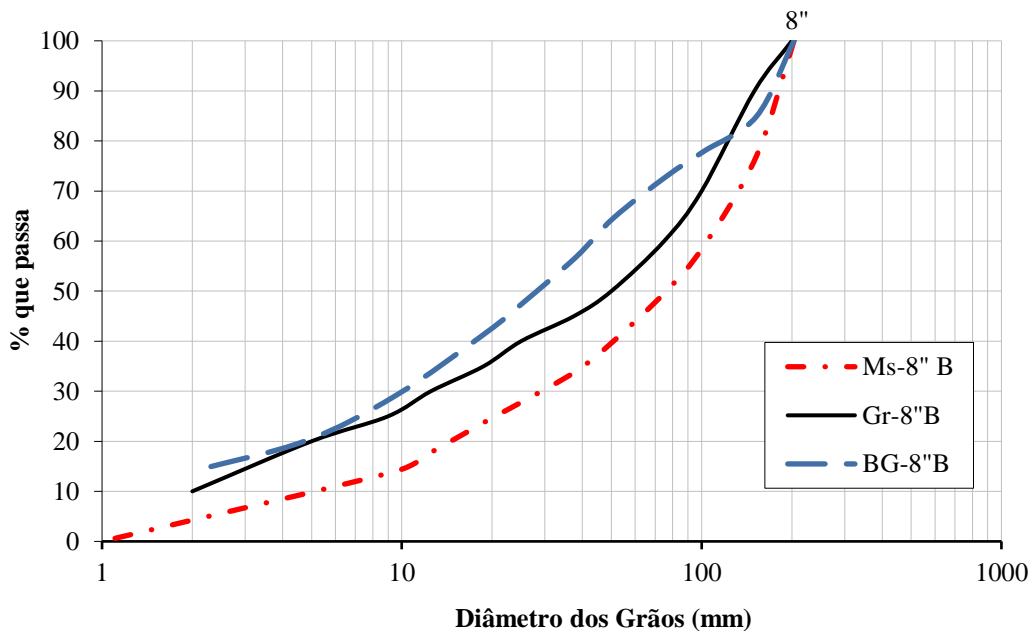


Figura 4.74 – Curvas granulométricas adotadas nos ensaios com o metassilito (Ms) de Manso, biotita gnaíse (BG) de Peixe-Angical e granito (Gr) de Serra da Mesa.

A Tab. 4.16 apresenta as características inicial e final dos corpos de prova dos 3 ensaios realizados de compressão unidimensional com a câmara flexível grande (D_{cf}) com o metassilito (Ms) e 1 ensaio com a biotita gnaiss (BG), que serão comparados com ensaios com a curva de 8" B realizados com o granito (Gr; Tab. 4.12).

Tabela 4.16 – Características inicial e final dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional (ESG) com o metassilito (Ms) de Manso e biotita gnaiss (BG) de Peixe-Angical.

Id. da Curva Granul.	n_f	$C_{f,dg}$	Identificação do Ensaio	D_c/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	e_f	$\sigma_{v,max'}$ kPa	Bg
										%
Ms-8" T	0,7	22,6	D_{cf} -Ms-8" B-D ₂₄	5,0	19,42	24	0,320	0,278	732	2,25
			D_{cf} -Ms-8" B-D ₄₆	5,0	20,11	46	0,275	0,230	1.539	4,65
			D_{cf} -Ms-8" B-D ₆₄	5,0	20,74	64	0,236	0,198	1.825	6,26
BG-8" B	0,42	41,7	D_{cf} -BG-8" B-D ₆₇	5,0	21,06	67	0,245	0,195	1.820	3,87

A Fig. 4.75 compara os resultados em termos de módulos tangentes (D_{un}) vs. tensão vertical dos ensaios realizados com o metassilito (Ms) e com a biotita gnaiss (BG), comparados com ensaios com a curva de 8" B realizados com o granito (Gr). Verifica-se ainda, nessa figura a interpolação dos resultados de ensaios com a curva Gr-8" B para densidade relativa de 65%, com intuito de permitir a comparação com dados de ensaios na mesma D_R com os materiais Ms e BG.

A Fig. 4.76 apresenta o fator de escala ESG do módulo tangente (D_{un}) em função da σ_v , comparando o comportamento de distribuições granulométricas com mesmo D_{max} , estados de compacidade equivalentes e materiais com diferentes resistências das partículas. A razão da resistência a compressão uniaxial do Ms e BG em relação ao granito (Gr) são, respectivamente, de 0,39 (média dos dois tipos de rocha identificados, A e B) e 0,89 (Tab. 4.3).

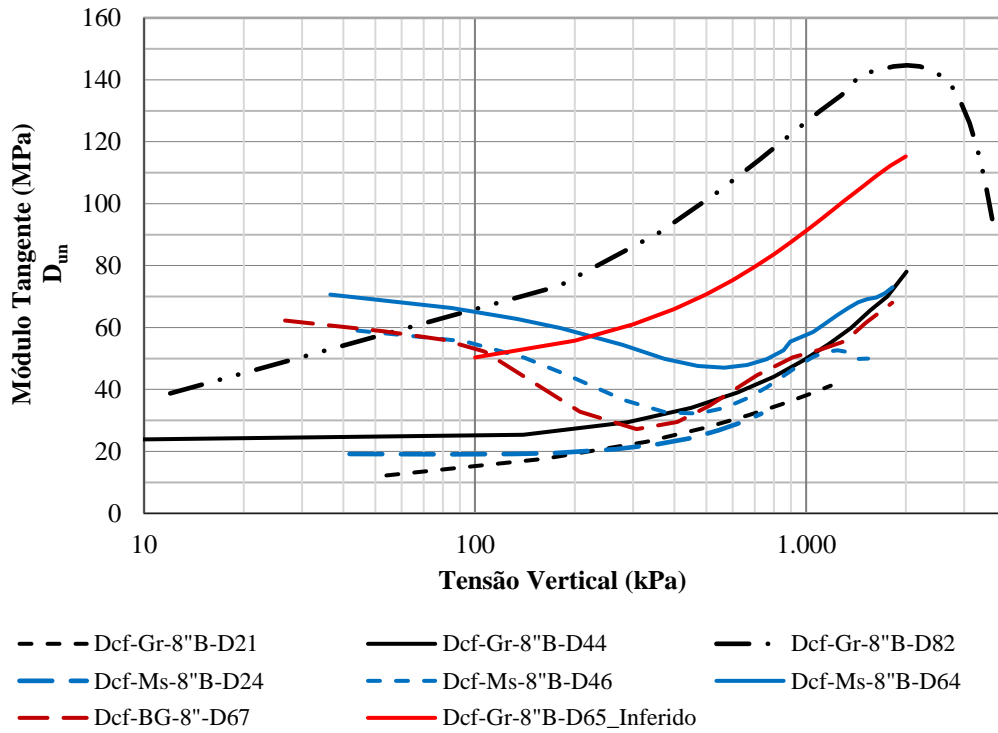


Figura 4.75 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (Ms, BG e Gr), mesmo D_{max} (8'') e densidades relativas equivalentes: D_{un} vs. σ_v .

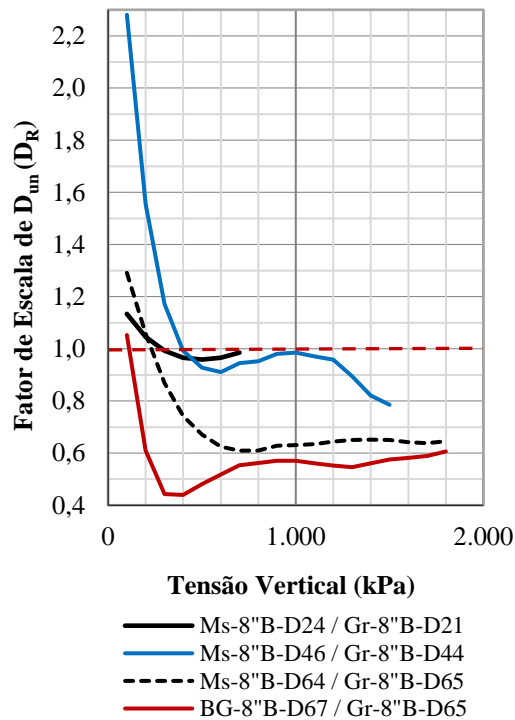


Figura 4.76 – Comparação entre o comportamento de ensaios de amostras com diferentes materiais (Ms, BG e Gr), mesmo D_{max} (8'') e densidades relativas equivalentes: ESG - D_{un} (D_{max}) vs. σ_v .

Foram comparados ensaios adotando aproximadamente a mesma forma (n_f) e D_{max} das distribuições granulométricas, mas diferentes litologias e resistências de partículas. Verificou-se que, tanto a litologia como a resistência das partículas têm significativa influência no comportamento mecânico dos enrocamentos. No caso comparado em que a resistência das partículas apresentava pequena diferença entre as litologias (BG vs. Gr), houve significativa discrepância do comportamento tensão-deformação dos enrocamentos, o que pode estar relacionado a planos de clivagem e/ou microfissuras induzidas pelo processo de detonação e britagem da rocha.

4.3.3. Cisalhamento direto

As características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de cisalhamento direto com o granito (Gr) são descritas na Tab. 4.17 e os principais objetivos desses ensaios no Item 3.3.2.4. O método adotado para estimativa do e_{max} e e_{min} das distribuições granulométricas e estabelecimento da densidade relativa (D_R) dos corpos de prova está descrito no Item 3.3.2.2. As curvas granulométricas adotadas e respectivos índices de forma são descritos no Item 3.3.2.1.

Detalhes dos equipamentos e procedimentos dos ensaios são descritos no Item 3.3.2.4.1. A interpretação e resultados individuais de cada ensaio são descritos no Apêndice D.2.

Tabela 4.17 – Características inicial dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto com o granito (Gr).

Id. da Curva Granul.	n_f	Ident. do Ensaio	D_{cz}/D_{max}	D_{max} (mm)	γ_d kN/m³	D_R %	e_o
Gr-3''B	0,5	CIS ₈₀ -Gr-3''B-D ₁₉	10,7	75	18,15	19	0,452
		CIS ₈₀ -Gr-3''B-D ₄₆	10,7	75	19,14	46	0,377
		CIS ₈₀ -Gr-3''B-D ₈₅	10,7	75	20,79	85	0,267
		CIS ₂₁ -Gr-3''B-D ₁₉	2,8	75	18,15	19	0,452
		CIS ₂₁ -Gr-3''B-D ₄₆	2,8	75	19,14	46	0,377
		CIS ₂₁ -Gr-3''B-D ₈₅	2,8	75	20,79	85	0,267
Gr-1''B	0,9	CIS ₈₀ -Gr-1''B-D ₁₉	32,0	25	16,85	19	0,564
		CIS ₈₀ -Gr-1''B-D ₄₆	32,0	25	17,69	45	0,490
		CIS ₈₀ -Gr-1''B-D ₈₅	32,0	25	19,09	85	0,380
		CIS ₂₁ -Gr-1''B-D ₁₉	8,4	25	16,85	35	0,564
		CIS ₂₁ -Gr-1''B-D ₄₆	8,4	25	17,69	45	0,490
		CIS ₂₁ -Gr-1''B-D ₈₅	8,4	25	19,09	85	0,380

Vale lembrar que, os ensaios denominados CIS₈₀ correspondem a amostras com 80 (l₁) x 80 (l₂) x 42 (h) cm e os ensaios CIS₂₁ a amostras com 21 (d) x 30 (h) cm. Foram realizados 6 ensaios CIS₈₀ e 6 ensaios CIS₂₁, com duas curvas granulométricas com diferentes D_{max} (3" e 1") e forma (n_f = 0,5 e 0,9), ambas com 3 densidades relativas diferentes (D_R = 19, 46 e 85%). Assim, além de avaliar o efeito de escala do equipamento (ESE), buscou-se avaliar o efeito de escala da granulometria (ESG), bem como a influência da forma da distribuição.

As Tabs. 4.18 e 4.19 apresentam os pares de tensões na ruptura, normal ($\sigma_{N,max}$) e cisalhante (τ), a tensão cisalhante residual (τ_r) e o índice de quebra das partículas (Bg) para cada ensaio.

Tabela 4.18 – Tensões na ruptura e índice de quebra dos ensaios de cisalhamento direto com o Gr (3" B).

Id. da Curva Granul.	Ident. do Ensaio	e _f	Ruptura			Bg %
			$\sigma_{N,max}$ Kpa	τ kPa	τ_r kPa	
Gr-3" B	CIS ₈₀ -Gr-3" B-D ₁₉	0,377	190	172	172	4,86
		0,359	460	410	410	4,95
		0,342	915	775	775	7,10
		0,386	1.570	1.205	1.205	6,38
	CIS ₈₀ -Gr-3" B-D ₄₆	0,362	185	220	211	3,74
		0,342	460	430	430	3,94
		0,293	1.015	880	880	7,07
		0,280	1.484	1.280	1.280	5,28
	CIS ₈₀ -Gr-3" B-D ₈₅	0,286	233	265	196	5,19
		0,253	543	559	422	6,70
		0,238	1.015	939	758	7,12
		0,249	1.318	1.220	1.128	10,85
	CIS ₂₁ -Gr-3" B-D ₁₉	0,417	235	213	200	6,47
		0,384	545	450	465	3,23
		0,385	960	895	1.050	4,78
		0,369	1.600	1.600	1.680	9,54
	CIS ₂₁ -Gr-3" B-D ₄₆	-	240	295	330	10,00
		-	560	618	535	10,00
		-	1.550	1.730	1.650	8,66
		-	2.890	2.450	2.450	8,92
	CIS ₂₁ -Gr-3" B-D ₈₅	-	3.905	3.450	3.400	8,65
		-	230	275	245	4,24
		-	550	740	700	4,40
		-	1.015	1.100	1.010	5,02
			1.560	1.270	1.270	6,95
			3.980	3.350	3.340	7,95

A Figs. 4.77 e 4.78 apresentam relação entre o índice de quebra (Bg) e a tensão normal máxima ($\sigma_{N,max}$) aplicada nos ensaios. Apesar do Bg ser considerado baixo ($5 < Bg \leq 10\%$) a

muito baixo ($\leq 5\%$) em todos os ensaios, pode-se verificar uma tendência de crescimento com o aumento das tensões atuantes, mesmo associado ao aumento das densidades relativas (D_R). O aumento do diâmetro das partículas (ESG) tem maior influência em relação ao índice de quebra do que a forma da distribuição granulométrica, ou seja, a curva tendendo a uniforme com menor D_{max} (1" B com $n_f = 0,9$) apresentou índices de quebra menores do que a curva melhor distribuída e com maior D_{max} (3" B com $n_f = 0,5$). A escala dos ensaios (ESE) tem pouca influência no aumento ou diminuição do Bg, assim como a densidade relativa (D_R) das amostras.

Tabela 4.19 – Tensões na ruptura e índice de quebra dos ensaios de cisalhamento direto com o Gr (1" B).

Id. da Curva Granul.	Ident. do Ensaio	e_f	Ruptura			Bg %
			$\sigma_{N,max}$ kPa	τ kPa	τ_r kPa	
Gr-1" B	CIS ₈₀ -Gr-1" B-D ₁₉	0,495	186	191	174	0,80
		0,468	460	405	405	1,93
		0,397	910	765	765	4,94
		0,365	1.485	1.187	1.187	5,11
	CIS ₈₀ -Gr-1" B-D ₄₆	0,455	185	185	170	1,19
		0,427	460	400	400	2,93
		0,402	910	785	785	3,23
		0,371	1.485	1.198	1.198	6,25
	CIS ₈₀ -Gr-1" B-D ₈₅	0,396	187	255	200	1,90
		0,359	459	513	448	3,74
		0,338	910	879	836	3,93
		0,317	1.485	1.270	1.230	4,80
	CIS ₂₁ -Gr-1" B-D ₁₉	-	235	110	170	2,38
		-	530	310	350	4,44
		-	1.020	700	720	2,68
		-	2.020	-	-	-
		-	4.000	-	-	-
	CIS ₂₁ -Gr-1" B-D ₄₆	-	240	160	160	0,51
		-	500	436	410	2,64
		-	1.000	800	800	3,70
		-	2.000	1.464	1.550	3,09
		-	4.000	-	-	-
	CIS ₂₁ -Gr-1" B-D ₈₅	-	235	180	170	4,10
		-	500	520	455	1,84
		-	1.000	1.000	917	1,69
		-	2.000	1.775	1.680	4,10
		-	4.000	3.100	3.100	-

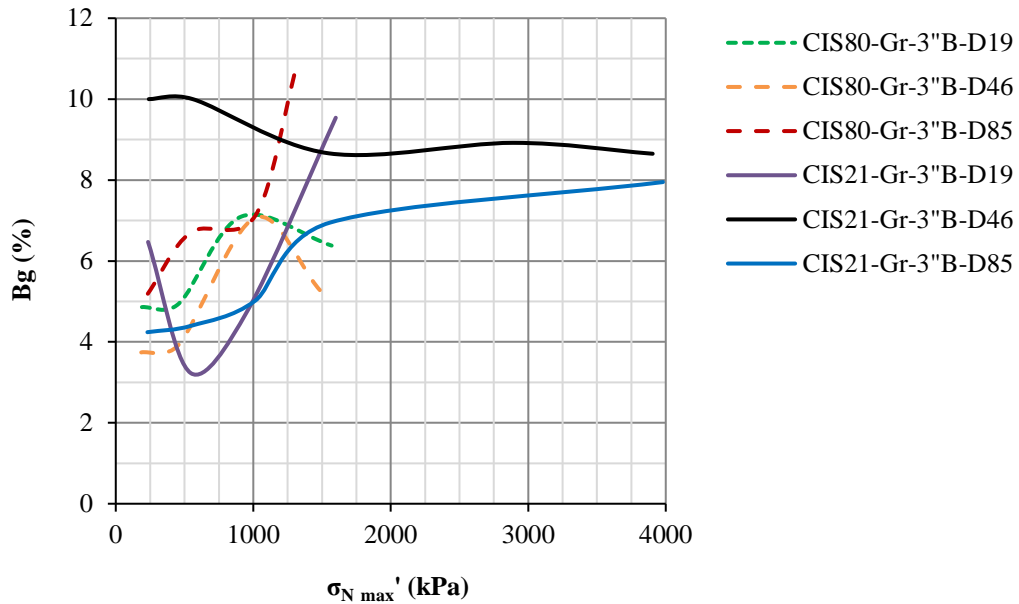


Figura 4.77 – Relação entre B_g vs. $\sigma_{N,max}$ de curvas bem distribuídas 3''B (Gr).

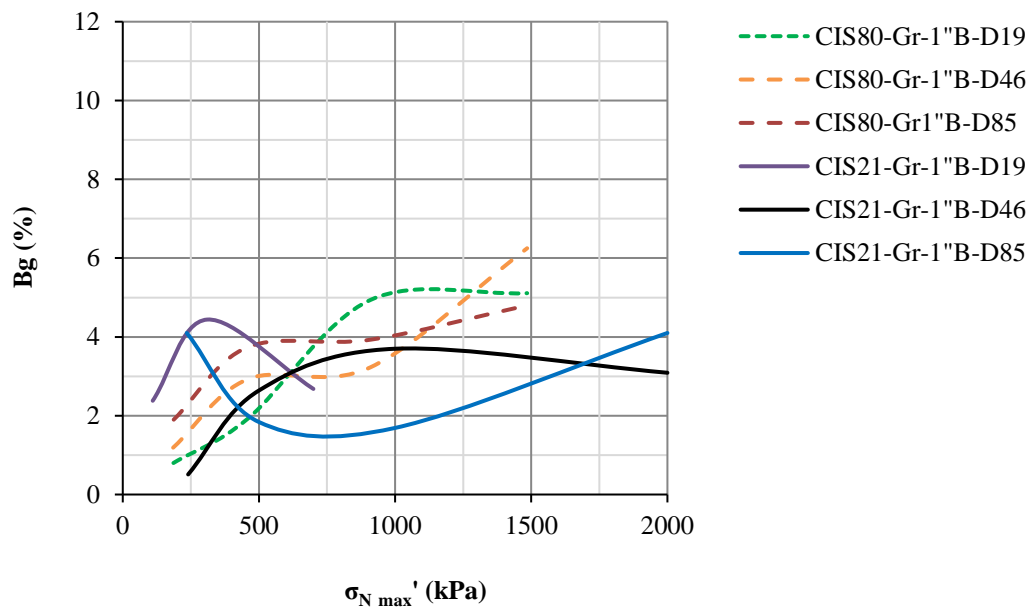


Figura 4.78 – Relação entre B_g vs. $\sigma_{N,max}$ de curvas bem distribuídas 1''B (Gn).

A Tab. 4.20 apresenta os parâmetros das envoltórias de resistência na ruptura interpretados para os ensaios de cisalhamento direto. As envoltórias não lineares foram ajustadas de acordo com as formulações de MELLO (1977), parâmetros a e b (Eq. 2.18 do Item 2.4) e INDRARATNA *et al.* (1993), parâmetros a_2 , b_2 , α e β (Eq. 2.19 e 2.20 do Item 2.4).

Tabela 4.20 – Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos interpretados para os ensaios de cisalhamento direto com o granito (Gr).

Id. da Curva Granul.	Ident. do Ensaio	Coeficientes					
		a kPa	b	a ₂	b ₂	α	β
Gr-3”B	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₁₉	1,365	0,926	0,561	0,926	2,626	0,905
	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₄₆	2,572	0,845	0,399	0,845	1,445	0,784
	CIS ₈₀ -Gr-3”B-D ₈₅	2,275	0,873	0,494	0,873	1,978	0,823
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₁₉	0,631	1,057	1,251	1,057	8,012	1,073
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₄₆	2,464	0,876	0,556	0,876	2,309	0,824
	CIS ₂₁ -Gr-3”B-D ₈₅	3,211	0,835	0,448	0,835	1,514	0,753
Gr-1”B	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₁₉	1,869	0,882	0,454	0,882	1,893	0,845
	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₄₆	1,621	0,904	0,513	0,904	2,254	0,874
	CIS ₈₀ -Gr-1”B-D ₈₅	4,395	0,776	0,299	0,777	0,904	0,688
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₁₉	0,113	1,261	2,608	1,261	16,266	1,273
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₄₆	0,631	1,029	0,897	1,029	4,624	1,019
	CIS ₂₁ -Gr-1”B-D ₈₅	0,997	0,983	0,813	0,983	3,982	0,959

Os parâmetros determinados para as envoltórias de cada ensaio serão adotados nos subitens subsequentes para interpretação da variação do ângulo de atrito ϕ' e do intercepto coesivo c' em função a tensão normal ($\sigma_{N,max}$) aplicada.

4.3.3.1. Efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG)

As Figs. 4.79, 4.80 e 4.81 apresentam as curvas tensão cisalhante (τ) vs. deslocamento horizontal (Δl) e deslocamento vertical (ΔV) vs. Δl dos ensaios realizados na caixa grande (CIS₈₀), com duas distribuições granulométricas do granito Gr-3”B e Gr-1”B de Serra da Mesa, comparando ensaios com mesma densidade relativa D_R : (a) para ensaios com a curva 3”B e (b) para ensaios com a curva 1”B.

Verifica-se que, a dilatância, normalmente observada nos ensaios de cisalhamento direto com enrocamentos, ocorre nos materiais medianamente compactados com baixa tensão normal aplicada (185 kPa) e nos materiais densos para uma maior faixa de tensão normal, 187 a 459 kPa para materiais com D_{max} de 1” e 233 a 1.318 kPa para materiais com D_{max} de 3”. Pode-se concluir que, materiais resistentes com maior D_{max} e melhor forma de distribuição ($n_f = 0,5$) são mais dilatantes para uma mesma densidade relativa, essa capacidade dilatante diminui com o aumento da tensão de confinamento, onde passa-se a priorizar a quebra das partículas (Figs. 4.77 e 4.78) em detrimento ao deslocamento relativo entre partículas.

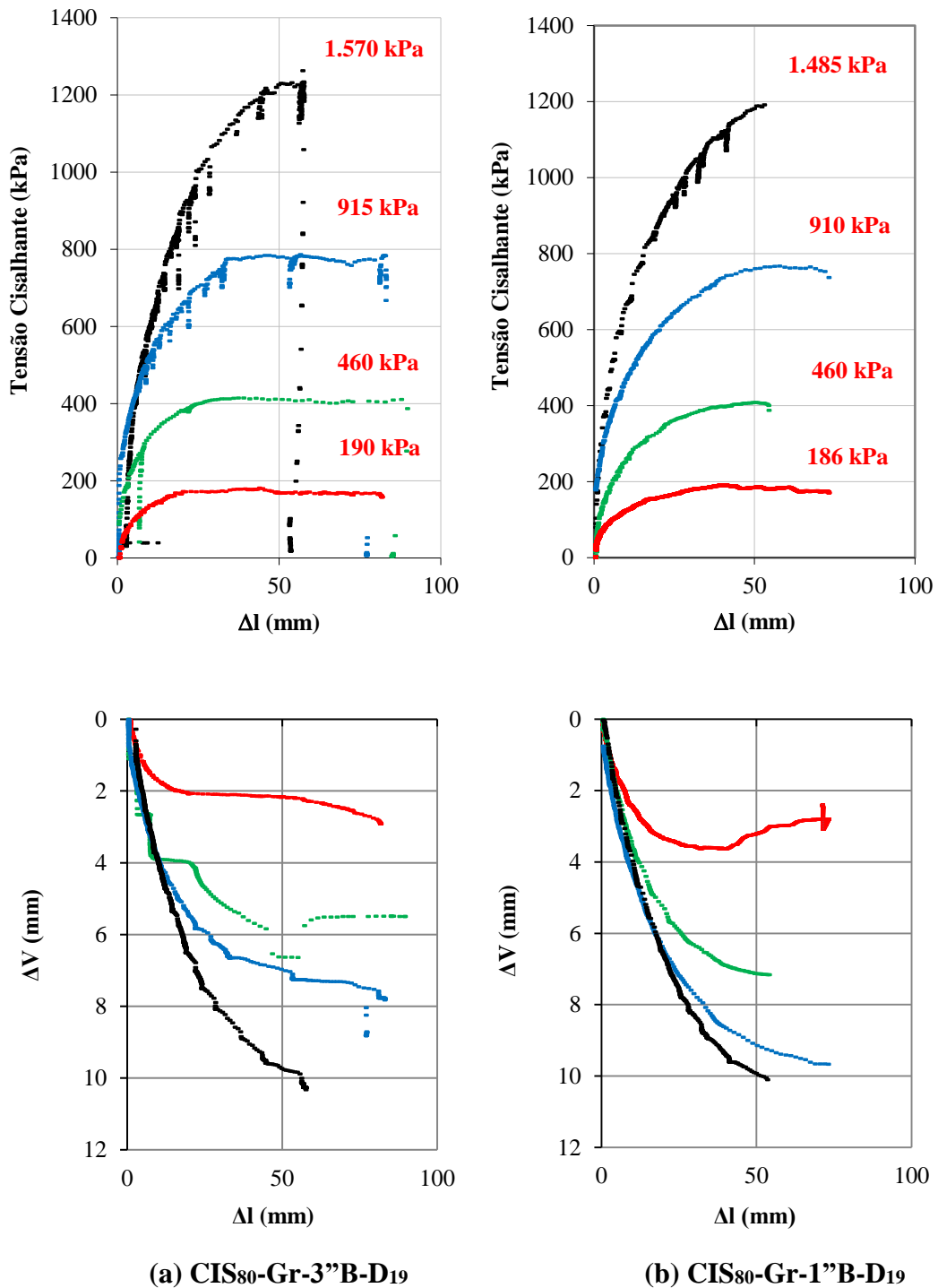


Figura 4.79 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀, com as distribuições Gr-3''B e Gr-1''B na mesma densidade relativa $D_R = 19\%$.

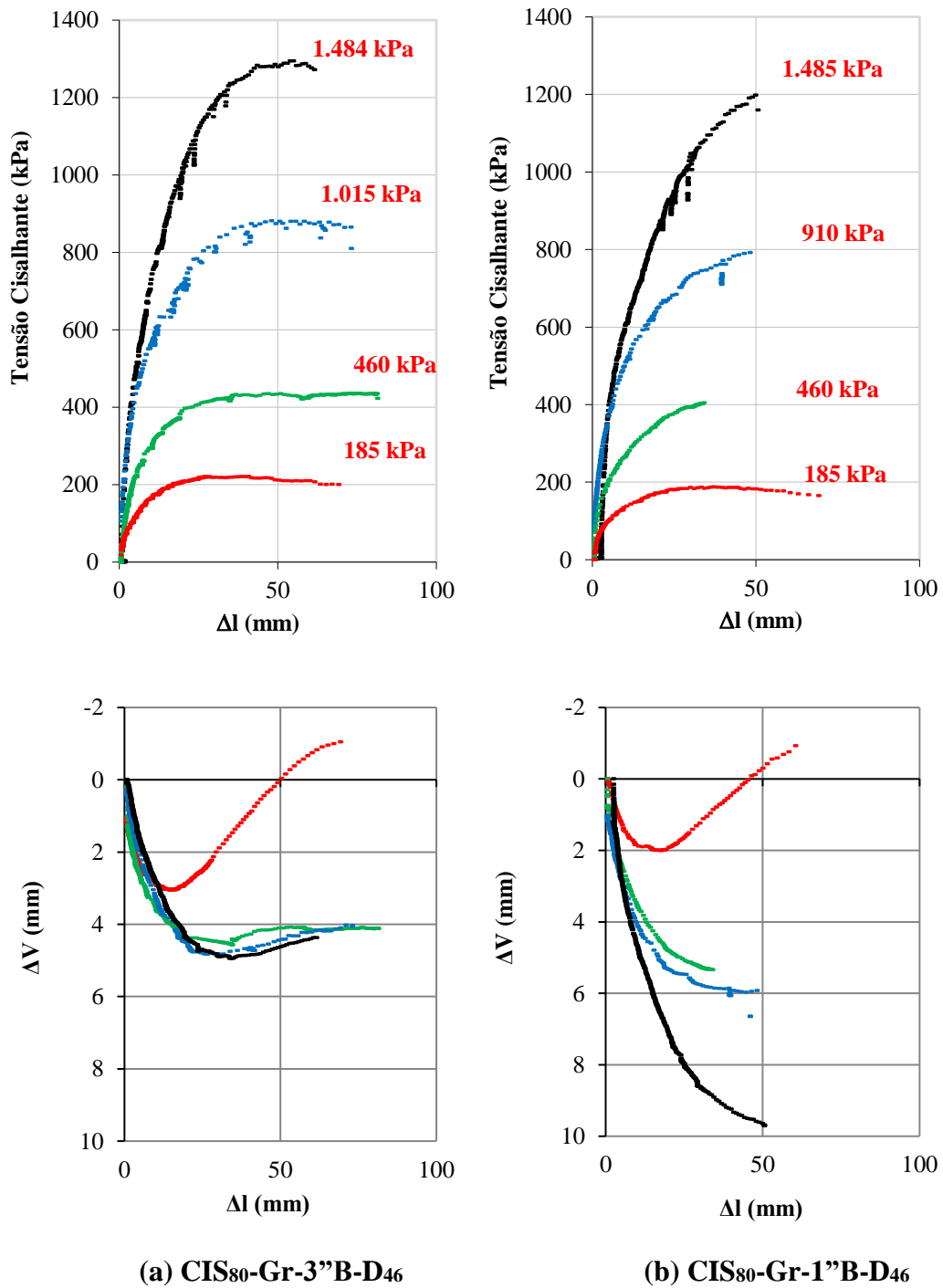


Figura 4.80 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀, com as distribuições Gr-3''B e Gr-1''B na mesma densidade relativa $D_R = 46\%$.

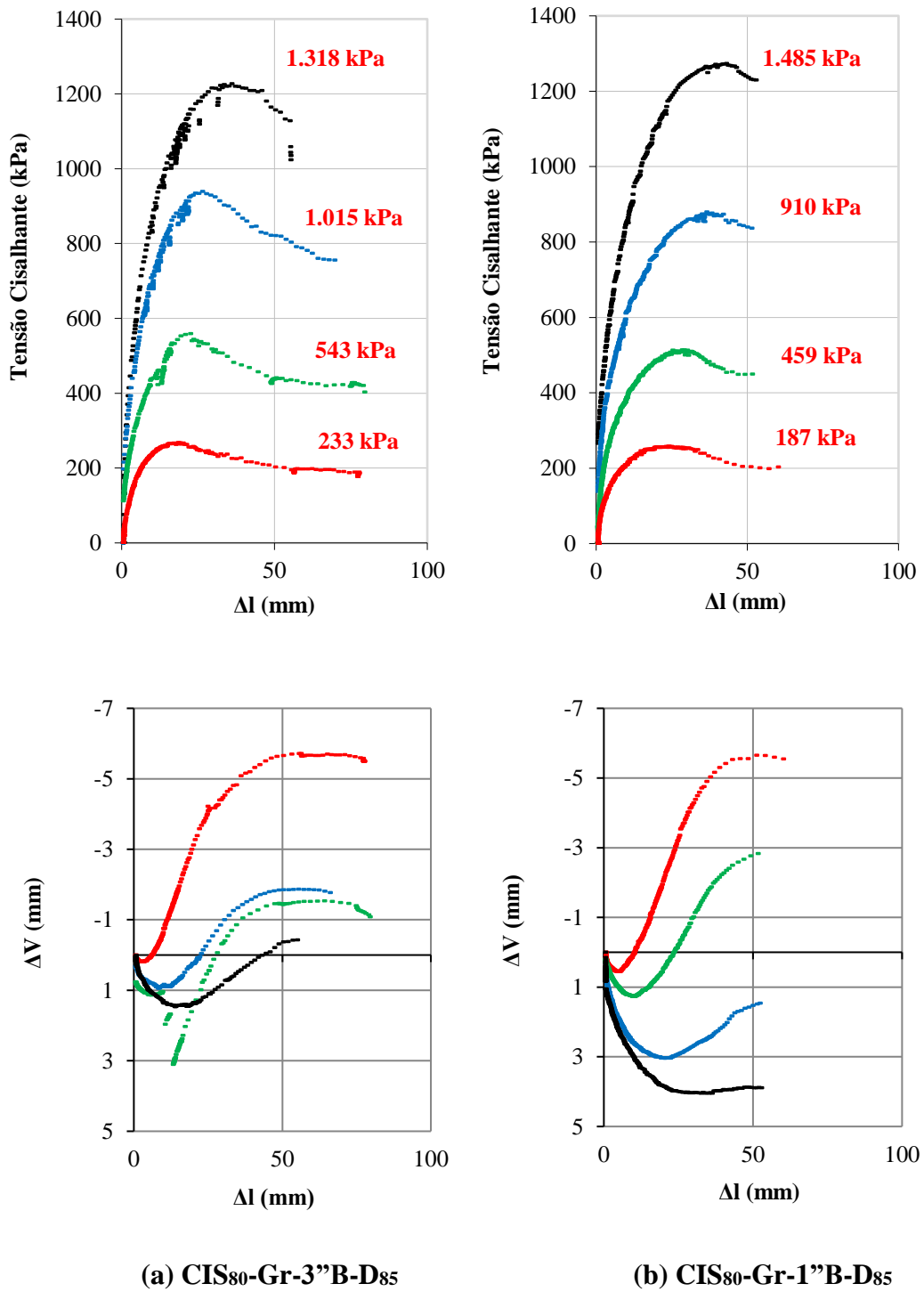


Figura 4.81 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀, com as distribuições Gr-3''B e Gr-1''B na mesma densidade relativa $D_R = 85\%$.

A Fig. 4.82 apresenta as envoltórias de ruptura que deram origem aos parâmetros das envoltórias da Tab. 4.20 e aos parâmetros de resistências (ϕ' e c') apresentados na Fig. 4.83.

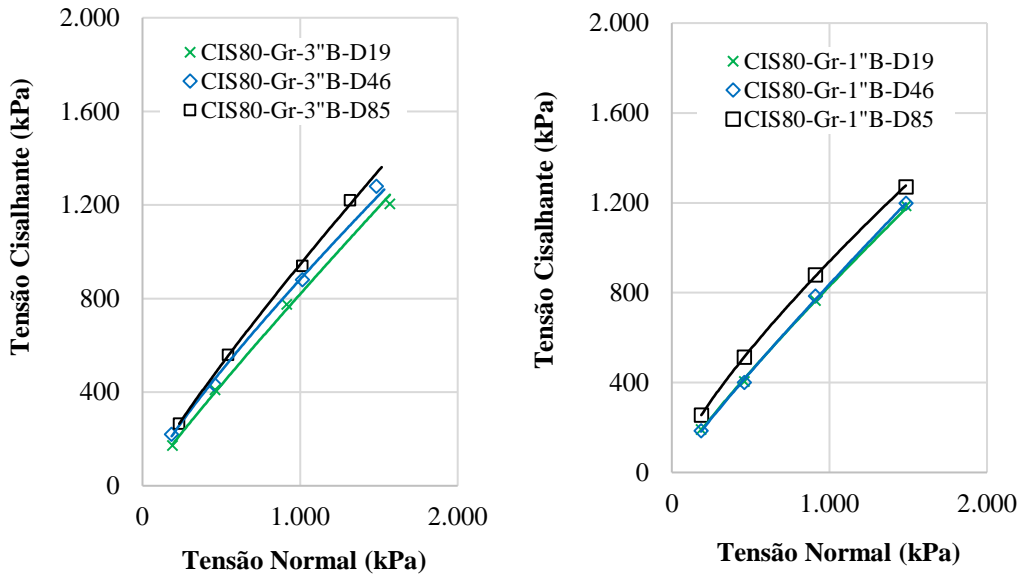


Figura 4.82 – Envolvórias de ruptura das distribuições Gr-3''B e Gr-1''B interpretadas dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

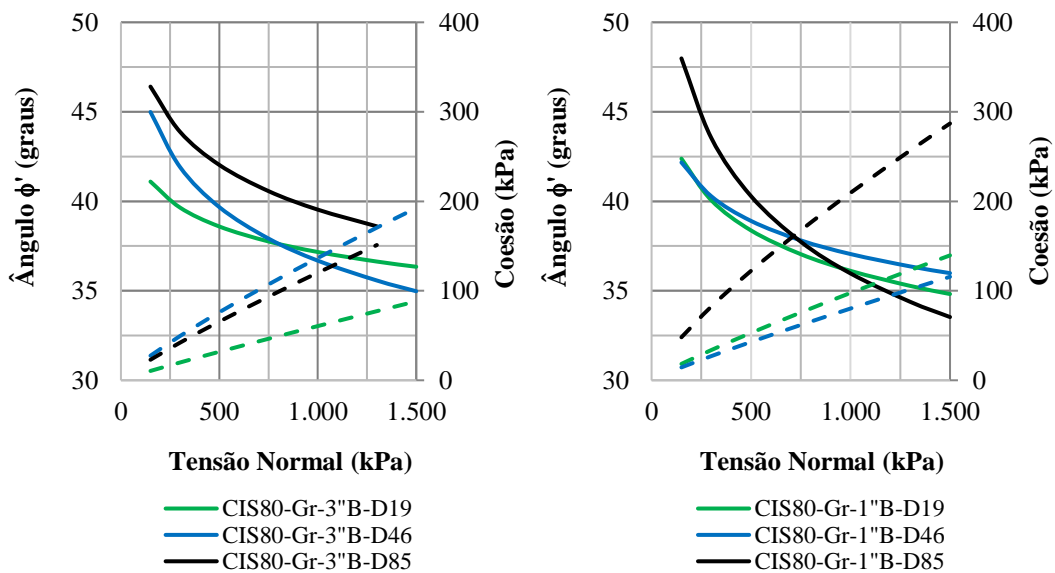


Figura 4.83 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') das distribuições Gr-3''B e Gr-1''B interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

Como as envoltórias são não lineares, os parâmetros de resistência variam com a tensão normal aplicada, ou seja, o ângulo de atrito ϕ' diminui e o intercepto coesivo c' aumenta com o acréscimo da tensão normal (Fig. 4.83). A redução do ϕ' é em média de 27% para tensão normal de 1.500 kPa. O ângulo de atrito inicial aumenta com o aumento da densidade relativa

(D_R), apresentando acréscimo de 10% para o material denso em relação ao fofo (Fig. 4.84a), comportamento semelhante ao relatado por LEPS (1970) para outros materiais (item 2.2.1.1).

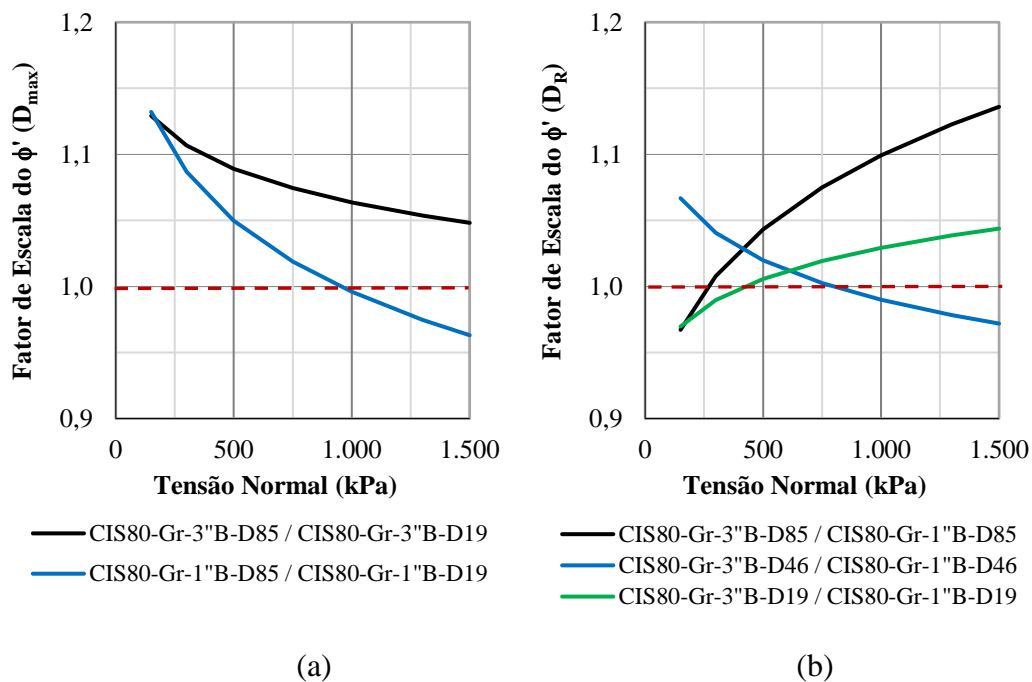


Figura 4.84 – Fator de escala do ângulo de atrito (ϕ'): (a) comparando diferentes densidades relativas da mesma distribuição granulométrica (mesmo D_{max}); (b) comparando a mesma densidade relativa de duas distribuições granulométricas.

A Fig. 4.84b apresenta o fator de escala entre os ângulos de atrito obtidos para ensaios com a mesma densidade relativa e tamanho da caixa (CIS_{80}), e curvas granulométricas com forma (n_f) e D_{max} diferentes. Verifica-se que, para baixa tensão normal ($\sigma_{N,max} \leq 250$ kPa) o ângulo de atrito é maior para a curva com menor D_{max} (1") e para as $D_R = 19$ e 85%, conforme havia observado VEIGA PINTO (1983). Situação que, se inverte com o aumento da tensão normal ($\sigma_{N,max} > 250$ kPa) e se agrava para $D_R = 85\%$, chegando essa diferença a 14%.

A Fig. 4.85 apresenta o fator de redução do ângulo de atrito vs. tensão normal para as 3 curvas ensaiadas com 3"B e as 3 curvas com 1"B. Apesar desse fator de redução ser variável com a tensão normal atuante, pode-se destacar o valor de 0,83 como representativo da maioria das curvas para uma $\sigma_{N,max}$ extrapolada de 1.500 kPa. Para a maioria das envoltórias extrapoladas para a tensão normal de 4.000 kPa, o ângulo de atrito medido pode ser definido como equivalente ao ângulo de atrito básico da rocha, que é similar ao ângulo residual de uma areia bem graduada com a mesma mineralogia da rocha ensaiada.

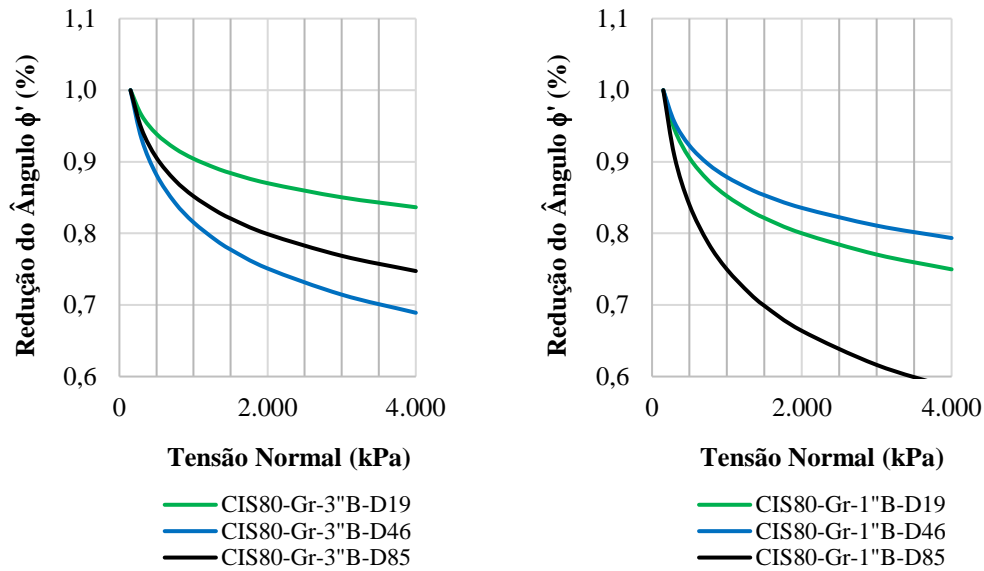


Figura 4.85 – Fator de redução do ângulo de atrito (ϕ') com o acréscimo de $\sigma_{N,max}$ (Gr).

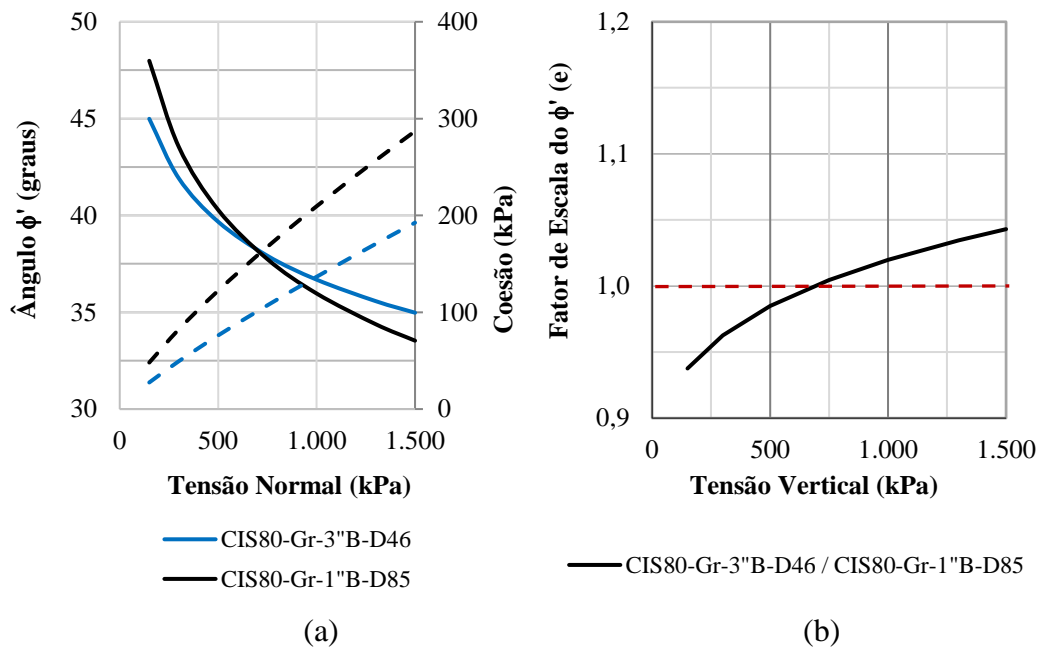


Figura 4.86 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') das distribuições Gr-3''B-D46 e Gr-1''B-D85, com aproximadamente mesmo índice de vazios inicial, interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

A Fig. 4.86a apresenta variação dos parâmetros de resistência com o acréscimo de tensão normal para duas curvas com diferentes D_{max} (3'' e 1'') e densidades relativas ($D_R= 46$ e 85%), porém com aproximadamente o mesmo índice de vazios inicial ($e = 0,377$ e $0,380$). A Fig. 4.86b apresenta fator de escala do ângulo de atrito comparando as duas situações citadas,

onde observa-se que, a maior diferença entre esse parâmetro de resistência foi de 6%. Apesar da análise de apenas um par de ensaios com essas características não permitir conclusões generalizadas, com o auxílio das demais situações analisadas, pode-se inferir que ao ensaiar curvas reduzidas com o mesmo material e índice de vazios do protótipo, o erro dos parâmetros de resistência obtidos não parece ser muito significativo. Isso porque o aumento da densidade relativa do modelo reduzido tende a aumentar o ângulo de atrito (ϕ'). Contudo, para $\sigma_{N,max} > 250$ kPa a diminuição do tamanho das partículas tende a diminuir o mesmo ϕ' . Para baixas tensões atuantes o ângulo de atrito normalmente adotado em projeto é o de repouso, facilmente determinado em empilhamento desses materiais, logo, o mais importante a ser estudado é a redução desse ângulo com o aumento das tensões atuantes, situação essa agravada pelo constante aumento da altura de barragens de enrocamento.

Vale destacar que, uma tensão normal de 1.500 kPa equivale a aproximadamente o carregamento de um aterro de 75 m de altura, para o qual se observa redução média de 17% do ângulo de atrito nos ensaios com enrocamento constituído por partículas de granito são, homogêneas, arredondadas e modernamente classificadas como rocha super resistente ($\sigma_c \geq 160$ MPa), considerado material piloto para o qual se esperava baixo índice de quebra, o que foi efetivamente comprovado nos ensaios. Prevê-se que, essa perda de resistência relacionada ao ângulo de atrito do enrocamento deve ser agravada para materiais constituídos de rochas de baixa resistência.

Os comparativos entre os parâmetros dos ensaios foram realizados com duas distribuições granulométricas bem graduadas, porém com formas distintas ($n_f = 0,5$ e $0,9$). Para avaliar a influência da forma das curvas nos parâmetros de resistência foram incorporadas as análises ensaios realizados por MAIA (2001) com o mesmo granito de Serra da Mesa (Fig. 4.87a) e com o basalto da barragem de Marimbondo (Fig. 4.87b). MAIA (2001) realizou uma ampla campanha de cisalhamento direto com o granito de Serra da Mesa, porém foi escolhido para essa comparação apenas o ensaio Gd103, pois o mesmo foi executado na caixa grande CIS100, com material uniforme ($n_f = 1,6$) e $D_{max} = 3''$. Na Fig. 4.87a verifica-se uma diferença média de 2° para maior na curva de variação do ângulo de atrito com a tensão normal para o ensaio CIS100-Gd103-DR=95% em relação a curva do ensaio CIS80-Gr-3''B-D85 que, em resumo, não pode ser considerada relevante mesmo porque há uma pequena diferença, não individualizada, na densidade relativa dos dois materiais (95 e 85%). O que se esperava era

maior forças de contato entre as partículas da distribuição uniforme, conseqüentemente maior quebra das mesmas e menor resistência ao cisalhamento, o que não se confirmou na comparação. Dois fatores que se complementam podem explicar esse comportamento inesperado, as baixas tensões aplicadas no ensaio CIS100-Gd103-DR=95% ($\sigma_{N,max} \leq 250$ kPa) aliada a elevada resistência da partícula, o que não contribuiu para que se atingisse a fase onde predomina a quebra das partículas.

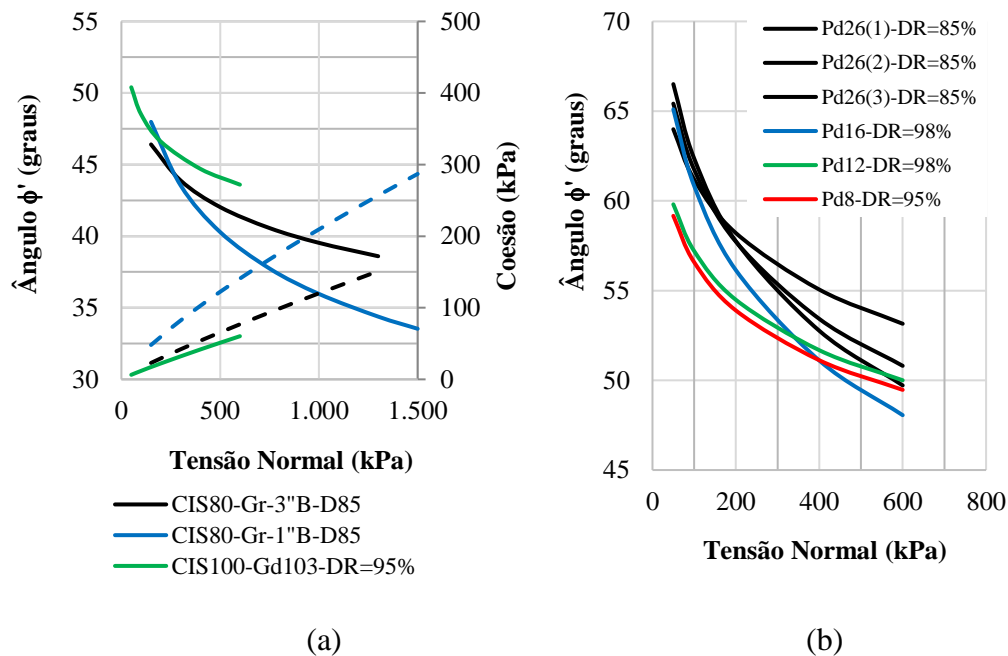


Figura 4.87 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ') para o granito de Serra da Mesa e basalto de Marimbondo ensaiados por MAIA (2001).

A Fig. 4.87b apresenta as curvas de variação do ângulo de atrito com a tensão normal para 6 ensaios realizados na caixa CIS₃₀ com o basalto de Marimbondo, adotando 4 curvas paralelas ($D_{max} = 38,1, 25,4, 19,1$ e $12,7$ mm), uniformes ($n_f = 1,6$) e com material compacto em estado denso ($D_R = 85$ e 98%). Esses ensaios confirmam a tendência verificada com o granito, ou seja, da influência do diâmetro das partículas na resposta quanto ao ângulo de atrito. Verifica-se que, para densidades relativas semelhantes o ângulo de atrito tende a ser maior para curvas com maiores diâmetros de partículas (maior D_{max}).

4.3.3.2. Efeito de escala do equipamento (ESE)

As Figs. 4.88, 4.89 e 4.90 apresentam as curvas tensão cisalhante (τ) vs. deslocamento horizontal (Δl) e deslocamento vertical (ΔV) vs. Δl dos ensaios realizados na caixa grande (CIS₈₀) e na caixa pequena (CIS₂₁), com a distribuição granulométrica do granito Gr-3”B, comparando ensaios com mesma densidade relativa D_R : (a) para ensaios com a caixa CIS₈₀ e (b) para ensaios com a caixa CIS₂₁.

Comparando apenas o material fofo ($D_R = 19\%$) ensaiado nas duas caixas (Figs. 4.88a e 4.88b) verifica-se que, a tensão cisalhante de pico é maior na CIS₂₁ para $\sigma_{N,max} \geq 960$ kPa.

A Fig. 4.91 apresenta variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') dos ensaios citados anteriormente. A Fig. 4.92 apresenta fator de escala entre os ângulos de atrito interpretados nos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, comparando a mesma D_R e tensão normal aplicada. Nessa última figura, verifica-se que, os ângulos de atrito são em média 15% maiores nos ensaios realizados na CIS₂₁ para os materiais no estado fofo ($D_R = 19\%$) e medianamente compactados ($D_R = 46\%$). Para os materiais densos, os ângulos de atrito são muito próximos se comparado os ensaios realizados na CIS₈₀ e na CIS₂₁.

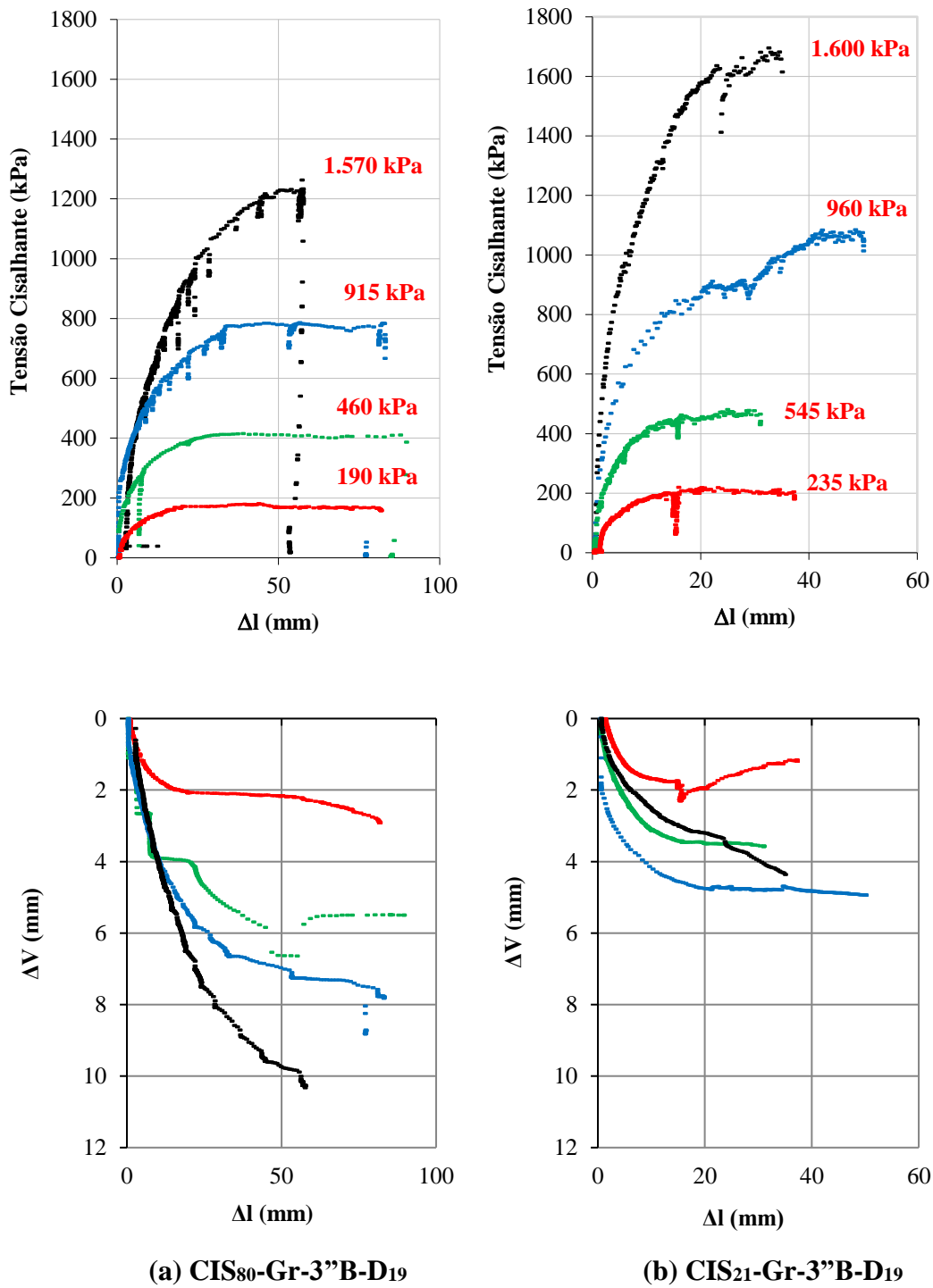


Figura 4.88 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, com a distribuição Gr-3''B na mesma densidade relativa $D_R = 19\%$.

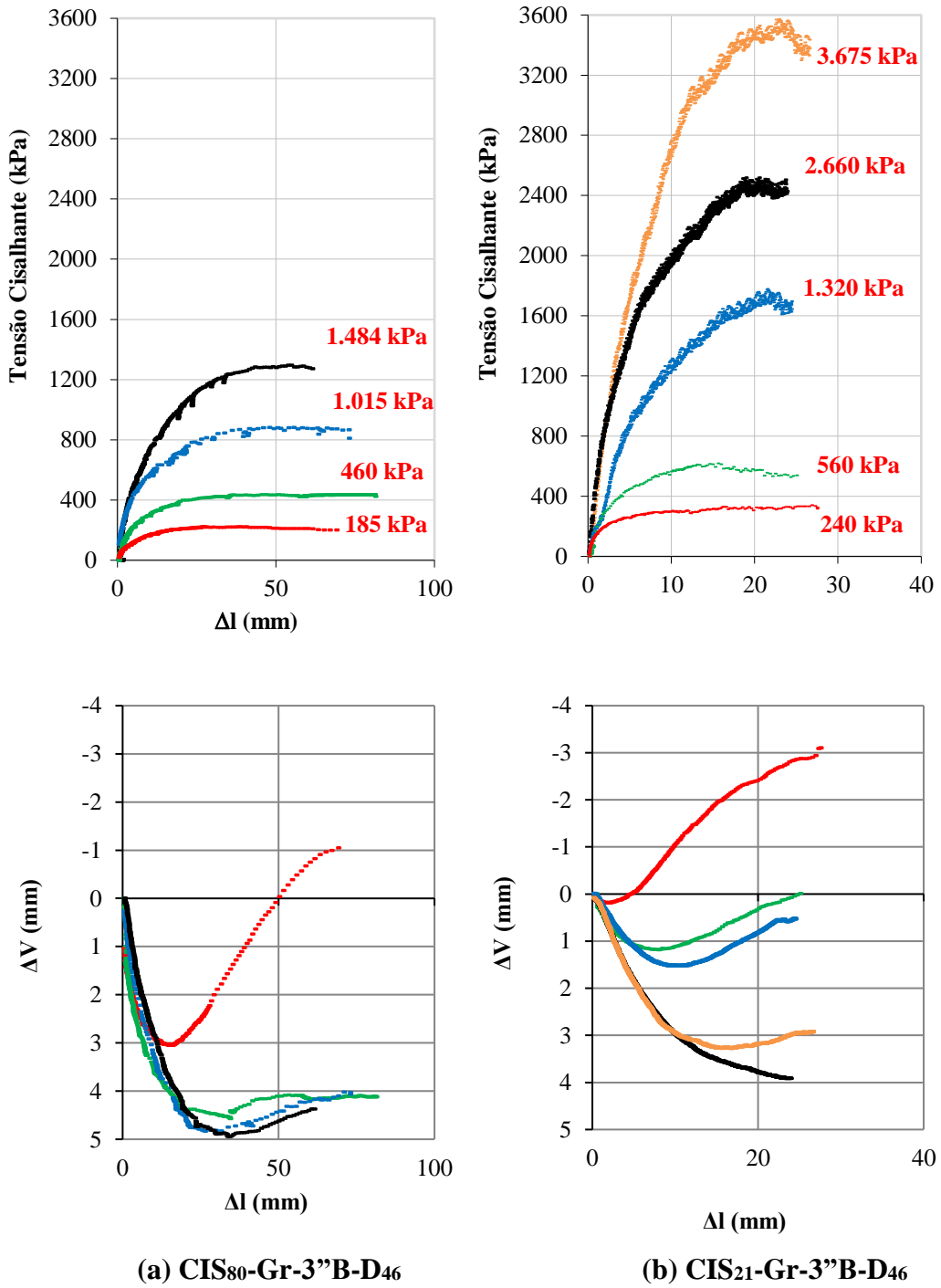


Figura 4.89 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, com a distribuição Gr-3''B na mesma densidade relativa $D_R = 46\%$.

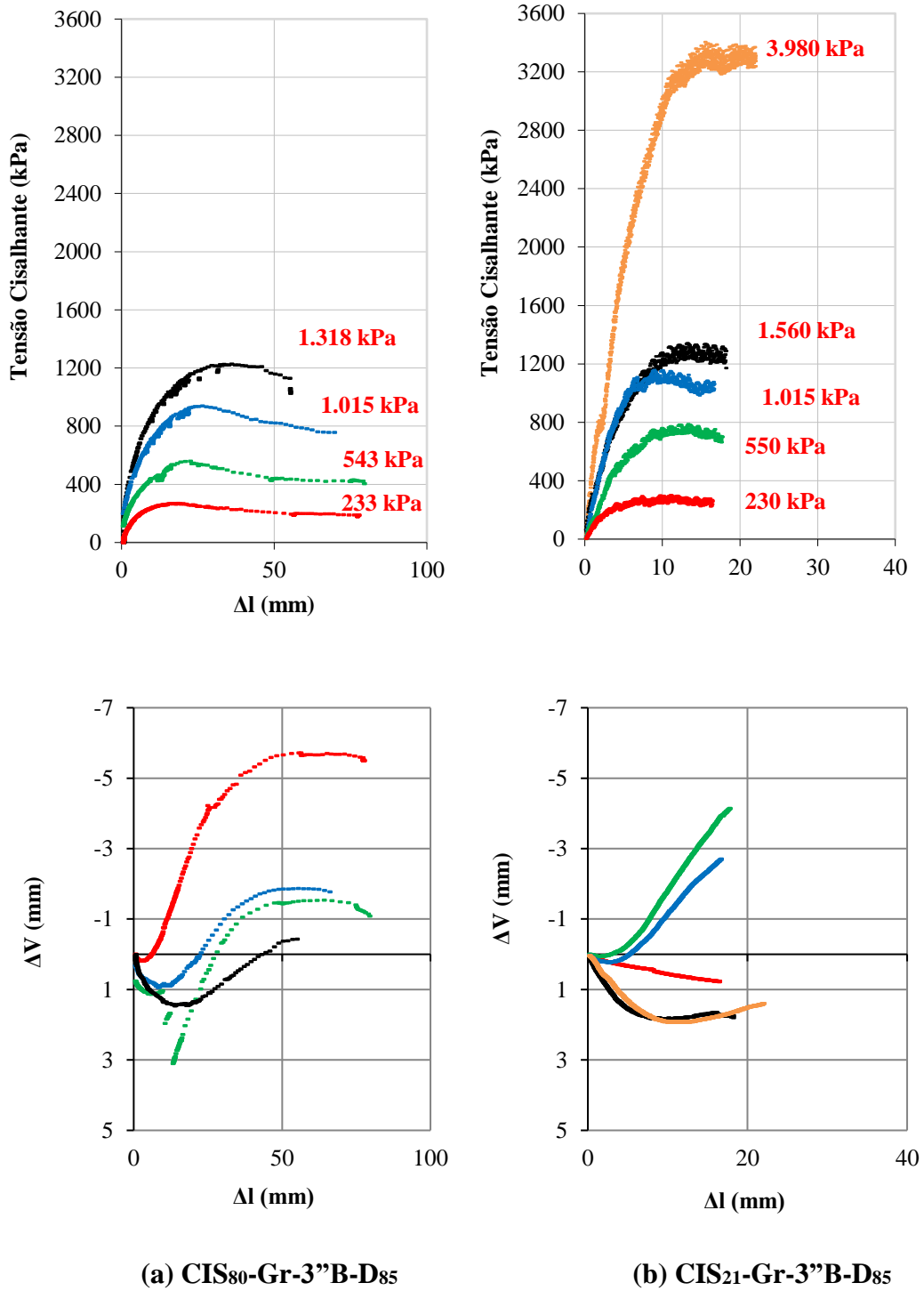


Figura 4.90 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, com a distribuição Gr-3''B na mesma densidade relativa $D_R = 85\%$.

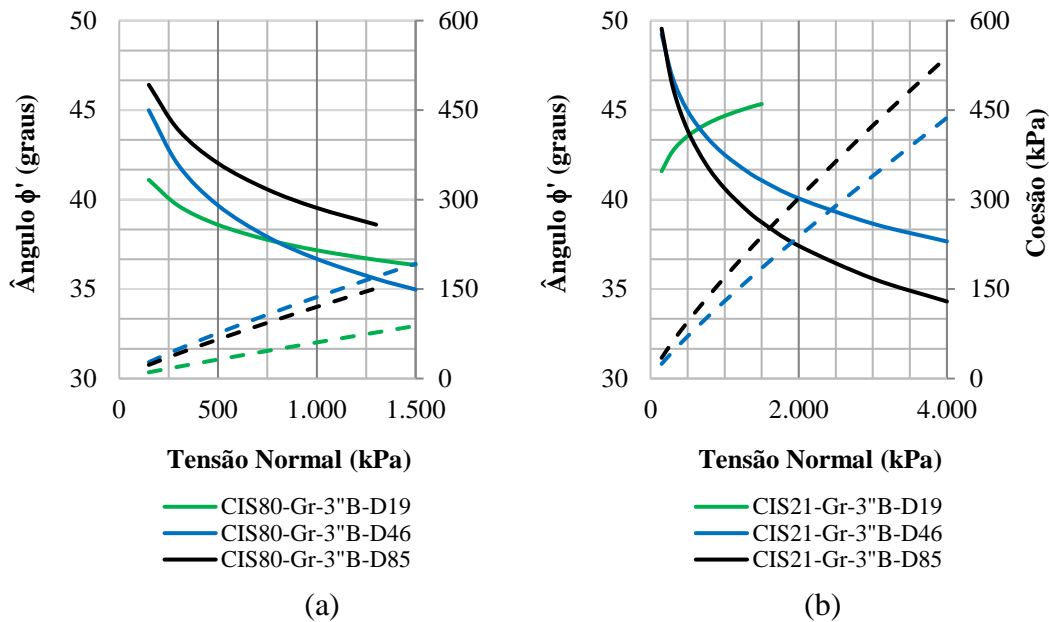


Figura 4.91 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') das distribuições Gr-3"B interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀ e CIS₂₁.

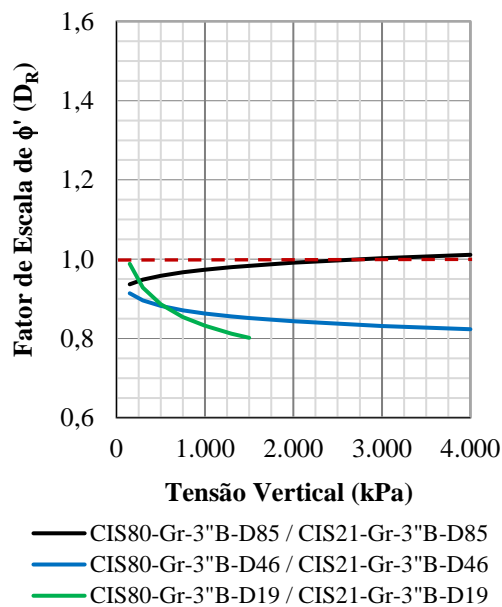


Figura 4.92 – Fator de escala do ângulo de atrito (ϕ') comparando a mesma densidade relativa e curva 3''B ensaiada na CIS₈₀ e CIS₂₁ (Gr).

As Figs. 4.93, 4.94 e 4.95 apresentam as curvas tensão cisalhante (τ) vs. deslocamento horizontal (Δl) e deslocamento vertical (ΔV) vs. Δl dos ensaios realizados na caixa grande (CIS₈₀) e na caixa pequena (CIS₂₁), com a distribuição granulométrica do granito Gr-1"B,

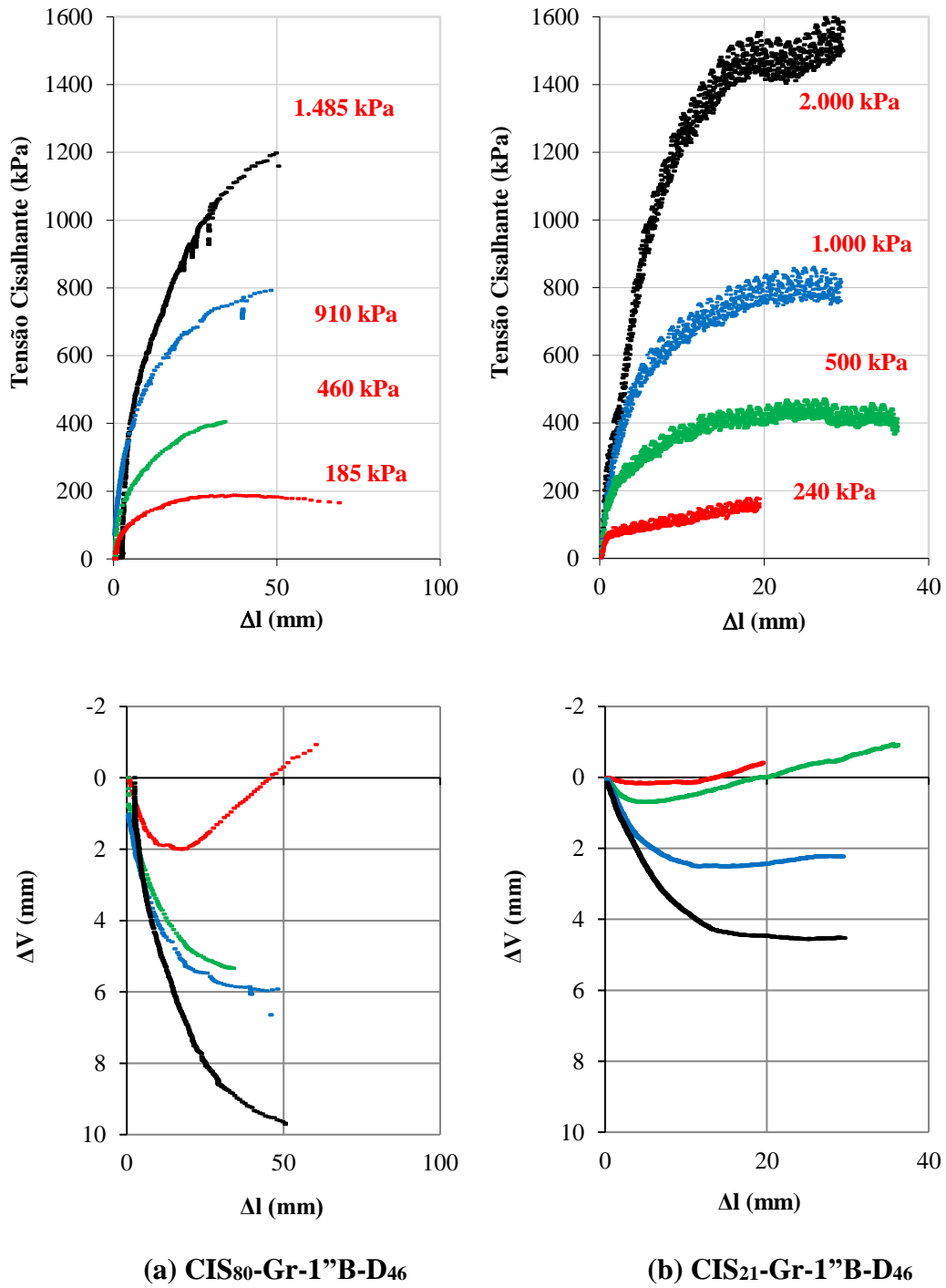


Figura 4.94 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, com a distribuição Gr-1'B na mesma densidade relativa $D_R = 46\%$.

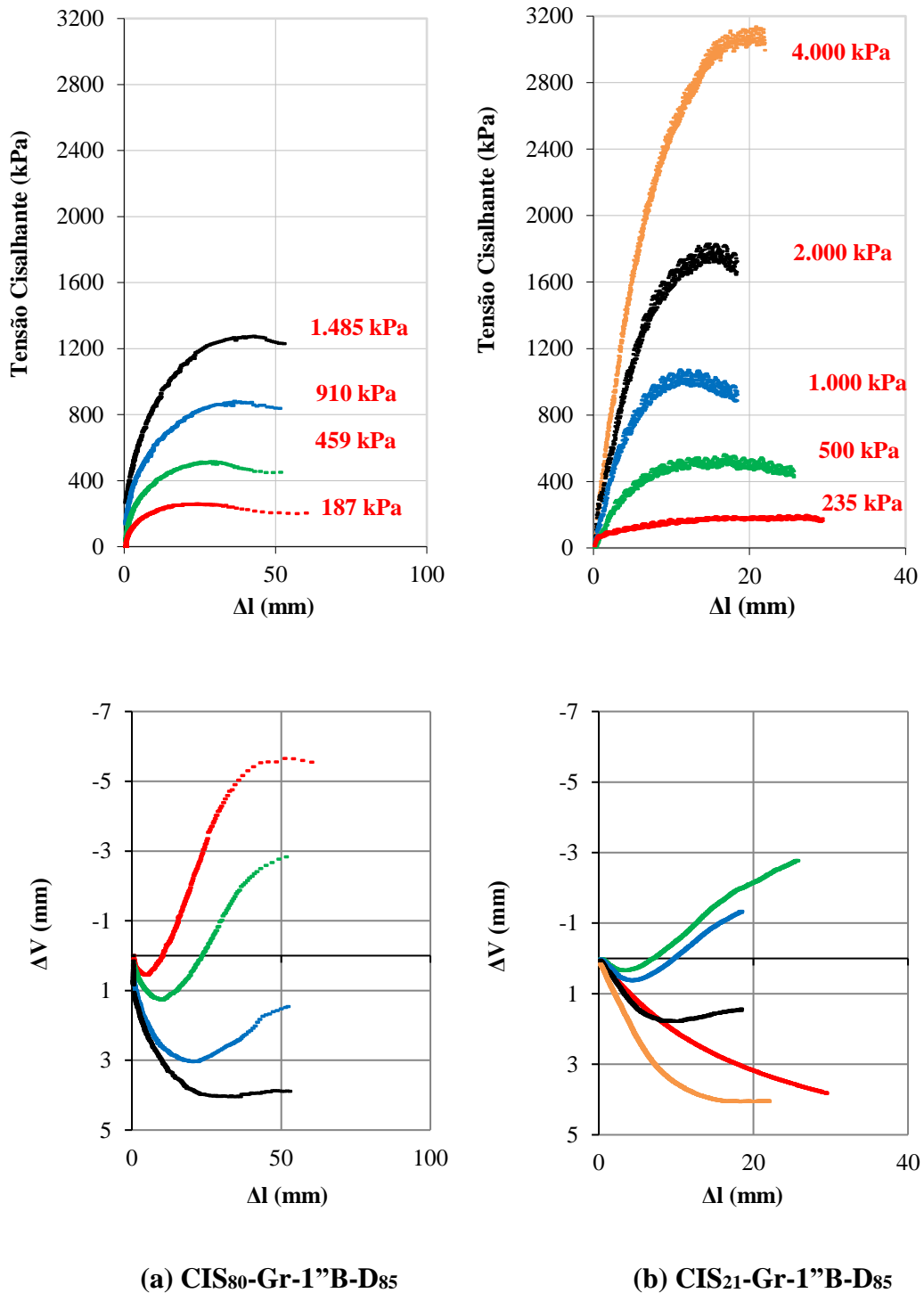


Figura 4.95 – Curvas τ vs. Δl e ΔV vs. Δl dos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, com a distribuição Gr-1''B na mesma densidade relativa $D_R = 85\%$.

A Fig. 4.96 apresenta variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') dos ensaios com a curva 1''B. A Fig. 4.97 apresenta fator de escala entre os ângulos de atrito interpretados nos ensaios CIS₈₀ e CIS₂₁, comparando a mesma D_R e tensão normal aplicada. Nessa última figura,

verifica-se que, o ângulo de atrito inicial é 14% maior no ensaio realizado na CIS₈₀ para o material no estado denso ($D_R = 85\%$), onde essa diferença tende a diminuir com o aumento da tensão normal. Para $\sigma_{N,max} \geq 750$ kPa, os ângulos de atrito interpretados dos ensaios na CIS₂₁ são maiores do que aqueles dos ensaios na CIS₈₀, tendendo essa diferença a aumentar proporcionalmente com o incremento da tensão normal, chegando a ângulo de atrito 28% maior para a $\sigma_{N,max} \geq 2.000$ kPa ($D_R = 85\%$)

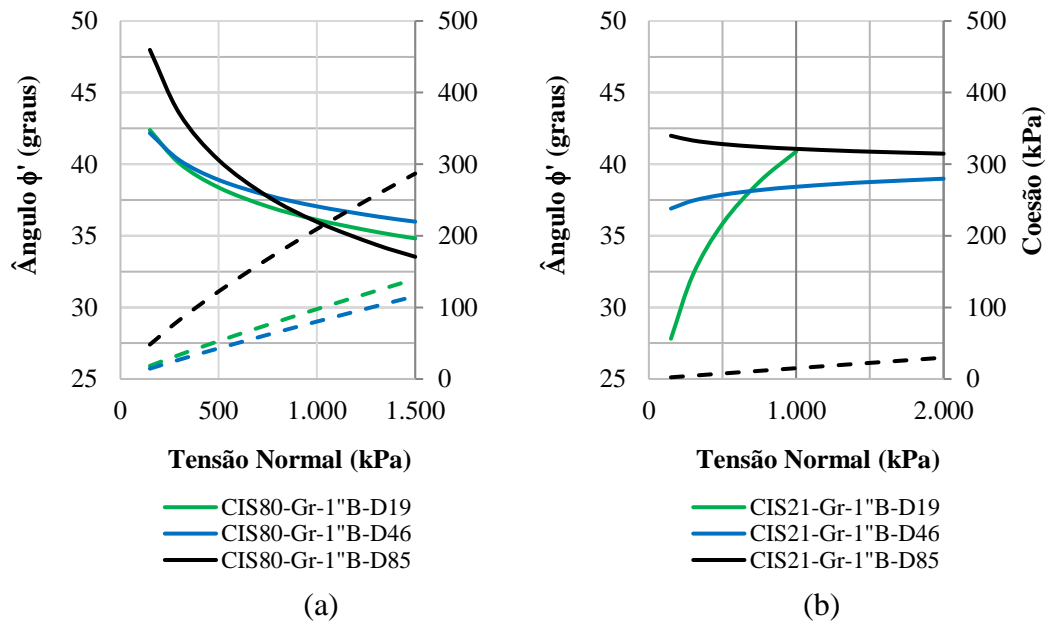


Figura 4.96 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') das distribuições Gr-1”B interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀ e CIS₂₁.

A Fig. 4.98 apresenta o fator de escala entre os ângulos de atrito obtidos para ensaios com a mesma densidade relativa e tamanho da caixa, (a) CIS₈₀ e (b) CIS₃₀, e curvas granulométricas com forma ($n_f = 0,5$ e $0,9$) e D_{max} (3” e 1”) diferentes. Como já observado, no Item 4.3.3.1, o diâmetro das partículas, representado aqui pelo D_{max} , tem forte influência nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto com enrocamentos com partículas de elevada resistência. Porém, sua influência é contraditória se comparado os ensaios realizados na CIS₈₀ e na CIS₂₁. Isso porque nos ensaios na CIS₈₀, a diferença entre os ângulos de atrito aumenta com o acréscimo da tensão normal, enquanto nos ensaios na CIS₂₁ essa diferença diminui com o acréscimo da normal.

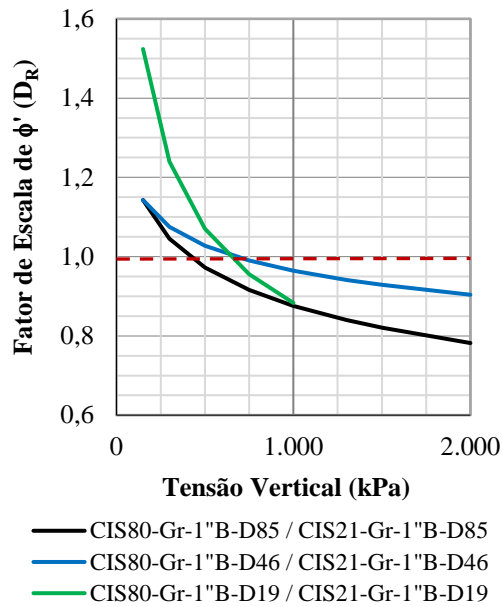


Figura 4.97 – Fator de escala do ângulo de atrito (ϕ') comparando a mesma densidade relativa e curva 1''B ensaiada na CIS₈₀ e CIS₂₁.

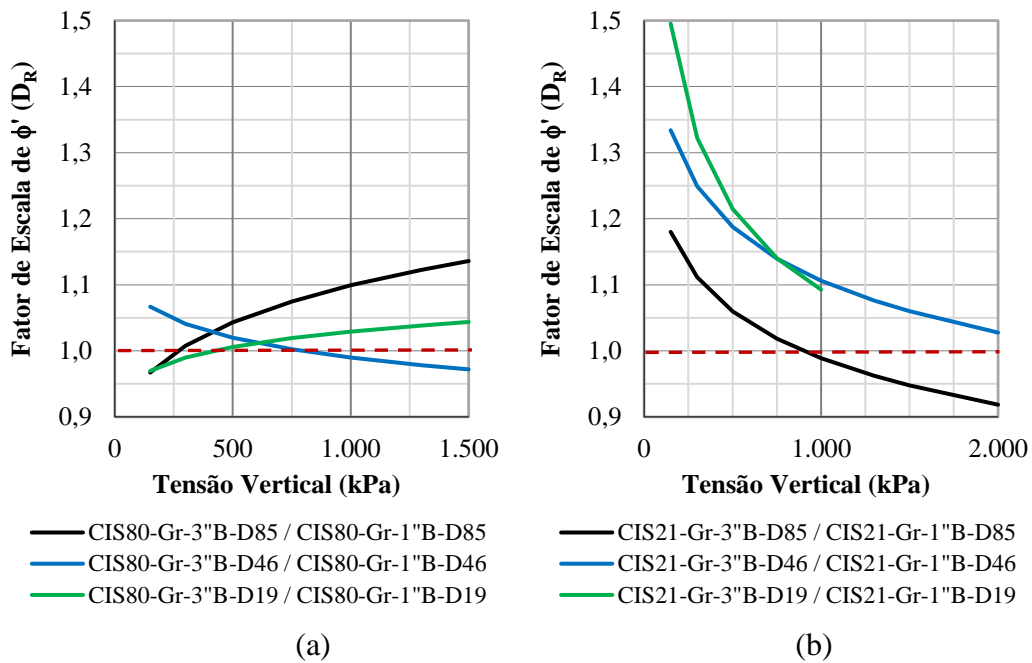


Figura 4.98 – Fator de escala do ângulo de atrito (ϕ'): (a) comparando a mesma densidade relativa das curvas 3''B e 1''B ensaiadas na CIS₈₀; (b) comparando a mesma densidade relativa das curvas 3''B e 1''B ensaiadas na CIS₂₁.

Pelo o que foi apresentado nesse item, pode-se concluir que, a escala do equipamento tem influência considerável na resposta quanto a determinação de parâmetros de resistência em ensaios de cisalhamento direto. Para todos os ensaios realizados, considerando relação entre

as dimensões da caixa e do diâmetro máximo (D_{cz}/D_{max}) variando de 2,8 a 32 e densidades relativas de materiais bem graduados variando de fofos a densos, verificou-se que, os ângulos de atrito interpretados dos ensaios na CIS₂₁ são maiores do que aqueles dos ensaios na CIS₈₀, podendo essa diferença chegar a 28%. Nota-se ainda que, em média, essas diferenças são mais significativas nos materiais de maior granulometria, ou seja, com $D_{cz}/D_{max} = 2,8$, bem como nos materiais fofos e medianamente compactados. Essa última observação pode ser explicada pela restrição de espaço para deslocamentos das partículas nos ensaios com a CIS₂₁.

A Fig. 4.99 compara os parâmetros obtidos dos ensaios realizados na CIS₂₁ com $D_R = 85\%$ com o ensaio executado por MAIA (2001), com o granito de Serra da Mesa, numa caixa de 30 cm (CIS₃₀), com amostra uniforme ($n_f = 1,6$), com $D_{max} = 38,1$ mm e com densidade relativa de 98%. Nesse comparativo fica evidenciado que, a forma da distribuição tem pouca influência na resposta em termos de parâmetros de resistência para ensaios de cisalhamento direto com amostras de partículas com eleva resistência, executados com baixas tensões normais $\sigma_{N,max} \leq 600$ kPa. Tal afirmação, desconsidera aquelas amostras cuja porcentagem de finos passa a influenciar o comportamento mecânico do arranjo estrutural.

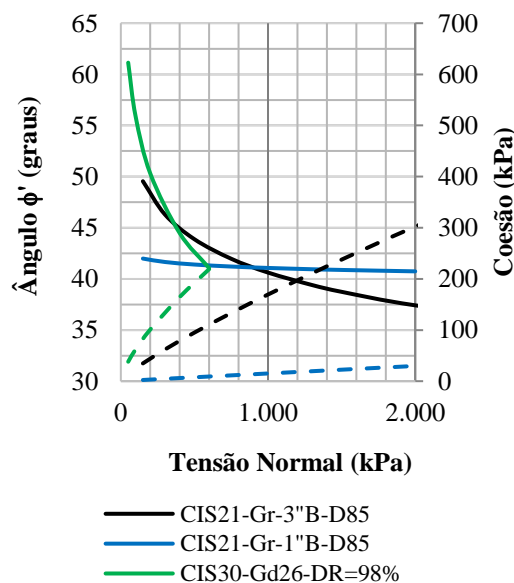


Figura 4.99 – Variação dos parâmetros de resistência (ϕ') para o granito de Serra da Mesa ensaiado por MAIA (2001).

4.3.3.3. Efeito da litologia e resistência da partícula

A Tab. 4.21 apresenta as características iniciais dos corpos de prova para realização dos ensaios de cisalhamento direto na caixa CIS₈₀ com o gnaiss (Gn) de Itapebi, índice de quebra Bg e tensões de pico dos ensaios.

Diferente do que foi observado para o granito (Gr) de Serra da Mesa, não se verifica nos ensaios com gnaiss (Gn) correlação entre o índice de quebra (Bg) e a tensão normal máxima aplicada no ensaio. Tal fato, pode-se dever a forma truncada da curva granulométrica, que além de favorecer a concentração de tensões nas partículas maiores, apresenta maior dificuldade na modelagem de corpos de prova semelhantes.

A Tab. 4.22 apresenta os parâmetros das envoltórias de resistência na ruptura interpretados para os ensaios de cisalhamento direto com o Gn. As envoltórias não lineares foram ajustadas de acordo com as formulações de MELLO (1977), parâmetros a e b (Eq. 2.18 do Item 2.4) e INDRARATNA *et al.* (1993), parâmetros a₂, b₂, α e β (Eq. 2.19 e 2.20 do Item 2.4).

Tabela 4.21 – Tensões na ruptura e índice de quebra dos ensaios de cisalhamento direto com o gnaiss (Gn).

Id. da Curva Granul.	Identificação do Ensaio	D _{cz} / D _{max}	γ _d kN/m ³	D _R %	e ₀	Ruptura		Bg
						σ _{N,max} ' KPa	τ kPa	%
Gn-3''T	CIS ₈₀ -Gn-3''T-D ₀	10,7	18,04	0	0,461	400	340	20,0
						800	580	9,0
						1.600	1.150	20,0
	CIS ₈₀ -Gn-3''T-D ₂₄	10,7	18,60	24	0,417	500	400	19,0
						1.000	810	18,5
						1.600	1.200	18,0
	CIS ₈₀ -Gn-3''T-D ₆₂	10,7	19,60	62	0,344	100	120	-
						400	350	17,0
						1.000	860	9,0
	CIS ₈₀ -Gn-3''T-D ₉₇	10,7	20,60	97	0,279	400	470	19,5
						800	730	19,0
						1.600	1.300	21,0
Gn-1''T	CIS ₈₀ -Gn-1''T-D ₂₀	10,7	18,65	20	0,413	500	390	-
						990	850	-
						1.580	1.210	-
	CIS ₈₀ -Gn-1''T-D ₄₆	10,7	19,60	46	0,344	500	500	-
						850	980	-
						1.390	1.550	-

Tabela 4.22 – Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos interpretados para os ensaios de cisalhamento direto (Gn).

Id. da Curva Granul.	Identificação do Ensaio	Coeficientes					
		a kPa	b	a ₂	b ₂	α	β
Gn-3”T	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₀	1,711	0,879	0,461	0,879	2,057	0,852
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₂₄	1,106	0,997	0,644	0,997	3,413	0,945
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₆₂	2,338	0,849	0,453	0,849	1,722	0,788
	CIS ₈₀ -Gn-3”T-D ₉₇	5,657	0,734	0,316	0,734	1,030	0,647
Gn-1”T	CIS ₈₀ -Gn-1”T-D ₂₀	0,825	0,995	0,786	0,995	4,074	0,986
	CIS ₈₀ -Gn-1”T-D ₄₆	0,523	1,109	1,699	1,109	13,30	1,152

A Fig. 4.100 apresenta as envoltórias de ruptura que deram origem aos parâmetros das envoltórias da Tab. 4.22 e aos parâmetros de resistências (ϕ' e c') apresentados nas Fig. 4.101 e 4.102.

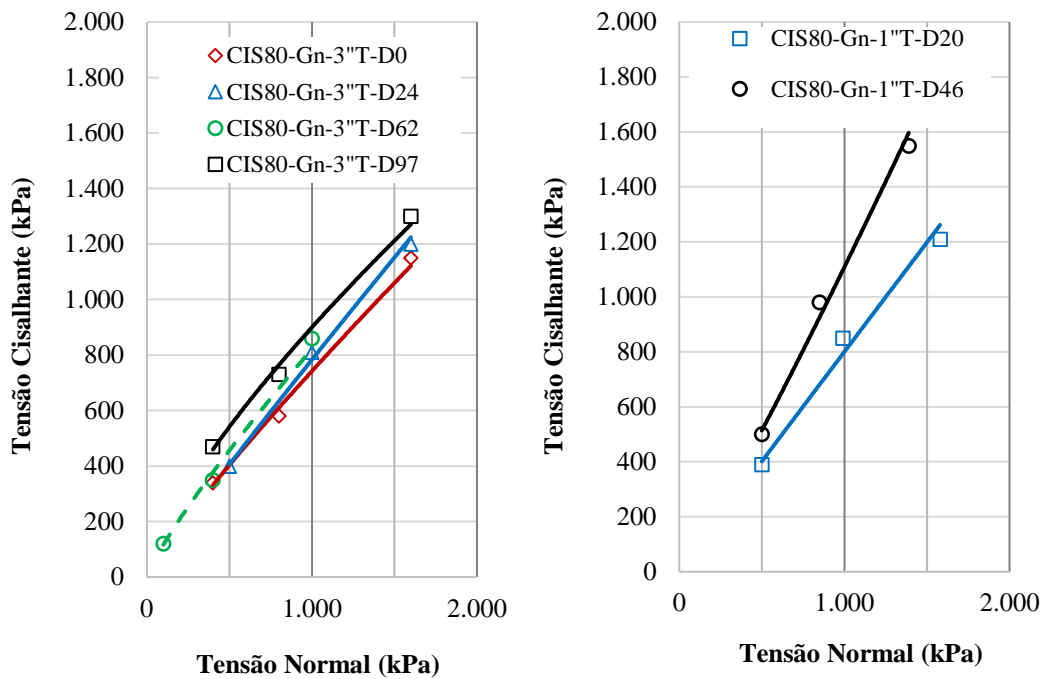


Figura 4.100 – Envoltórias de ruptura das distribuições Gn-3”T e Gn-1”T interpretadas dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

Na Fig. 4.101 verifica-se que, nas distribuições truncadas a variação do ângulo de atrito não possui relação direta com a densidade relativa e com o aumento da tensão normal aplicada.

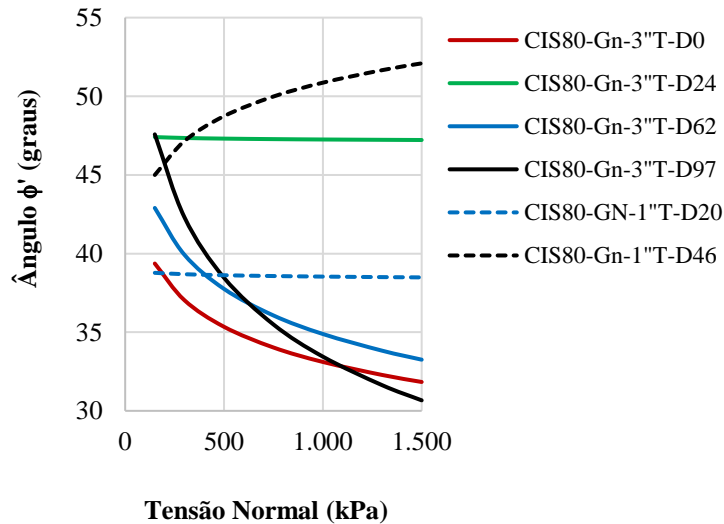


Figura 4.101 – Variação do ângulo de atrito (ϕ') com a tensão normal das distribuições Gn-3''T e Gn-1''T, interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

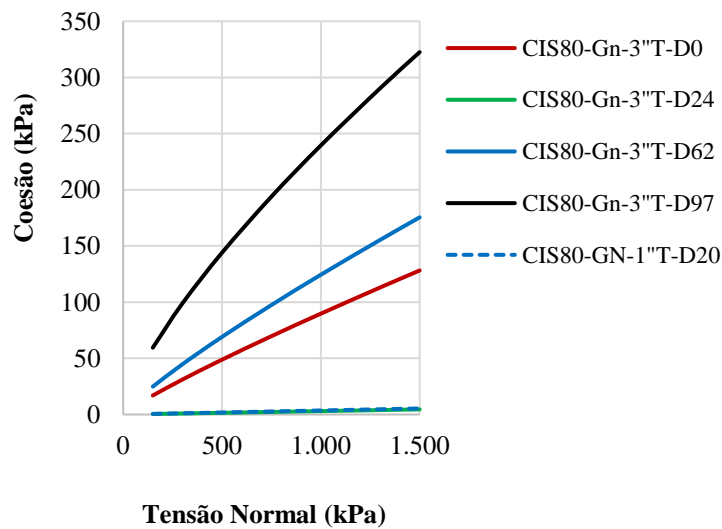


Figura 4.102 – Variação do intercepto coesivo (c') com a tensão normal das distribuições Gn-3''T e Gn-1''T, interpretados dos resultados dos ensaios na CIS₈₀.

A Fig. 4.103 apresenta variação do ângulo de atrito com o acréscimo da tensão normal para ensaios de cisalhamento direto com o mesmo diâmetro máximo (3''), com material denso ($D_R = 80, 85, 95$ e 97%), diferentes mineralogias (basalto, granito e gnaiss) e forma das distribuições granulométricas (n_f). Salienta-se que, os ensaios CIS100-Pd103-DR=80% (basalto) e CIS100-Gd103-DR=95% (granito) foram retirados da campanha executada por MAIA (2001). Apesar das diferenças de modelagem dos corpos de prova, pode-se inferir pela análise da figura que materiais mais resistentes apresentam maior ângulo de atrito para a

mesma tensão normal aplicada. Essa diferença é menor para baixas tensões, onde o ângulo de atrito é mais influenciado pela forma das partículas e liberdade de movimento, e aumenta com o acréscimo da tensão normal, onde o binômio resistência-quebra dos grãos passa a ter maior influência nos resultados.

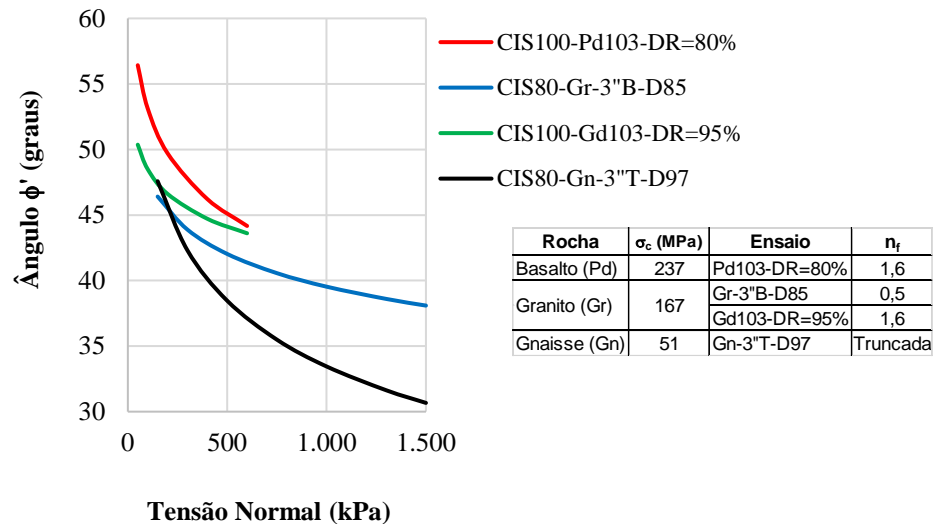


Figura 4.103 – Variação do ângulo de atrito (ϕ') com a tensão normal de distribuições com diferentes litologias de rocha.

A Fig. 4.104 apresenta o fator de redução do ângulo de atrito vs. tensão normal para curvas granulométricas de diferentes formas (n_f), densidades relativas e litologia da rocha.

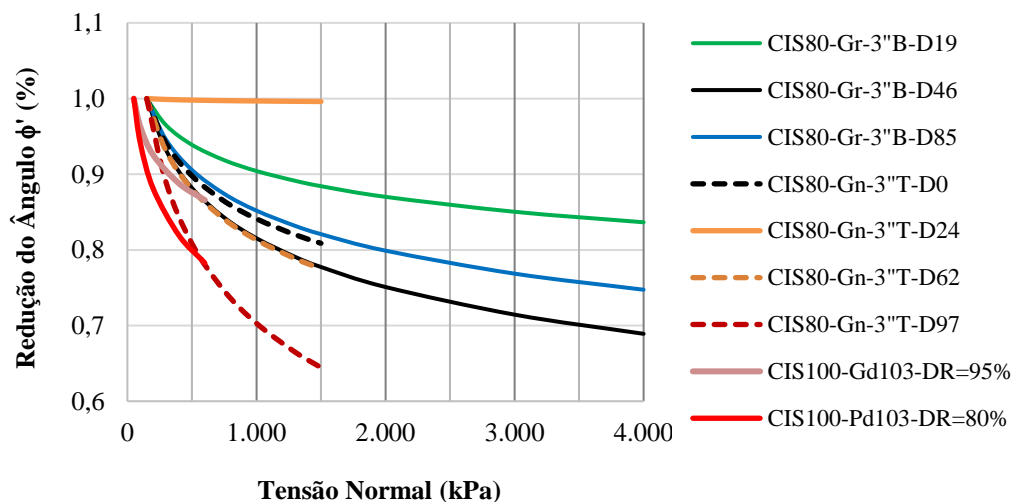


Figura 4.104 – Fator de redução do ângulo de atrito (ϕ') com o acréscimo de $\sigma_{N,max}$ para distribuições com diferentes litologias de rocha.

4.3.4. Compressão triaxial

As características dos corpos de prova moldados para realização dos ensaios triaxiais cúbicos com o granito (Gr) e os principais objetivos desses ensaios são descritos Item 3.3.2.5. O método adotado para estimativa do e_{\max} e e_{\min} das distribuições granulométricas e estabelecimento da densidade relativa (D_R) dos corpos de prova está descrito no Item 3.3.2.2. As curvas granulométricas adotadas e respectivos índices de forma são descritos no Item 3.3.2.1.

Detalhes dos equipamentos e procedimentos dos ensaios são descritos no Item 3.3.2.5.1. A interpretação e resultados individuais de cada ensaio são descritos no Apêndice D.3.

A Tab. 4.23 apresenta as características iniciais dos corpos de prova para realização dos ensaios triaxiais com o granito (Gr), índice de quebra Bg e tensão desviadora na ruptura (σ_{dr}). Verifica-se que, de forma geral, o índice de quebra aumenta com o aumento da tensão confinante ($\sigma_3' = \sigma_2'$), com exceção para o ensaio cuja tensão confinante foi 400 kPa.

Tabela 4.23 – Tensões na ruptura e índice de quebra dos ensaios triaxiais com o granito (Gr).

Id. da Curva Granul.	n_f	Identificação do Ensaio	D_{cz}/D_{max}	γ_d kN/m ³	D_R %	e_o	σ₃'=σ₂' kPa	σ_{dr}' kPa	Bg %
Gr-3''B	0,5	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -70	6,7	20,79	85	0,267	70	1650	3,36
		TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -200					230	3.980	8,75
		TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -400					400	7.000*	5,91
		TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -800					800	7.800*	9,63
		TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -1600					1600	-	10,52

* Tensão de pico estimada pelo ajuste de curva.

Vale destacar que, a execução do triaxial cúbico em enrocamentos é uma tentativa pioneira em busca de um ensaio que pudesse avaliar o comportamento do material frente a solicitações impostas por diferentes trajetórias de tensões, mas que ao mesmo tempo fosse de simples execução, utiliza-se equipamentos convencionais e que pudesse minimizar críticas relativas a representatividade desses ensaios. A principal crítica referida ao ensaio triaxial convencional em enrocamentos está relacionada a questão da deformabilidade, em que diversos autores afirmam que esses ensaios conduzem a valores bastante superiores aos que são observados em aterros reais, devido à elevada expansão lateral da amostra (FUMAGALLI, 1969; VEIGA PINTO, 1983). Essa elevada expansão, em uma primeira análise, pode estar relacionada a

forma de aplicação da tensão confinante sobre o corpo de prova, que é feita com a pressão de um líquido sobre um material de pequena espessura, pouca rigidez, que confina o enrocamento. Tal método, não parece eficaz para o confinamento de blocos isolados que recebem concentração de tensões por meio dos contatos, fazendo com que esses blocos sejam expulsos do arranjo estrutural do enrocamento (punção sobre elemento confinante), fato esse que é impedido pelo confinamento gerado pelas chapas rígidas de aço do ensaio triaxial cúbico.

Por outro lado, a forma cilíndrica do corpo de prova do ensaio triaxial convencional facilita a formação da zona cisalhada o que favorece a obtenção dos parâmetros de resistência. Além do efeito do atrito do material com as placas ter maior influência nos corpos de prova cúbicos. Logo, espera-se que parâmetros de resistência obtidos de amostras cúbicas sejam sensivelmente superiores aqueles obtidos por amostras cilíndricas. Sendo assim, algum fator de correção deve ser aplicado. Estudos realizados para determinar a resistência a compressão simples de concreto estrutural indicaram que, a tensão suportada por corpos de prova cilíndricos ($h/d = 2$) é aproximadamente 0,8 vezes a tensão suportada por corpos de prova cúbicos.

A Tab. 4.24 apresenta os parâmetros da envoltória de resistência na ruptura interpretados para a campanha de ensaios triaxiais executada nessa pesquisa. A envoltória não linear foi ajustada de acordo com as formulações de MELLO (1977), parâmetros a e b (Eq. 2.18 do Item 2.4) e INDRARATNA *et al.* (1993), parâmetros a_2 , b_2 , α e β (Eq. 2.19 e 2.20 do Item 2.4). A Fig. 4.105 apresenta a envoltória não-linear de ruptura que deu origem aos parâmetros da envoltória da Tab. 4.24.

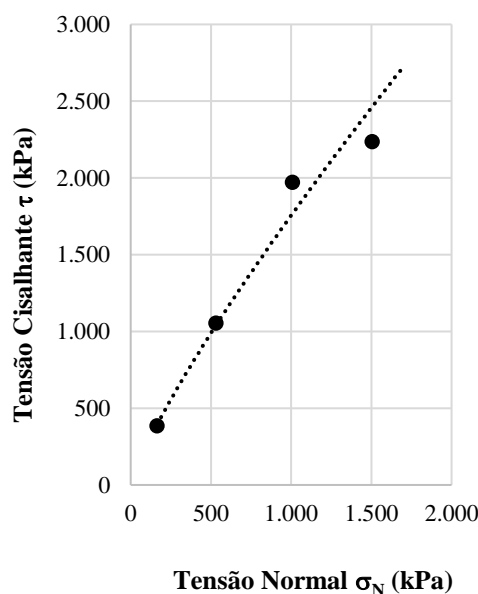


Figura 4.105 – Envoltória τ vs. σ_N dos ensaios triaxiais cúbicos com o Gr.

Tabela 4.24 – Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos interpretados para os ensaios triaxiais (Gr).

Idd. da Curva Granul.	Identificação do Ensaio	σ'_n kPa	τ kPa	a kPa	b	a_2	b_2	α	β
Gr-3''B	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -70	165	384	5,74	0,829	0,73	0,829	2,42	0,694
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -200	532	1.053						
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -400	1.007	1.971						
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -800	1.505	2.236						
	TRI-Gr-3''B-D ₈₅ -1600	-	-						

Todavia, o ensaio triaxial cúbico desenvolvido nessa pesquisa apresenta algumas limitações que devem ser consideradas em sua execução e na interpretação dos resultados:

- O ensaio ocorre sob tensão controlada. Toda a aplicação e manutenção das tensões é feita de forma manual, logo, o monitoramento dessas tensões deve ser minucioso;
- A montagem do equipamento e, principalmente, a modelagem do enrocamento deve cumprir rígidos padrões de locação geométrica e nivelamento para minimizar problemas como rotação das placas de confinamento e perda de instrumentação no decorrer do ensaio;
- Especial atenção deve ser dada a etapa de confinamento do corpo de prova que, devido a diminuição do volume causada nessa etapa, pode ocasionar o fechamento excessivo das placas que passam a encostar uma nas outras;

- O ensaio está limitado a pequenas deformações, sob o risco de interferência das placas na aplicação das tensões e também na fuga de material pelas arestas da caixa, sendo esse um dos critérios de parada;
- O ensaio é limitado a corpos de prova moldados no estado denso;
- Deve-se considerar a existência de atrito entre enrocamento e placas de aço, o que provavelmente aumenta a rigidez na resposta tensão *vs.* deformação.

A Fig. 4.106 apresenta as curvas tensão desviadora *vs.* deformação vertical, deformação volumétrica *vs.* deformação vertical e Poisson *vs.* deformação vertical. Observa-se que, os granitos apresentam deformações volumétricas de compressão para todas as tensões confinantes e que, para as maiores confinantes (400, 800 e 1.600), há uma fase apenas com compressão vertical ($\epsilon_1 \leq 2\%$), sem deformações laterais, ou seja, Poisson igual a zero.

Entende-se que, nos ensaios apresentados, os mecanismos de deformação priorizam a quebra e rearranjo das partículas nos vazios das partículas anteriores, em detrimento ao deslocamento relativo entre partículas, o que pode explicar a não linearidade das curvas tensão *vs.* deformação. Outro fenômeno que influencia nessa não linearidade é a restrita deformação lateral dos corpos de prova é o efeito do atrito entre material e placas de confinamento.

A Fig. 4.107 apresenta a curva tensão média ($(\sigma_1 + \sigma_3)/2$) *vs.* deformação volumétrica (ϵ_{vol}) da fase de aplicação da tensão confinante (isotrópica) dos ensaios triaxiais cúbicos com o Gr.

A Fig. 4.108 apresenta os limites superior e inferior do módulo volumétrico em função da tensão média aplicada, interpretados a partir da fase de compressão isotrópica dos corpos de prova dos ensaios triaxiais Tri-Gr-3”B-D₈₅-200 e Tri-Gr-3”B-D₈₅-1600. O módulo volumétrico aumenta com o acréscimo da tensão média com uma relação não linear, o que remete a quebra de partículas já na fase de compressão isotrópica.

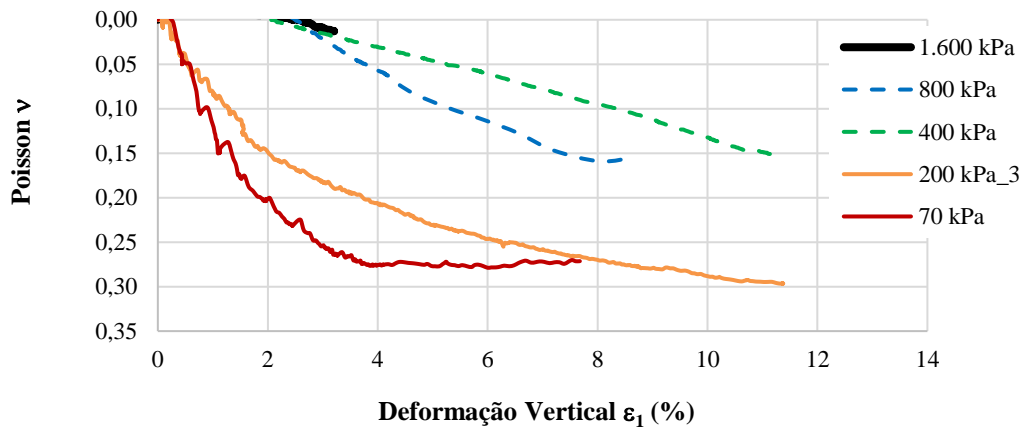
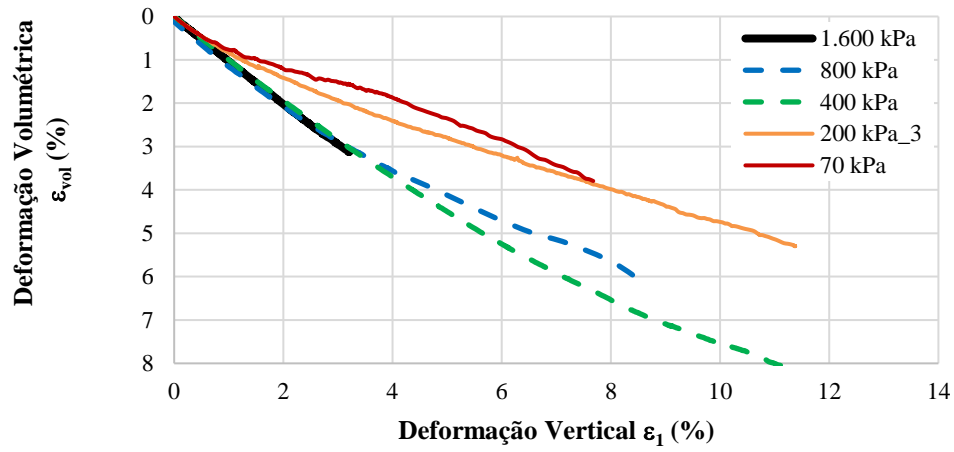
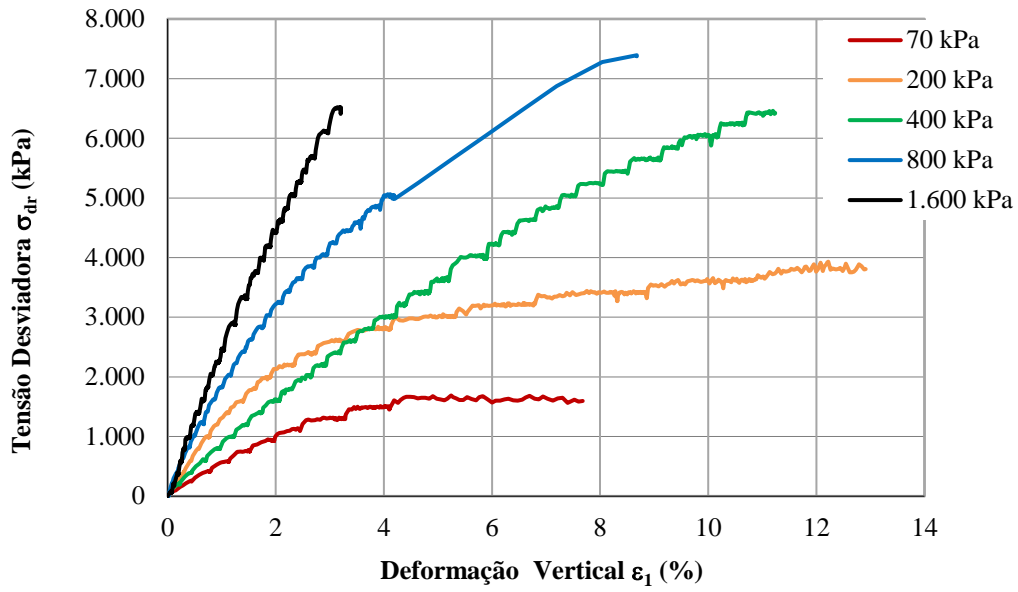


Figura 4.106 – Curvas σ_{dr} vs. ϵ_1 , ϵ_v vs. ϵ_1 e ν vs. ϵ_1 dos ensaios triaxiais cúbicos com o Gr.

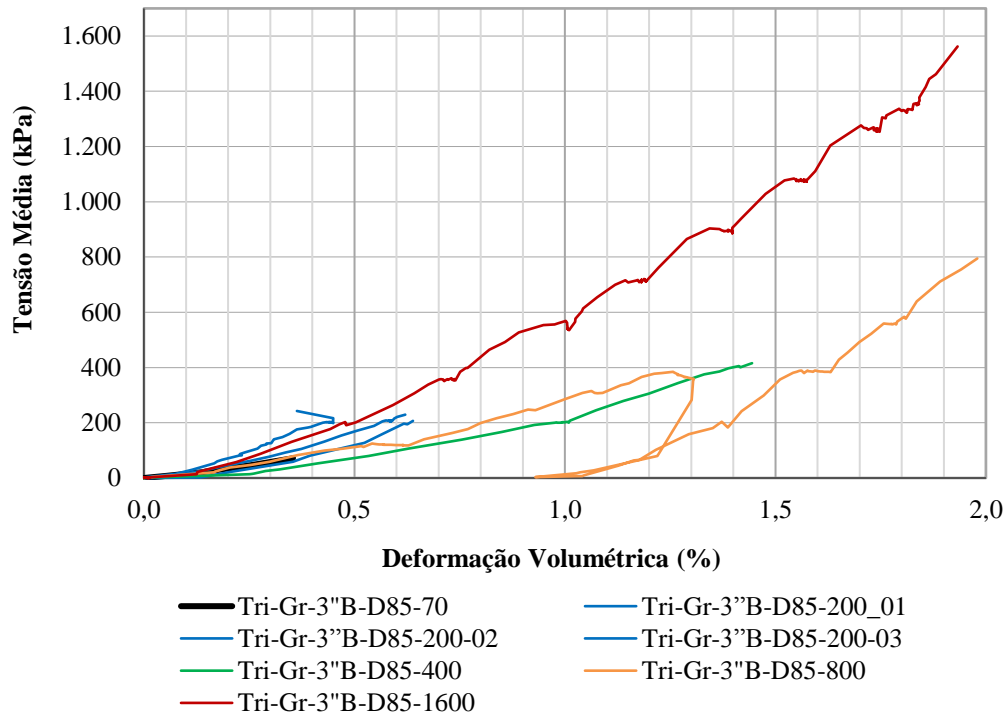


Figura 4.107 – Curva tensão média vs. deformação volumétrica dos ensaios triaxiais cúbicos com o Gr.

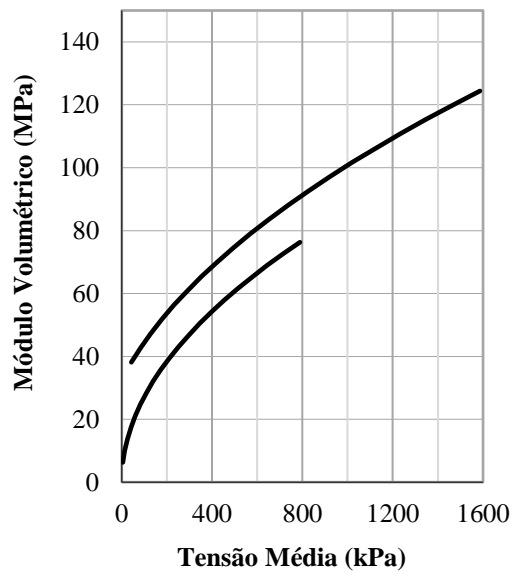


Figura 4.108 – Curva módulo volumétrico vs. tensão média dos ensaios triaxiais cúbicos com o Gr.

4.3.4.1. Comparação entre resultados dos ensaios triaxial e cisalhamento direto

A Fig. 4.109 compara as envoltórias de resistência interpretadas a partir dos resultados das campanhas de ensaios triaxial cúbico (TRI) e cisalhamento direto (CIS), com o granito (Gr) de Serra da Mesa, com a curva granulométrica bem distribuída (3”B; $n_f = 0,5$) ensaída em estado denso ($D_R = 85\%$). A mesma figura apresenta fator de escala entre a tensão cisalhante (τ) atuante no plano de ruptura dos dois ensaios em função da tensão normal (σ_N). Observa-se que, a resistência ao cisalhamento obtida no ensaio de cisalhamento direto é menor que no ensaio triaxial. A tensão cisalhante na ruptura medida no ensaio de cisalhamento direto é em média 53% daquela medida no ensaio triaxial para a mesma tensão normal atuante.

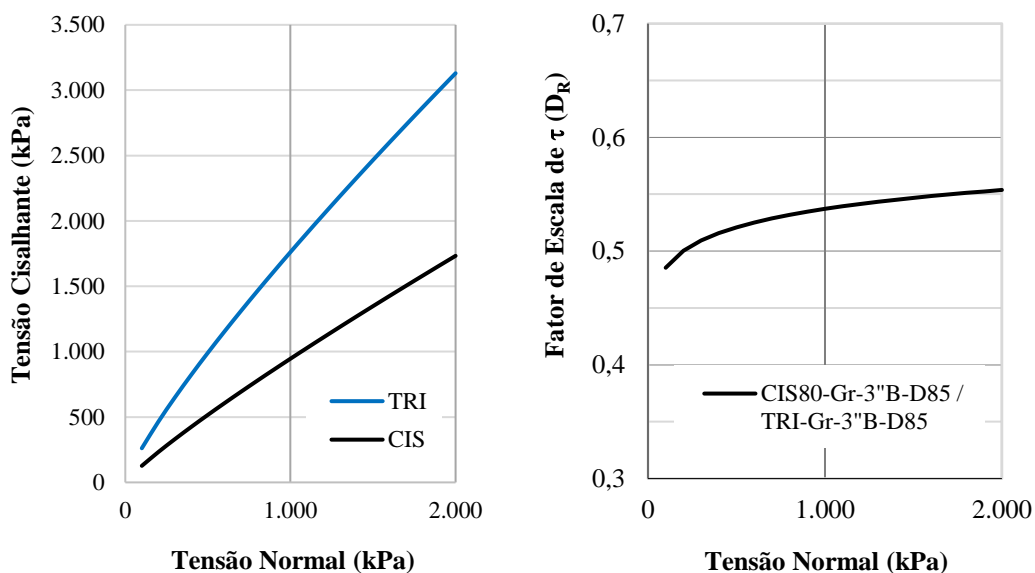


Figura 4.109 – Comparação entre envoltórias de resistência dos ensaios triaxial e cisalhamento direto do enrocamento denso com distribuição Gr-3”B-D85.

A Fig. 4.110 apresenta os parâmetros de resistência (ϕ' e c') interpretados a partir das envoltórias da Fig. 4.109 e, como era esperado, os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto são inferiores aqueles obtidos no ensaio triaxial. Em termos médios os ângulos de atrito obtidos no ensaio de cisalhamento direto é 28% inferior àqueles obtidos no ensaio triaxial cúbico. Verifica-se ainda na Fig. 4.110 que, o fator de redução do ângulo de atrito em função da tensão normal aplicada no plano de ruptura determinado no ensaio triaxial é compatível com aquele determinado no ensaio de cisalhamento direto para amostra em estado fofo.

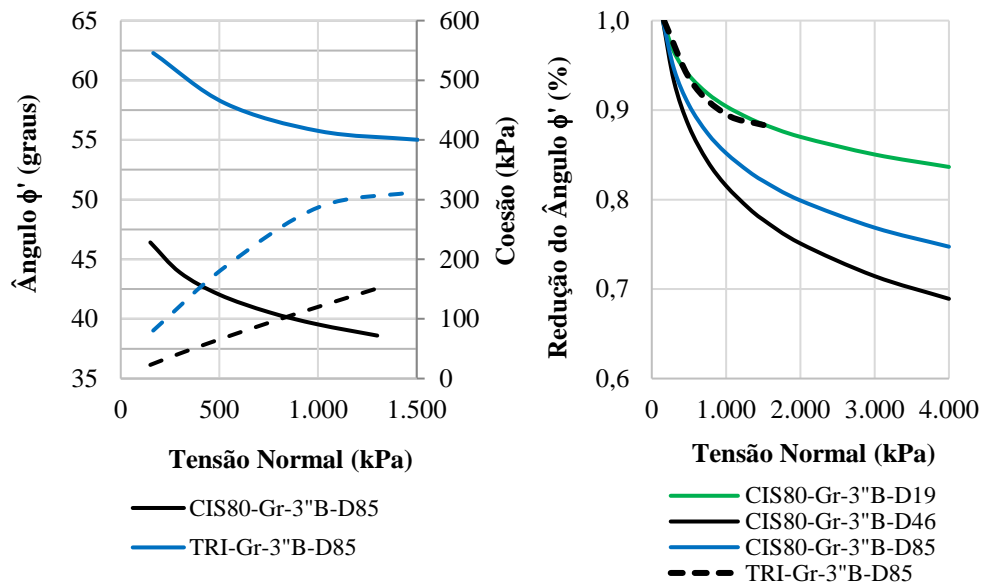


Figura 4.110 – Comparação entre parâmetros de resistência (ϕ' e c') da distribuição Gr-3"B-D85 interpretados dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial; fator de redução do ângulo de atrito com o acréscimo de tensão normal.

O comportamento verificado no comparativo desse trabalho entre parâmetros obtidos nos ensaios triaxial cúbico e cisalhamento direto é contraditório em relação aos dados apresentados na bibliografia adotando o triaxial convencional. É consenso na bibliografia sobre o assunto que a resistência ao cisalhamento obtido de ensaio de cisalhamento direto é maior do que aquela obtida de ensaio triaxial convencional (MARACHI *et al.*, 1969; CEA, 1998; MAIA, 2001). Tal fato já era esperado, como observado anteriormente, pois fatores como geometria cúbica do corpo de prova e influência do atrito com as placas afetam os resultados quanto a resistência da amostra. No entanto, no atual estágio do conhecimento sobre mecânica dos enrocamentos não se pode ainda identificar o ensaio com maior representatividade. Vale lembrar que, muitas críticas têm sido feitas quanto a representatividade do ensaio triaxial convencional (Capítulo 2).

Pesquisas bem fundamentadas apontam o ensaio de cisalhamento direto como aquele que melhor representa os parâmetros de resistência de enrocamentos submetidos às solicitações impostas em aterros de barragens, conclusão que parece adequada para estimativa de parâmetros de projeto. Contudo, a possibilidade de ensaiar diversas trajetórias de tensões em ensaio triaxial e, principalmente, em um triaxial cúbico (verdadeiro), justifica a necessidade de desenvolvimento desses ensaios. Até o momento, a melhor saída para o dilema da

definição dos parâmetros de resistência parece ser adotar o ensaio de cisalhamento direto como padrão e explorar as possibilidades do ensaio triaxial, comparando sempre com o valor de referência do ensaio de cisalhamento direto.

Para exemplificar o que está sendo discutido nesse item, a Fig. 4.111 apresenta diferença de comportamento das curvas tensão desviadora vs. deformação vertical dos ensaios triaxial cúbico e triaxial convencional, sendo este último executado por MAIA (2001) com o granito de Serra da Mesa, $D_{max} = 38,1$ mm, $n_f = 1,6$ e $D_R = 96\%$. Além da diferença de forma das distribuições comparadas, percebe-se uma tensão desviadora de pico inferior, para mesma ordem de grandeza da tensão confinante, no ensaio triaxial convencional.

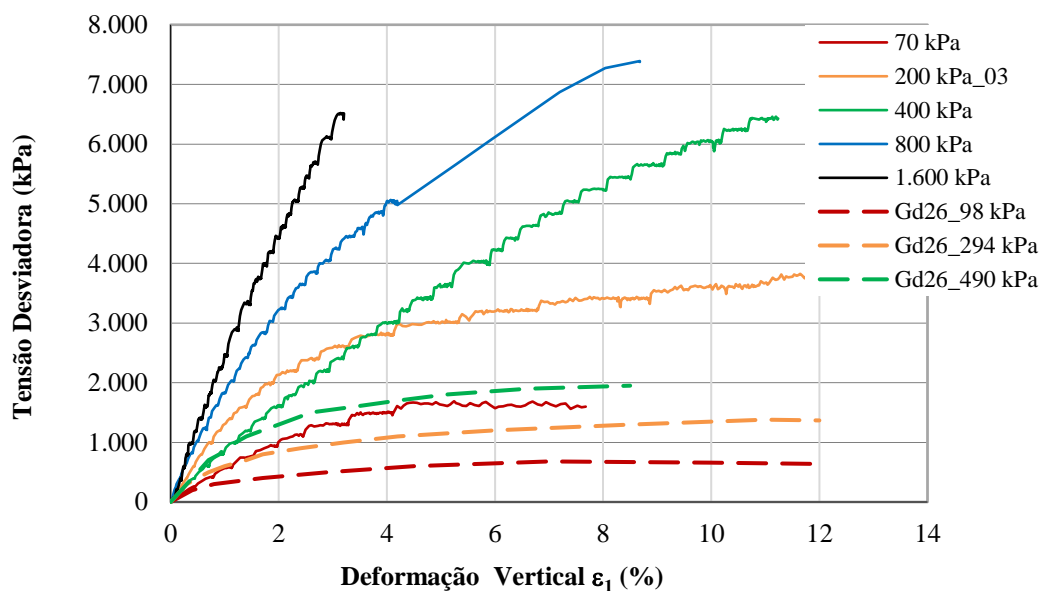


Figura 4.111 – Comparativo entre curvas σ_{dr} vs. ϵ_1 dos ensaios triaxial cúbico e triaxial convencional (MAIA, 2001) com o Gr.

4.3.4.2. Comparação entre resultados do ensaio triaxial e compressão unidimensional

A Fig. 4.112 apresenta variação do módulo tangente no ensaio triaxial cúbico (D_T) e módulo tangente no ensaio unidimensional (D_{un}) em função da tensão desviadora (σ_d) aplicada nos ensaios com o granito (Gr) de Serra da Mesa, cujos corpos de prova foram modelados com a mesma distribuição granulométrica (3" B) e mesma densidade relativa ($DR = 85\%$). Nota-se que, no ensaio triaxial o módulo é dependente da tensão confinante, aumenta com a confinante, mas também dependente da tensão principal, ou seja, diminui à medida que aumenta a tensão desvio, até o limite da tensão de ruptura onde módulo tende a zero. Tal comportamento é semelhante ao reportado por outros autores ensaiando enrocamentos em equipamento triaxial convencional de grandes dimensões (MAIA, 2001; ESPÍNDOLA, 2016; e outros).

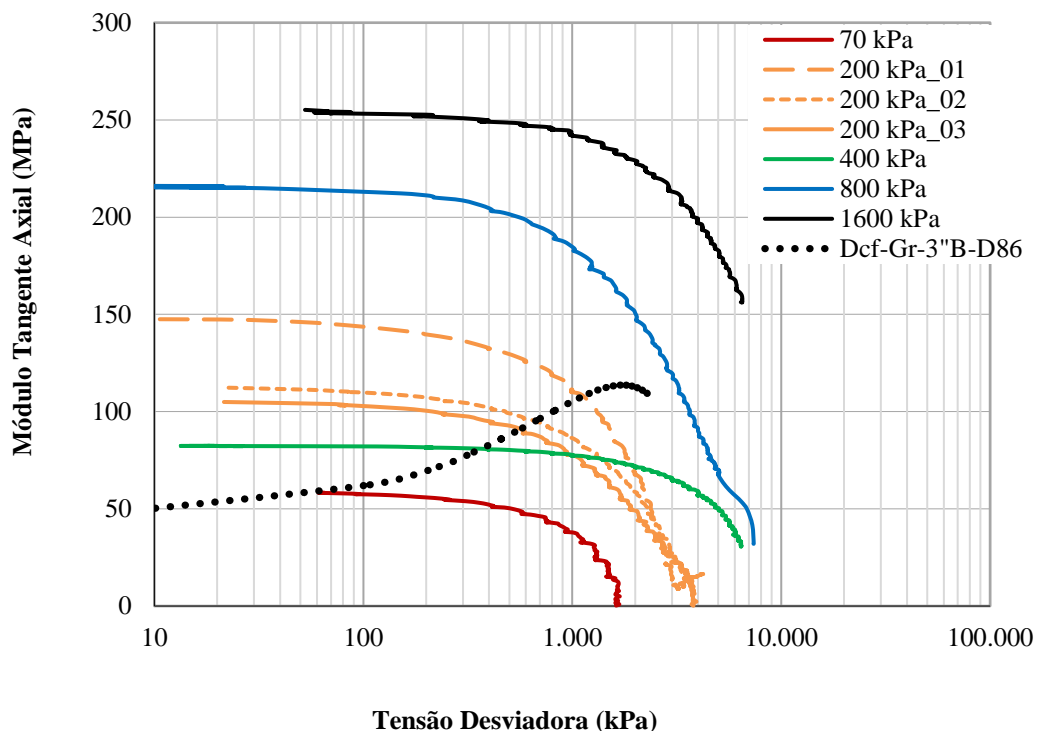


Figura 4.112 – Variação módulo tangente no ensaio triaxial cúbico (D_T) e módulo tangente no ensaio unidimensional (D_{un}) com a tensão desviadora.

No entanto, a Fig. 4.112 não serve para comparar os módulos de ensaios diferentes, pois essa comparação deve ser feita para o mesmo estado de tensões. Para isso foram analisadas as

trajetórias de tensões dos ensaios triaxial e unidimensional (Fig. 4.113) e escolhidos para análise os pontos onde as trajetórias se interceptam.

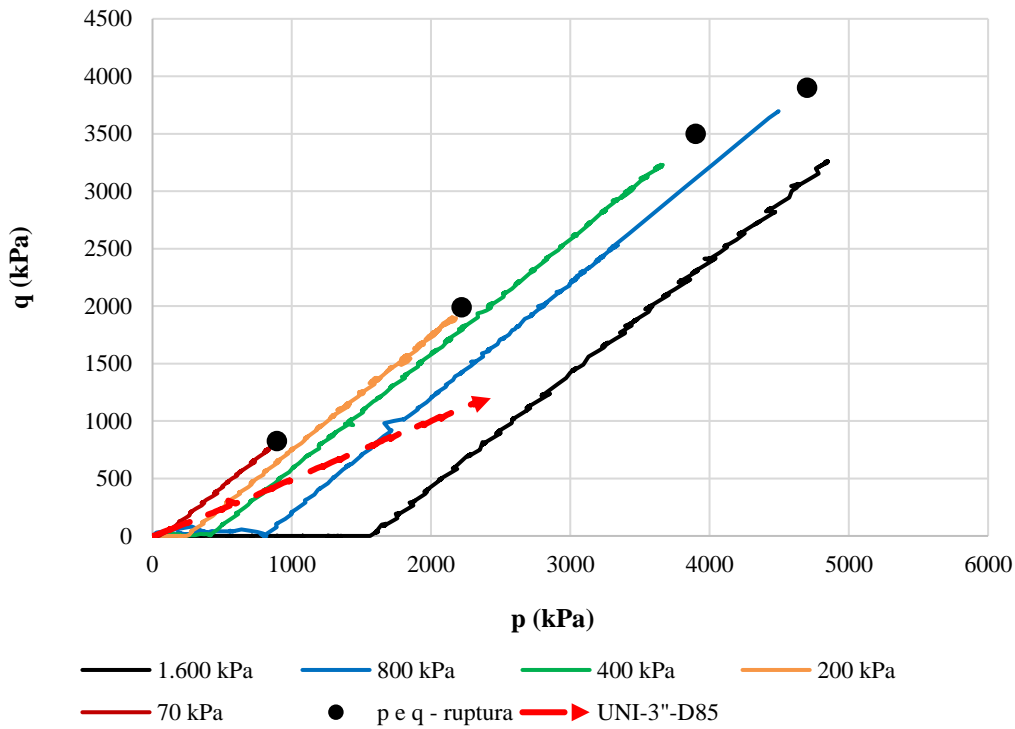
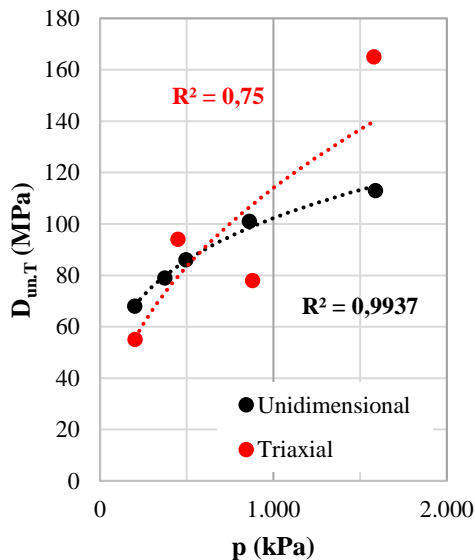


Figura 4.113 – Trajetória de tensões no ensaio triaxial cúbico e no ensaio unidimensional com enrocamento de Gr no estado denso.



Ensaio	p (kPa)	q (kPa)	D _{un,T} (MPa)
D _{cf} -Gr-3"B-D ₈₆	1.588	785	113
	862	414	101
	373	169	79
	496	228	86
	200	94	68
Tri 800	1.579	789	165
Tri 400	879	457	78
Tri 200	450	209	94
Tri 70	202	109	55

Figura 4.114 – Módulo tangente para aproximadamente o mesmo estado de tensões para os ensaios triaxial cúbico e unidimensional

A Fig. 4.114 apresenta os módulos tangentes para aproximadamente o mesmo estado de tensões para os ensaios triaxial cúbico e unidimensional. Verifica-se que, os módulos dos dois ensaios têm razoável correlação para tensão média (p) < 1.000 kPa, e os módulos do ensaio triaxial são maiores para $p \geq 1.000$ kPa.

A Fig. 4.115 apresenta diferentes módulos interpretados a partir dos resultados do ensaio triaxial cúbico: módulo inicial em função da tensão média aplicada; módulo tangente a 50% da tensão de ruptura em função da tensão média aplicada; e módulo tangente a 50% da tensão de ruptura em função da tensão desvio.

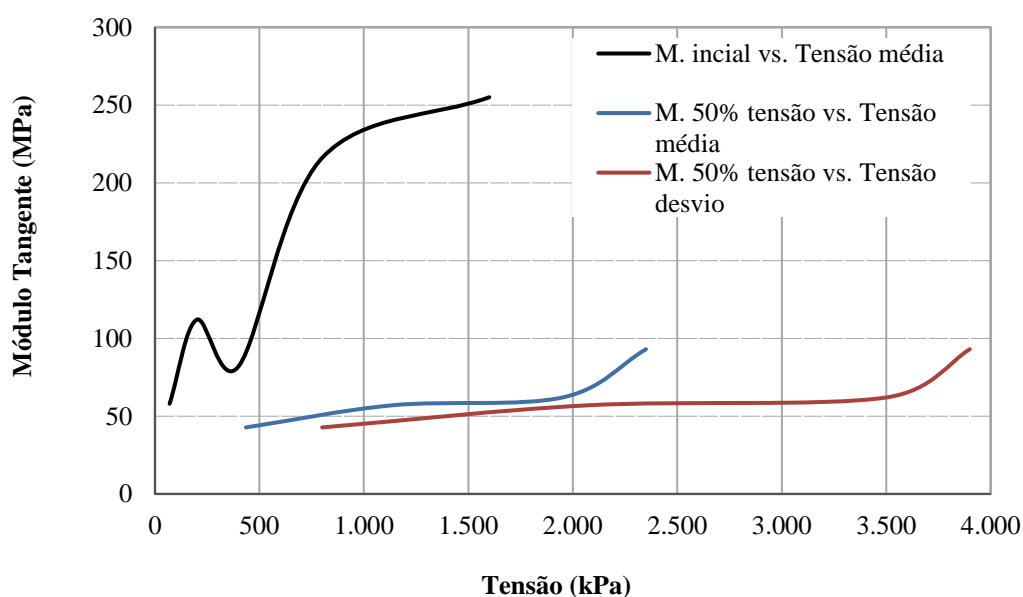


Figura 4.115 – Módulos interpretados do ensaio triaxial cúbico.

No ensaio triaxial cúbico com tensão confinante de 1.600 kPa, o ensaio foi interrompido quando se verificou risco da placa superior encostar nas placas laterais, logo, após a fase de aumento da tensão principal (σ_1) procedeu-se o descarregamento da tensão confinante (σ_2 e σ_3) até levar o corpo de prova a ruptura (Fig. 4.116).

Da mesma forma, quando se verificou deslocamento excessivo da placa superior no decorrer do ensaio triaxial com confinante de 400 kPa, procedeu-se a paralização do ensaio, incremento

da tensão confinante, descarregamento da confinante até retornar a tensão de 400 kPa e posterior descarregamento de todas as tensões (Fig. 4.117).

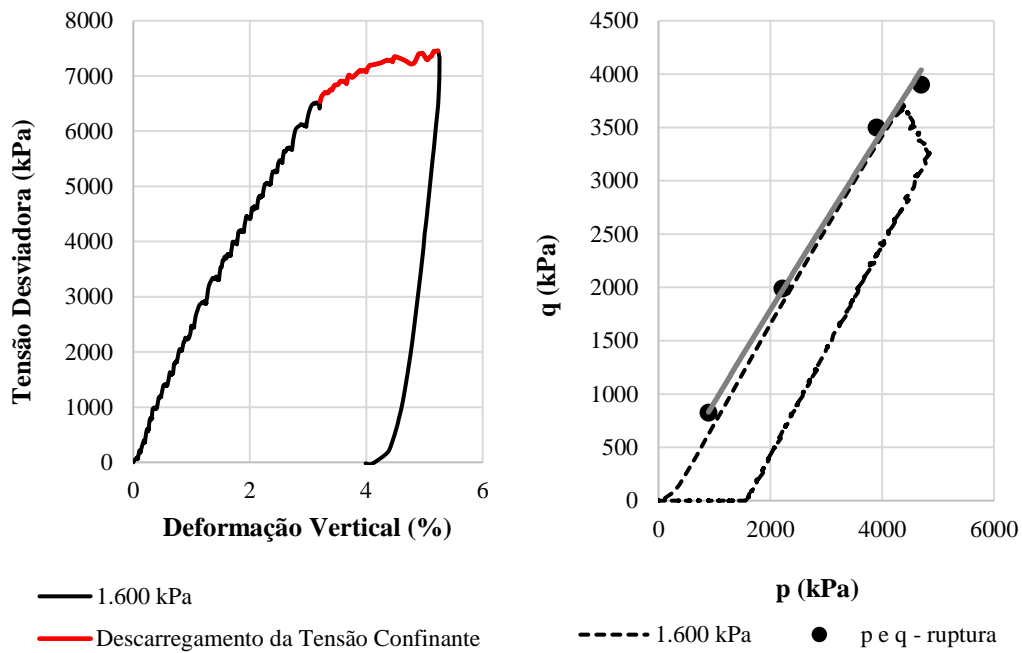


Figura 4.116 – Descarregamento da tensão confinante no ensaio triaxial com $\sigma_3 = 1.600$ kPa.

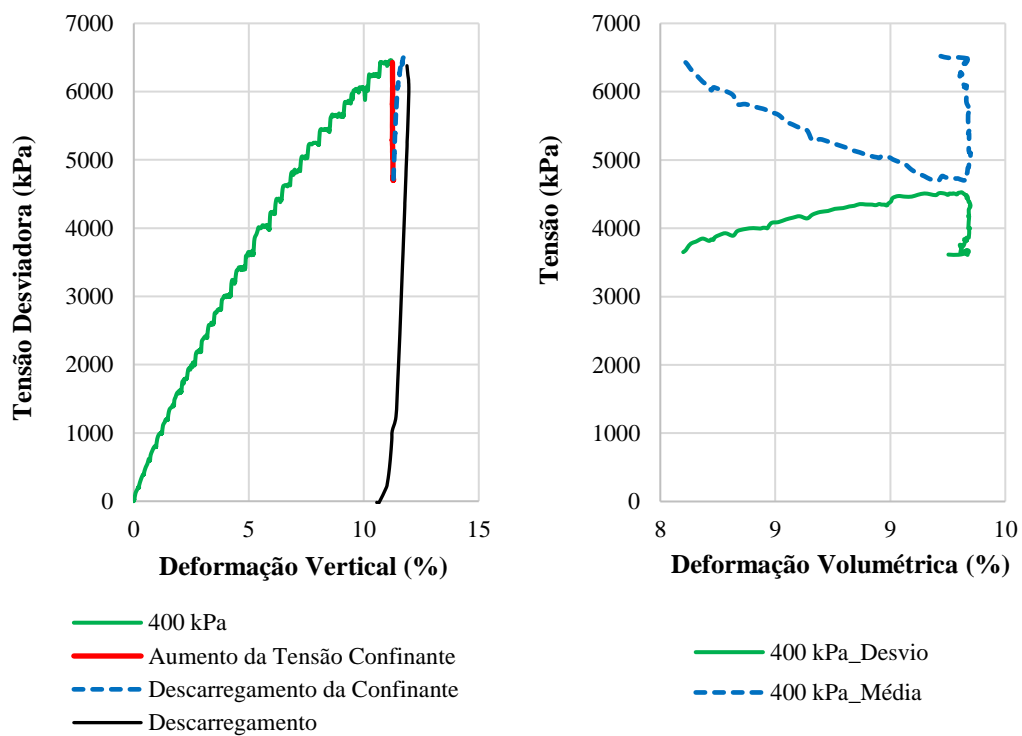


Figura 4.117 – Ciclo de carregamento-descarregamento da tensão confinante no ensaio triaxial com $\sigma_3 = 400$ kPa.

4.4. CONSIDERAÇÕES

Nesse capítulo foram apresentados e analisados os resultados dos ensaios propostos no programa experimental (Capítulo 3), que foram confrontados com parâmetros catalogados no banco de dados (Capítulo 2, Item 2.7). Foi realizada campanha de ensaios para caracterização da partícula de rocha e do enrocamento como meio granular. A seguir, são apresentadas as principais considerações obtidas a partir das análises desses ensaios.

4.4.1. Caracterização da partícula de rocha e sua influência no comportamento mecânico do enrocamento

Foram caracterizados os principais índices físicos e propriedades mecânicas das partículas de rocha constituintes dos enrocamentos analisados (Item 4.2).

Em termos de resistência dois tipos de rocha ensaiados podem ser classificados como super resistentes ($\sigma_c \geq 160$ MPa), granito de Serra da Mesa (Gr) e basalto denso de Campos Novos (BD), dois tipos de rocha como resistentes ($80 \leq \sigma_c < 160$ MPa), metassiltito A de Manso (Ms-A) e biotita gnaiss de Peixe Angical (BG), e três tipos de rocha como de média resistência ($30 \leq \sigma_c < 80$ MPa), gnaiss de Itapebi (Gn), brecha basáltica de Campos Novos (BB) e metassiltito B de Manso (Ms-B).

Quando saturada a partícula de rocha tende a perder resistência. Logo, a adição de água no enrocamento pode causar deformações imediatas significativas, cuja magnitude vai depender da resistência da partícula (tipo de rocha, mineralogia, tamanho e forma das partículas), distribuição granulométrica, imbricamento e magnitude das tensões aplicadas (tensões de contato). Esse comportamento, designado colapso, tem sido observado em diversos maciços de enrocamento.

Nos enrocamentos, o colapso está associado à quebra dos contatos entre as partículas e até mesmo à quebra da própria partícula.

MARANHA DAS NEVES & VEIGA PINTO (1990), ao ensaiar enrocamentos constituídos de rochas de diferentes resistências, concluíram que o colapso é mais importante em enrocamentos de baixa resistência e que se obtêm assentamentos finais iguais se as amostras são saturadas antes da aplicação de cargas ou se são ensaiadas secas e depois saturadas. Essa

última afirmação, precedida por NOBARI & DUNCAN (1972), apesar de não ser generalizada a todos os casos registrados na bibliografia, conforme discutido no Item 2.5.3, é de grande relevância para previsão de deslocamentos por colapso em barragens de enrocamento utilizando dados de ensaios em modelo reduzido.

Contudo, ensaios em modelos reduzidos possuem o agravante do custo elevado e o tempo gasto com a logística para obter amostras representativas daqueles materiais a serem adotados em campo. Por isso, o meio técnico tem buscado ensaios índices que permitam correlacionar a resistência da partícula com o comportamento do enrocamento no que diz respeito a susceptibilidade ao colapso por saturação. Esses ensaios tem por objetivo não só uma previsão de comportamento, mas também proporcionar um comparativo entre diferentes tipos de rocha.

Com esse objetivo, o ensaio índice mais adotado foi proposto por MARSAL (1969), que estabeleceu a resistência ao fraturamento da partícula como sendo a carga necessária para fraturar umas das partículas, dos três fragmentos de rocha (amostra de mão), com dimensões aproximadamente iguais, colocados entre duas placas de aço. A resistência ao fraturamento Q_a é dada pela relação P_a/N_c , sendo P_a a força vertical aplicada no momento da fratura da primeira partícula e N_c o menor número de contatos dos fragmentos com cada uma das placas (superior e inferior).

No entanto, observa-se que o ensaio de resistência ao fraturamento apresenta dificuldades práticas, bem como de interpretação, conforme discutido no Item 2.2.2.1. A vantagem desse método está na possibilidade de avaliar o fraturamento dos contatos e não da partícula propriamente dita.

Esse trabalho propôs avaliar a resistência ao fraturamento das partículas de rocha por dois métodos bastante difundidos e padronizados: ensaio de compressão puntiforme (ISRM, 1985) e ensaio de compressão diametral (ISRM, 1981). Esses ensaios tem a vantagem da ruptura do corpo de prova ser produzida por tensões de tração, o que se supõe ocorrer na maioria dos casos de quebra da partícula no interior da massa de enrocamento. Se mostram ainda, teoricamente adequados uma vez que o carregamento dos ensaios de compressão puntiforme e tração indireta se dá de forma concentrada na superfície do corpo de prova, representando o caso mais desfavorável de contato pontual entre partículas.

O ensaio de carregamento puntiforme apresentou grande dispersão dos resultados e não apontou perda de resistência da amostra saturada se comparada com a seca para as três litologias avaliadas (Gr, BD e BB). Um dado interessante dessa campanha de ensaios é que para as três litologias, e para corpos de provas de dimensões aleatórias, o aumento do diâmetro equivalente (distância entre os cones de aplicação de carga) não resultou em aumento na resistência, contrapondo o conceito difundido no meio técnico e amplamente discutido no Item 2.2.2.3. Pode-se então afirmar que, para uma mesma litologia, o aumento do tamanho da partícula não necessariamente resultará em maior resistência da mesma, mas que a forma e distribuição do carregamento, a forma da partícula e existência de planos de fraqueza são mais relevantes na determinação de sua resistência ao fraturamento.

Pela análise dos resultados, pode-se concluir que, o ensaio de compressão diametral é uma boa alternativa para avaliar, não só a resistência da partícula de rocha intacta, como também a perda de resistência dessa partícula quando saturada (indicativo de colapso). O ensaio é normatizado, utiliza corpos de prova com formas regulares e padronizadas, o que contribui para dispersão dos resultados compatível com a grandeza medida, e permite a comparação direta entre resultados de amostras de diferentes litologias. O carregamento pode ser aplicado de forma paralela ou perpendicular a planos preferenciais de quebra e a ruptura se dá pelo desenvolvimento de fraturas de tração.

No ensaio de compressão diametral, a maior resistência média a tração foi obtida para as amostras de basalto denso (BD), seguido pela brecha basáltica (BB) e por último o granito (Gr). No entanto, quando as amostras foram saturadas, aquela que apresentou maior absorção também obteve a maior perda de resistência relativa. A ordem decrescente de perda de resistência foi BB, BD e Gr. Logo, pode-se concluir que, a perda de resistência da partícula de rocha quando saturada possui correlação direta com a capacidade de absorção da rocha e não com sua resistência inicial.

De modo geral, pode-se avaliar que, a análise isolada das propriedades índice da partícula de rocha não permite prever comportamentos dos enrocamentos, mas fornece bons indicativos de tendências esperadas para diferentes solicitações. Como exemplo, espera-se que para uma mesma distribuição granulométrica e nível de tensões, partículas mais resistentes gerem enrocamentos menos deformáveis. Pode-se inferir ainda que, os deslocamentos por colapso em enrocamentos, submetidos às mesmas condições de carregamento e arranjo das partículas

(granulometria e grau de compactidade), ou seja, gerando mesmas tensões de contato, crescem proporcionalmente com o aumento da capacidade de absorção de água pela partícula, e não dependem exclusivamente da resistência da partícula.

4.4.2. Caracterização do enrocamento

4.4.2.1. Ensaio de compactação

O índice de vazios da amostra de enrocamento apresenta grande influência em seu comportamento mecânico. Porém é a densidade relativa que melhor representa o efeito de escala entre distribuições granulométricas distintas.

Curvas granulométricas truncadas não são indicadas para representar distribuições em escala de campo. Dependendo da forma do truncamento e a porcentagem de finos, essas curvas podem tender tanto para o comportamento de curvas uniformes quanto para curvas bem distribuídas, gerando grandes dispersões nos resultados.

Verificou-se que, o melhor parâmetro para comparar a forma de curvas granulométricas distintas é o n_f de Fuller. O coeficiente de Fuller apresenta correlação direta com o desenvolvimento da curva, apresentando valores $\leq 0,5$ para curvas bem distribuídas, $> 1,0$ para uniformes e entre $0,5 < n_f \leq 1,0$ para transição entre as duas anteriores. Algumas distribuições, como as truncadas, não são passíveis de serem representadas pelo n_f , mas técnicas de correção desse parâmetro poderão ser desenvolvidas a medida novos ensaios sejam acrescentados ao banco de dados.

Observou-se que, ao adotar curvas granulométricas com mesmo n_f e diferentes D_{max} se perde a similaridade geométrica, ou seja, a curva com o menor D_{max} é ligeiramente mais uniforme do que a curva com maior D_{max} . Essa diferença é mais perceptível ao comparar as frações mais finas das duas curvas. Logo, a manutenção do mesmo n_f na comparação entre protótipo e modelo reduzido mantém razoável aproximação entre as formas das curvas ao mesmo tempo que diminui a quantidade de finos no modelo. Entende-se que, a manutenção do mesmo n_f para curvas distintas contribui para manutenção do mesmo arranjo estrutural, ao mesmo tempo que contribui para manutenção da mesma relação forças de contato vs. resistência das partículas.

Verificou-se que, diferentes curvas granulométricas apresentam valores diferentes de e_{\max} e e_{\min} , e que a variação desses parâmetros para um mesmo tipo de material (forma da partícula e litologia) pode ser definida em função do diâmetro máximo das partículas (D_{\max}) e da forma da distribuição granulométrica (n_f). A combinação das duas características geométricas da curva granulométrica foi chamada de coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f.dg} = D_{\max}^{1/(1+n_f)}$), que possui uma relação potencial com e_{\max} e e_{\min} dos enrocamentos bem distribuídos, e está relacionado a determinada forma e litologia de partículas. Para o caso de enrocamentos uniformes essa correlação ainda é válida, porém com dispersões maiores devido a maior influência da forma das partículas. Essa última observação, merece estudos mais aprofundados com diferentes litologias de rocha.

Ensaio realizados mostraram que, as densidades máximas e mínimas de enrocamentos também são afetadas pelo método de compactação (por vibração ou impacto), pela relação tamanho do molde e tamanho das partículas (d/D_{\max}), pelo volume específico compactado (volume do molde), pela espessura e quantidade de camadas, e pela energia aplicada (peso, amplitude e frequência do vibrador vs. volume específico compactado vs. tempo de compactação).

Dessa forma, estabeleceu-se um procedimento padronizado para determinação das densidades máximas e mínimas que se mostrou coerente com os registros analisados de ensaios de compactação em campo. Foi verificado que, poderiam ocorrer erro médio de 15% em relação as densidades máximas alcançadas em compactações com maior volume de material em laboratório ou mesmo em comparação com as técnicas e equipamentos adotados em campo, o que motivou a classificação dessa densidade obtida em laboratório como sendo $D_R = 85\%$.

Salienta-se que, todos os ensaios de compactação em laboratório foram feitos com amostras secas, fato esse que pode explicar a diferença de 15% observada em relação a densidade máxima de enrocamentos compactados em campo, que adotam predominantemente a técnica de molhagem previa das partículas.

Todo ensaio de compactação deve determinar o índice de quebra B_g no intuito de verificar a mudança da característica de forma da distribuição granulométrica. O B_g pode ser considerado muito baixo para valores $\leq 5\%$; baixo para valores $5 < B_g \leq 10\%$, moderado para $10 < B_g \leq 20\%$, alto para $20 < B_g \leq 30\%$ e muito alto para $B_g \geq 30\%$;

Verificou-se a possibilidade de extrapolar as curvas características de e_{\max} e e_{\min} , estabelecida em laboratório, para escala de enrocamentos de campo, chegando a conclusão que, o enrocamento 5A de Serra da Mesa, objeto desse estudo, foi compactado em campo na densidade relativa de 65%.

Verificou-se, a partir de dados de dezenas de enrocamentos compactado em campo e em laboratório, que a densidades dos mesmos são compatíveis com as curvas características de densidade definidas para o granito (Gr) da barragem de Serra da Mesa. Que na falta de curvas características de cada um dos materiais, aquelas definidas para o granito (Gr) podem ser adotadas, com razoável aproximação, para correlacionar a densidade relativa desses diferentes materiais.

Ficou evidenciado que, apenas um parâmetro não consegue representar o efeito de escala do modelo reduzidos em laboratório na tentativa de simular o comportamento do protótipo, mas que esse efeito pode ser representado pela densidade relativa (D_R), a forma da distribuição granulométrica (n_f) e pelo diâmetro máximo da partícula (D_{\max}).

Para pesquisas futuras recomenda-se que, o ensaio de compactação em laboratório seja melhorado e padronizado, utilizando um molde com no mínimo 1,0 m de diâmetro por 1,1 m de altura para compactação de 4 camadas com 25 cm de espessura, de enrocamentos com $D_{\max} \leq 200$ mm, utilizando uma placa vibratório com diâmetro de 0,5 m, força de impacto entre 1.000 e 1.200 kgf e com frequência entre 50 a 80 Hz. Cada camada deve ser compactada por 20 minutos. Todas as características e ajustes dos ensaios devem ser anotadas para permitir a comparação com procedimentos adotados em outros laboratórios. Recomenda-se ainda, avaliar o efeito da molhagem dos enrocamentos na resposta do ensaio de compactação. Espera-se dessa forma atingir as densidades máximas de enrocamentos uniformes e bem distribuídos em escala de laboratório, diminuir a influência da quebra das partículas no resultado final da compactação e ainda estudar o efeito da migração de finos entre camadas.,

4.4.2.2. Ensaio de compressão unidimensional

Na comparação entre dois tipos de equipamentos de ensaio, verificou-se a influência do atrito entre as partículas e a parede da câmara rígida, o que levou a um crescimento dos módulos, se comparado o mesmo estado de tensões, mais acentuado nos ensaios realizados nessa câmara

em comparação com os realizados na câmara flexível. Essa diferença foi mais acentuada nos ensaios com material denso e tende a aumentar para tensões mais altas. Isso porque parte das tensões são transferidas para a parede da câmara rígida, diminuindo as deformações devido a quebra das partículas. Devido a essa característica citadas, nos ensaios na câmara rígida não se verifica o fenômeno do colapso por acréscimo de tensão que pode ser observado nos ensaios na câmara flexível.

Diante o exposto, considera-se que, o atrito gerado pela câmara rígida tem influência no aumento de rigidez tanto de enrocamentos medianamente compactados quanto de densos, sendo essa influência bastante pronunciada para níveis de tensão vertical acima de 1.000 kPa. O efeito do atrito entre material e parede da câmara rígida tende a mascarar a diminuição dos módulos para estados de tensões onde prevalece a quebra e rearranjo dos blocos, divergindo assim do comportamento esperado para esse tipo de material.

Com relação ao efeito de escala do equipamento (ESE), verificou-se que, os ensaios realizados na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 8$) com material 1B” apresentam módulos pouco superiores (diferença $\leq 15\%$) se comparados aos ensaios realizados na câmara rígida grande ($D_c/D_{max} = 40$) para $\sigma_v < 700$ kPa e pouco inferiores (diferença $\leq 20\%$) para $\sigma_v \geq 700$ kPa. No entanto, o crescimento dos módulos no ensaio realizado na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 2,7$) com material medianamente compactado 3”B ($D_R = 47$) é muito mais pronunciado para $\sigma_v > 1.000$ kPa. Isso, provavelmente ocorre devido a falta de espaço para movimento das partículas maiores (efeito do confinamento), o que afeta a resposta do ensaio.

Diante o exposto, considera-se que, o efeito de escala do equipamento (ESE) na resposta tensão-deformação de enrocamentos bem graduados ($n_f \leq 0,9$), ensaiados com as mesmas características granulométricas e de estado de compacidade, é pouco representativo para relações $D_c/D_{max} \geq 8,0$, conforme observado por INDRARATNA *et al.* (1993). Para relações $2,7 \leq D_c/D_{max} < 8,0$, considera-se pouco representativo o efeito de escala do equipamento quando ensaiado material bem graduado ($n_f \leq 0,9$) denso ($D_R \geq 85\%$). Todavia, espera-se razoável influência na resposta dos ensaios com materiais bem graduados medianamente compactados e fofos.

Com relação ao efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG), verificou-se que, ensaios com o mesmo tipo de rocha (Gr), com diferentes curvas granulométricas, tanto em

termos de forma (n_f) e/ou em termos de D_{max} , mas que possuem índice de vazios iniciais semelhantes, apresetam comportamentos distintos. Para o mesmo índice de vazios e curvas granulométricas bem distribuídas, o módulo do enrocamento com $D_{max} = 1''$ chegou a ser 3,5 vezes superior ao módulo do enrocamento com $D_{max} = 8''$, considerando o mesmo estado de tensão. Tal fato se explica porque curvas diferentes apresentam densidades relativas diferentes para um mesmo índice de vazios inicial.

Curvas granulométricas em escala de laboratório, paralelas a de campo ou com mesmo n_f , e com o mesmo índice de vazios do protótipo, tende a alcançar D_R maior do que o enrocamento de campo e, conseqüentemente, apresentar maior rigidez dos módulos.

Para curvas bem distribuídas e uniformes o aumento da densidade relativa apresenta uma relação direta com o aumento dos módulos, porém essa relação não pode ser generalizada para o caso de curvas truncadas.

Como o truncamento realizado nos ensaios com o Gr manteve 40% do material bem distribuído e 60% uniforme, ora observa-se predominância de comportamento de material bem distribuído, como elevados módulos para altas densidades, ora observa-se comportamento de material uniforme, com predominância de maiores índices de colapso a baixas tensões.

Nos primeiros estágios de carregamento os módulos aumentam, até a ocorrência de um estado de tensão onde passa a predominar a quebra de contatos e partículas, conseqüentemente, a diminuição dos módulos. Salienta-se que, não foram discretizada tensões menores que 100 kPa, estágio esse para o qual reportado na bibliografia o efeito da pré-compactação dos enrocamentos.

Apenas o aumento do diâmetro das partículas não resulta em maior índice de quebra, como era esperado, o que indica que a forma da distribuição granulométrica tem mais influência na diminuição do número de contatos e conseqüente quebra das partículas do que o aumento do diâmetro.

Verificou-se indícios de colapso por tensão em amostras bem graduadas, que foi bem caracterizado em amostra uniforme a uma tensão vertical de 1.410 kPa (aproximadamente 70 m de coluna de enrocamento ou 141 m de coluna de água). O índice de colapso por tensão

medido em um enrocamento uniforme chega a ser o dobro do valor daquele medido por saturação em um enrocamento bem distribuído.

Amostras de um mesmo material (Gr) com índices de vazios iniciais e D_{max} diferentes, mas com a mesma densidade relativa (D_R) e aproximadamente mesmo n_f , fofas e medianamente compactadas, apresentam comportamento tensão *vs.* deformação semelhantes, o que resulta em módulos tangentes (D_{un}) iniciais com a mesma ordem grandeza. O acréscimo de tensão nessas amostras pode diferenciar o comportamento dos módulos em função das forças de contato desenvolvidas (n_f e D_{max}) e a resistência da partícula (D_{max}), mas essa diferença é pequena ($\leq 20\%$) para razão entre $D_{max} < 3$. Já essas amostras em estado denso apresentam módulos semelhantes apenas para os primeiros estágios de carregamento. No entanto, a medida que se aumenta a tensão atuante fatores como D_{max} e n_f passam a ter maior influência na resposta do ensaio. Verifica-se maior crescimento dos módulos e diminuição da tensão de colapso para curvas com maior D_{max} .

Ao ensaiar amostras com diferentes n_f ficou demonstrado que esse parâmetro tem papel fundamental na comparação entre os módulos de curvas distintas e que o aumento do n_f , ou seja, ao deixar a amostra mais uniforme (ou truncada), os módulos diminuem para ensaios em amostras com a mesma densidade relativa.

Ao ensaiar 3 amostras com diferentes D_{max} , mas com n_f e densidade relativa semelhantes, pode-se estabelecer uma curva de fator de escala entre os módulos dessas amostras, que extrapolada para escala de campo, permite estimar os módulos do protótipo para diferentes estados de tensão.

Foram comparados ensaios adotando aproximadamente a mesma forma (n_f) e D_{max} das distribuições granulométricas, mas diferentes litologias e resistências de partículas. Verificou-se que, tanto a litologia como a resistência das partículas têm significativa influência no comportamento mecânico dos enrocamentos. No caso comparado em que a resistência das partículas apresentava pequena diferença entre as litologias (BG *vs.* Gr), houve significativa discrepância do comportamento tensão-deformação dos enrocamentos, o que pode estar relacionado a planos de clivagem e/ou microfissuras induzidas pelo processo de detonação e britagem da rocha.

4.4.2.3. Ensaio de cisalhamento direto

Verificou-se que, em qualquer modelagem de enrocamento, variando D_{\max} , densidade relativa (D_R) e forma da distribuição (n_f), o ângulo de atrito diminui com o aumento da tensão normal. Tal fato exemplifica a importância da quebra das partículas na resposta quanto a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos. Verifica-se decréscimo do ângulo de atrito de até 30% em relação ao valor inicial para tensão normal da ordem de 4.000 kPa.

O ângulo de atrito inicial aumenta com o aumento da densidade relativa, conforme observado por LEPS (1970), podendo chegar a diferença entre material fofo e denso de até 10%.

Com relação ao efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG), verificou-se que, para baixa tensão normal ($\sigma_{N,\max} \leq 250$ kPa) o ângulo de atrito é maior para a curva com menor D_{\max} (1”), para as $D_R = 19$ e 85%, conforme havia observado VEIGA PINTO (1983). Situação que se inverte com o aumento da tensão normal ($\sigma_{N,\max} > 250$ kPa) e se agrava para $D_R = 85\%$, chegando essa diferença a 14%. Logo, pode-se concluir que o diâmetro das partículas exerce influência nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

A mudança da forma da distribuição (n_f) de material bem graduado para uniforme causou um acréscimo médio de 2° em favor do material uniforme. Esse comportamento pareceu contraditório numa primeira análise, mas pode ser explicado ao confrontar a elevada resistência das partículas de granito com as baixas tensões normais adotadas no ensaio com material uniforme, onde destaca-se a fase dilatante do ensaio.

Com relação ao efeito de escala do equipamento (ESE), verificou-se que, para enrocamentos medianamente compactado e fofos com $D_{\max} = 3$ ” os ângulos de atrito são em média 15% maiores nos ensaios realizados na caixa pequena (CIS₂₁) em relação aos ensaios na caixa grande (CIS₈₀). Para enrocamentos no estado denso não foram encontradas diferenças significativas. Todavia, para enrocamentos com $D_{\max} = 1$ ” os ângulos de atrito dos ensaios realizados na caixa pequena são menores para baixas tensões normais e maiores para tensão normal acima de 750 kPa em relação aos realizados na caixa grande, essa diferença não é regular e varia com a tensão normal aplicada entre 14 e 28%. Salienta-se que, foram testadas quatro relações entre as dimensões das caixas e do diâmetro máximo da partícula ($D_{cz}/D_{\max} =$

2,8; 8,4; 10,7 e 32). Para altas tensões o ângulo de atrito de todas as amostras tende ao valor do ângulo de atrito básico da rocha ($\sigma_N > 4.000$ kPa).

O aumento de resistência da rocha acarreta em maior ângulo de atrito do enrocamento se comparado a mesma tensão normal aplicada. Essa diferença é menor para baixas tensões, onde o ângulo de atrito é mais influenciado pela forma das partículas e liberdade de movimento, e aumenta com o acréscimo da tensão normal, onde o binômio resistência-quebra dos grãos passa a ter maior influência nos resultados.

4.4.2.4. Ensaio de compressão triaxial

A execução do triaxial cúbico em enrocamentos foi uma tentativa pioneira em busca de um ensaio que pudesse avaliar o comportamento do material frente a solicitações impostas por diferentes trajetórias de tensões, mas que ao mesmo tempo fosse de simples execução, utilizasse equipamentos convencionais e que pudesse minimizar críticas relativas a representatividade do ensaio triaxial axissimétrico.

A principal crítica referida ao ensaio triaxial convencional em enrocamentos está relacionada a questão da deformabilidade, em que diversos autores afirmam que esses ensaios conduzem a valores bastante superiores aos que são observados em aterros reais, devido à elevada expansão lateral da amostra (FUMAGALLI, 1969; VEIGA PINTO, 1983). Essa elevada expansão, em uma primeira análise, pode estar relacionada a forma de aplicação da tensão confinante sobre o corpo de prova, que é feita com a pressão de um líquido sobre um material de pequena espessura, pouca rigidez, que confina o enrocamento. Tal método, não parece eficaz para o confinamento de blocos isolados que recebem concentração de tensões por meio dos contatos, fazendo com que esses blocos sejam expulsos do arranjo estrutural do enrocamento (punção sobre elemento confinante), fato esse que é impedido pelo confinamento gerado pelas chapas rígidas de aço do ensaio triaxial cúbico.

Por outro lado, a forma cilíndrica do corpo de prova do ensaio triaxial convencional facilita a formação da zona cisalhada, o que favorece a obtenção dos parâmetros de resistência. Já o efeito do atrito do material com as placas tem maior influência nos corpos de prova cúbicos. Logo, já se esperava que parâmetros de resistência obtidos de amostras cúbicas fossem sensivelmente superiores aqueles obtidos por amostras cilíndricas.

Observou-se que, os enrocamentos de granito apresentaram deformações volumétricas de compressão para todas as tensões confinantes e que, para as maiores confinantes (400, 800 e 1.600), há uma fase apenas com compressão vertical ($\epsilon_1 \leq 2\%$), sem expansões laterais, ou seja, Poisson igual a zero.

Entende-se que, nos ensaios apresentados, os mecanismos de deformação priorizaram a quebra e rearranjo das partículas nos vazios das partículas anteriores, em detrimento ao deslocamento relativo entre partículas, o que pode explicar a não linearidade das curvas tensão vs. deformação. Outro fenômeno que influencia nessa não linearidade e na restrita deformação lateral dos corpos de prova é o efeito do atrito entre material e placas de confinamento.

Verificou-se que, os módulos crescem com o aumento da tensão confinante e são variáveis em função da tensão desvio. Comparando com aproximadamente o mesmo estado de tensão dos ensaios de compressão unidimensional, verifica-se que, os módulos dos dois ensaios se aproximam para tensões médias (p) menores que 1.000 kPa e passam a divergir para valores maiores dessa tensão.

A tensão cisalhante na ruptura medida no ensaio de cisalhamento direto é em média 53% daquela medida no ensaio triaxial cúbico para a mesma tensão normal atuante. Tal fato reflete nos parâmetros de resistência. Em termos médios os ângulos de atrito obtidos no ensaio de cisalhamento direto foram 28% inferiores do que aqueles obtidos no ensaio triaxial cúbico.

Diante das inúmeras incertezas relacionadas aos ensaios para determinar os parâmetros de resistência de enrocamentos, recomenda-se adotar o ensaio de cisalhamento direto como padrão e explorar as possibilidades dos ensaios triaxiais (cúbico ou axissimétrico), comparando sempre com o valor de referência do ensaio de cisalhamento direto.

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE SERRA DA MESA

5.1. INTRODUÇÃO

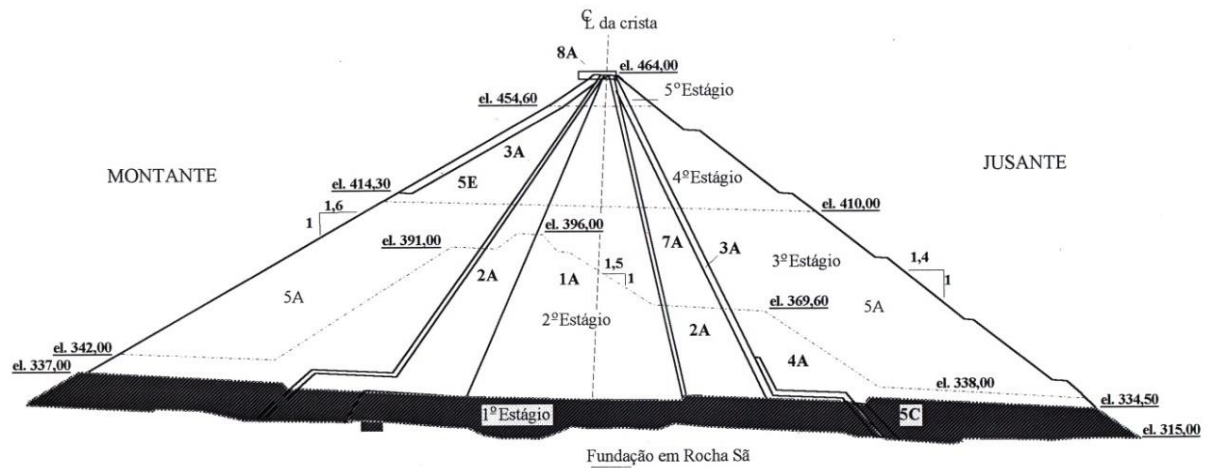
Este capítulo apresenta análise dos dados de instrumentação do enrocamento de Serra da Mesa e confronto dos parâmetros obtidos dessas análises com os parâmetros estabelecidos por meio dos ensaios apresentados no Capítulo 4 desse trabalho.

5.2. INTERPRETAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO DE SERRA DA MESA

A instrumentação da seção principal (est. 49) da barragem de Serra da Mesa está apresentada na Fig. 5.1. Além da seção principal foram instrumentadas uma seção na ombreira direita (est. 39) e outra na ombreira esquerda (est. 55).

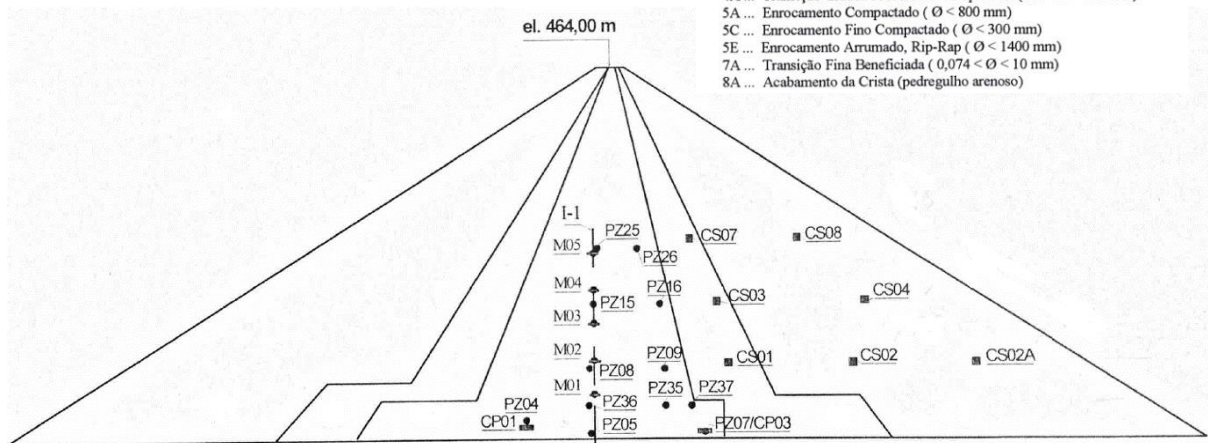
Segundo SHIMABUKURO *et al.* (1999), a barragem foi construída em 5 estágios entre 1989 a 1997. O primeiro estágio foi construído em 1989 para ser galgável, tendo sido galgado 5 vezes. O segundo estágio teve início em abril de 1994, Fig. 5.1, tendo subido o aterro mais de 60 m em um único estágio. A obra foi concluída em setembro de 1997.

Nesse trabalho foram analisados os deslocamentos verticais (recalques) medidos por 4 Caixas Suecas durante o período construtivo: CS02 e CS02A instaladas na estaca 49; CS06 instalada na estaca 39 OD; CS10 instalada na estaca 55 OE. Como não se teve acesso a relatório detalhado do acompanhamento da instrumentação da obra, mas apenas às medidas de deslocamentos propriamente ditas, procurou-se agregar a análise o maior número de informações obtidas de trabalhos publicados sobre o empreendimento como CASTRO (1996), SHIMABUKURO *et al.* (1999), CAPRONI & ARMELIN (1998), CAPRONI *et al.* (1999a e 1999b).



LEGENDA :

- 1A ... Núcleo - Material Impermeável Compactado
- 2A ... Transição Fina Compactada ($0,074 < \phi < 150 \text{ mm}$)
- 3A ... Transição Intermediária Processada Compactada ($2 < \phi < 19 \text{ mm}$)
- 4A ... Transição Grãda Processada Compactada ($19 < \phi < 100 \text{ mm}$)
- 5A ... Enrocamento Compactado ($\phi < 800 \text{ mm}$)
- 5C ... Enrocamento Fino Compactado ($\phi < 300 \text{ mm}$)
- 5E ... Enrocamento Arrumado, Rip-Rap ($\phi < 1400 \text{ mm}$)
- 7A ... Transição Fina Beneficiada ($0,074 < \phi < 10 \text{ mm}$)
- 8A ... Acabamento da Crista (pedregulho arenoso)



- PZ – Piezômetro Pneumático
- M - Placa Magnética
- I-1 - Inclinômetro

- CS – Caixa Sueca
- CP – Célula de Pressão Total

Figura 5.1 - Instrumentação da seção principal (est. 49) da barragem de Serra da Mesa (CASTRO, 1996; SHIMABUKURO *et al.*, 1999).

A Fig. 5.2 apresenta a evolução da deformação de uma camada com 24,097 m de espessura de aterro de enrocamento (5A), interpretada a partir dos deslocamentos medidos na CS02, confrontada com o alteamento do aterro sobre a Caixa Sueca (CS). Observa-se nessa figura uma taxa de deformação maior quando do alteamento do aterro sobre a CS, sendo sucedido por uma taxa menor de deformação quando não estava ocorrendo aumento de carregamento diretamente sobre a CS, tendendo a estabilização com taxas de deformação muito pequenas ($< 0,04\%$) cerca de 1 ano após o final da construção (Fig. 5.3).

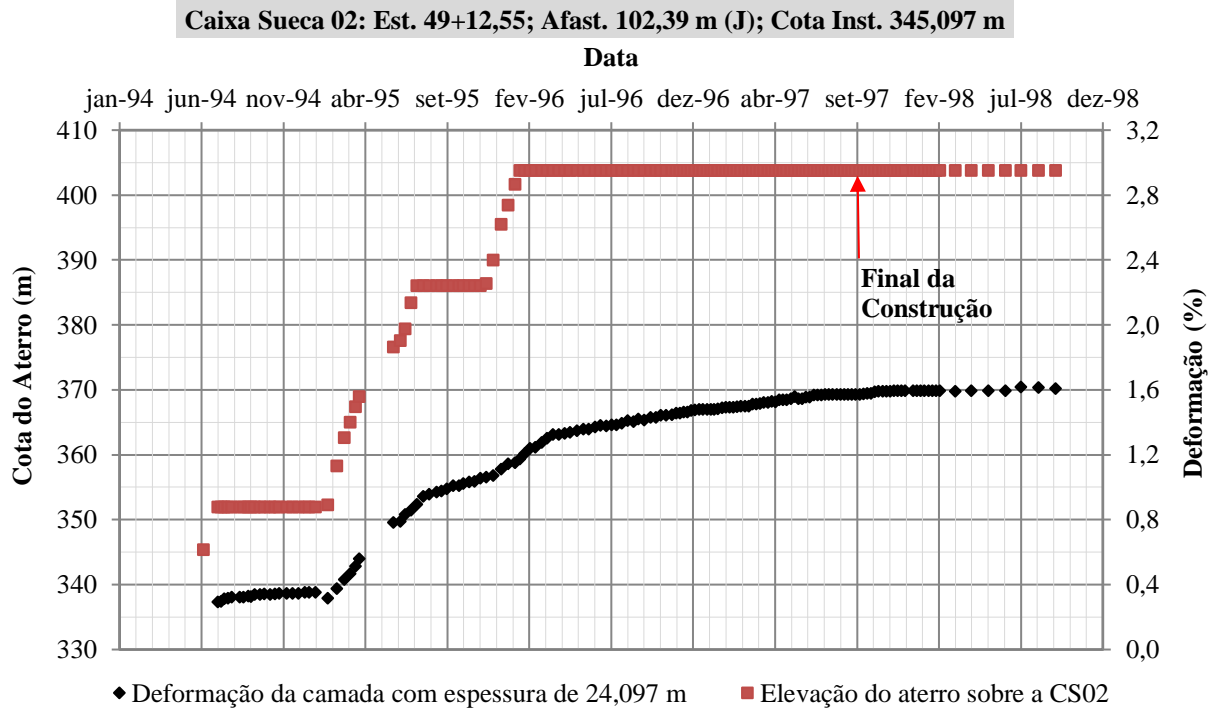


Figura 5.2 – Resultados da Caixa Sueca 02.

A Fig. 5.3 confronta o registro da elevação do aterro sobre a CS02 com o registro das precipitações medidas na estação SAMA, instalada no município de Minaçu, para o mesmo período. A análise da figura confirma informações de diversos autores de que a elevação do aterro se deu prioritariamente nos períodos de estiagem. Logo, conclui-se que os patamares que indicam paralisação do aterro sobre a CS02 estão relacionados a priorização de outras zonas de aterro, conforme se pode observar na Fig. 5.1, e suspensão das atividades de alteamento de todo o aterro durante os períodos chuvosos.

A taxa de deformação registrada durante a paralisação do aterro sobre a CS02 pode ter contribuição de fatores como o acréscimo de tensão gerado pela transferência de carga causada pelo alteamento de zonas adjacentes, o colapso ocorrido durante o período chuvoso e o fenômeno da fluência. Logo, é uma tarefa bastante difícil individualizar a contribuição de cada um desses fatores, a menos que se tenha um registro pormenorizado dos deslocamentos durante todas as etapas de alteamento e eventos de chuva sobre o enrocamento compactado.

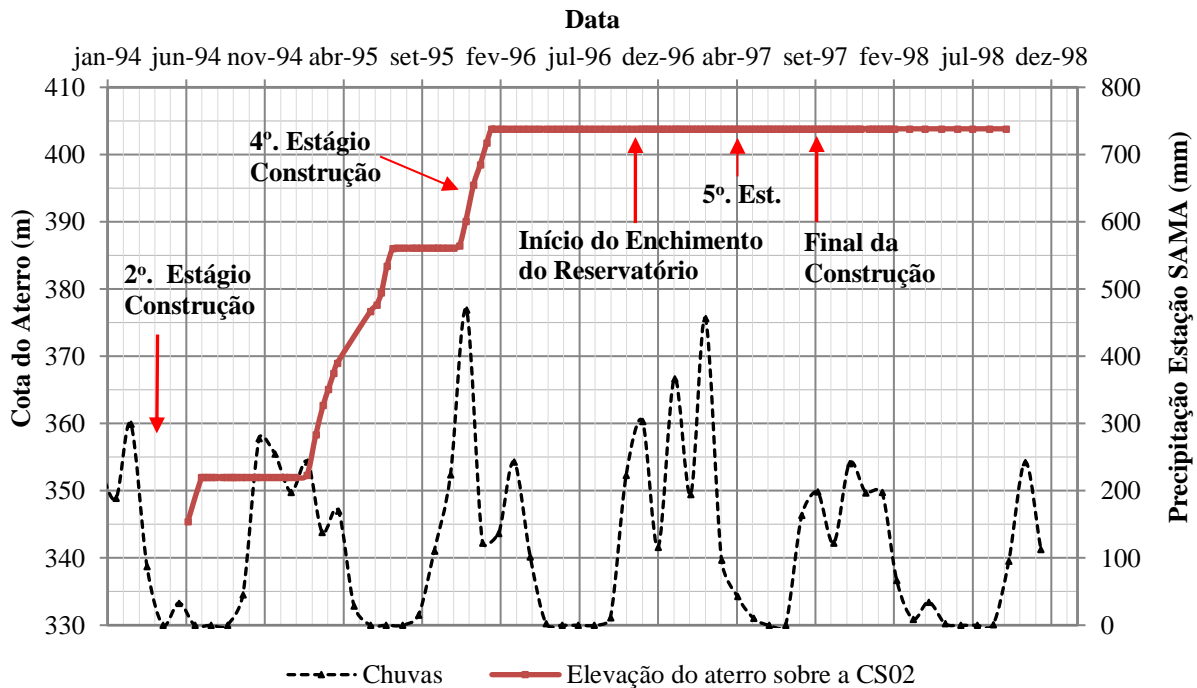


Figura 5.3 – Alçamento do aterro sobre Caixa Sueca 02 vs. precipitação na região.

A respeito da transferência de carga, CASTRO (1996) demonstra em análises numéricas o efeito do espalhamento e arqueamento das tensões durante o período construtivo, causado pela diferença de rigidez entre o material de núcleo, transições e espaldares de enrocamento. Por essas análises, pode-se concluir que a tensão vertical atuante no final da construção em um ponto qualquer do enrocamento de Serra da Mesa é maior do que aquela obtida pelo cálculo simplificado do peso da coluna de material sobre o ponto, normalmente adotado na maioria das retro-análises.

O erro embutido na simplificação adotando o peso da coluna de material sobre o ponto de interesse vai depender da diferença de rigidez dos diferentes materiais adotados na seção tipo, da geometria do zoneamento adotado e da localização do ponto escolhido para análise. Essa simplificação tem um impacto maior quando ocorre redistribuição de tensões devido ao carregamento de zonas adjacentes e conseqüente rotação das tensões principais, o que leva a perda de um dado interessante que é o comportamento do módulo de deformabilidade com a mudança da trajetória das tensões. Quando o carregamento está atuando diretamente sobre o ponto a ser analisado, acredita-se que o erro devido a referida simplificação seja minimizado. Por isso, considera-se mais representativo do comportamento do material a obtenção do

módulo tangente referente apenas aos estágios de carregamento direto sobre o ponto analisado, em oposição ao módulo secante normalmente reportado na maioria das retro-análises verificadas na bibliografia, conforme discutido no item 2.5.2.

Em condições ideais, a instrumentação de campo poderia fornecer tanto os deslocamentos das camadas quanto as tensões atuantes, porém, como relatado no Capítulo 2, ainda se observa limitações dos equipamentos para medir tensões em enrocamentos. Logo, o melhor modo de obter o estado de tensão dentro do maciço de enrocamento ainda é por meio de análises numéricas, adotando como parâmetros iniciais dados de ensaios representativos ou de obras semelhantes. Todavia, no caso de estimativa de tensões atuantes para fomentar retro-análises baseadas nas medidas de recalque das camadas, só faz sentido o dispêndio de recursos de uma análise numérica caso se tenha todo o histórico da sequência e fases construtivas.

Nessa pesquisa as tensões atuantes nos locais onde foram instaladas caixas suecas foram obtidas da interpretação das análises numéricas realizadas por CASTRO (1996), que adotou como caso de estudo a barragem de Serra da Mesa.

A Fig. 5.4 apresenta o comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02. A Fig. 5.5 apresenta a interpretação do módulo secante e tangente, por estágio de carregamento (E_{VMT1}), em função da tensão vertical inferida. Verifica-se que para tensões menores que 150 kPa os módulos secante e tangente são praticamente coincidentes em torno do valor de 50 MPa. Com aumento da tensão vertical, até 400 kPa, o módulo secante aumenta gradativamente até atingir uma faixa de valores, de 95 a 105 MPa, que se mantem com acréscimo da tensão. Já o módulo tangente aumenta bruscamente, para 230 MPa, com o aumento da tensão atuante, para voltar a diminuir gradativamente para 63 MPa para tensão vertical de 500 kPa, voltando a crescer gradativamente até atingir o valor de 295 MPa para tensão vertical 1.000 kPa, se mantendo constante com acréscimo de tensão.

O referido comportamento do módulo tangente (E_{VMT1}) já havia sido reportado por JOHANNESON & TOKLANG (2007), analisando aterro de enrocamento basáltico compactado, que correlacionaram a fase inicial de módulos mais altos ao efeito da pré-compressão causada pela compactação, com consequente diminuição dos módulos devido à quebra e rearranjo das partículas e aumento gradativo do módulo devido ao fechamento do novo arranjo intergranular (item 2.5.2).

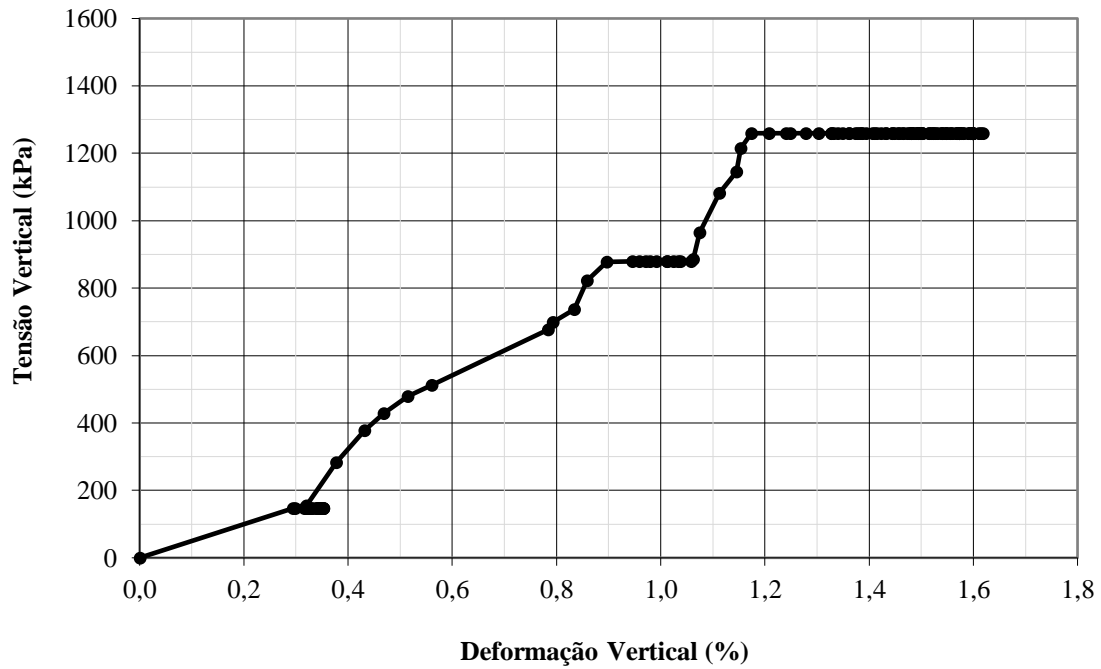


Figura 5.4 – Comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02.

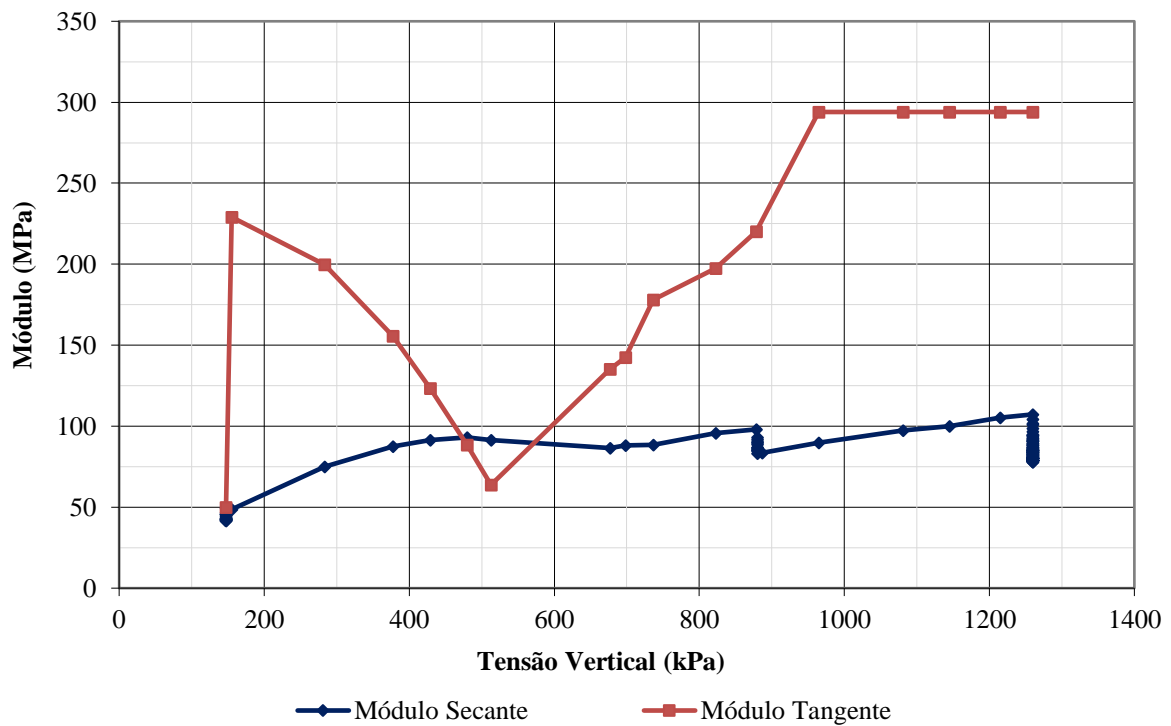


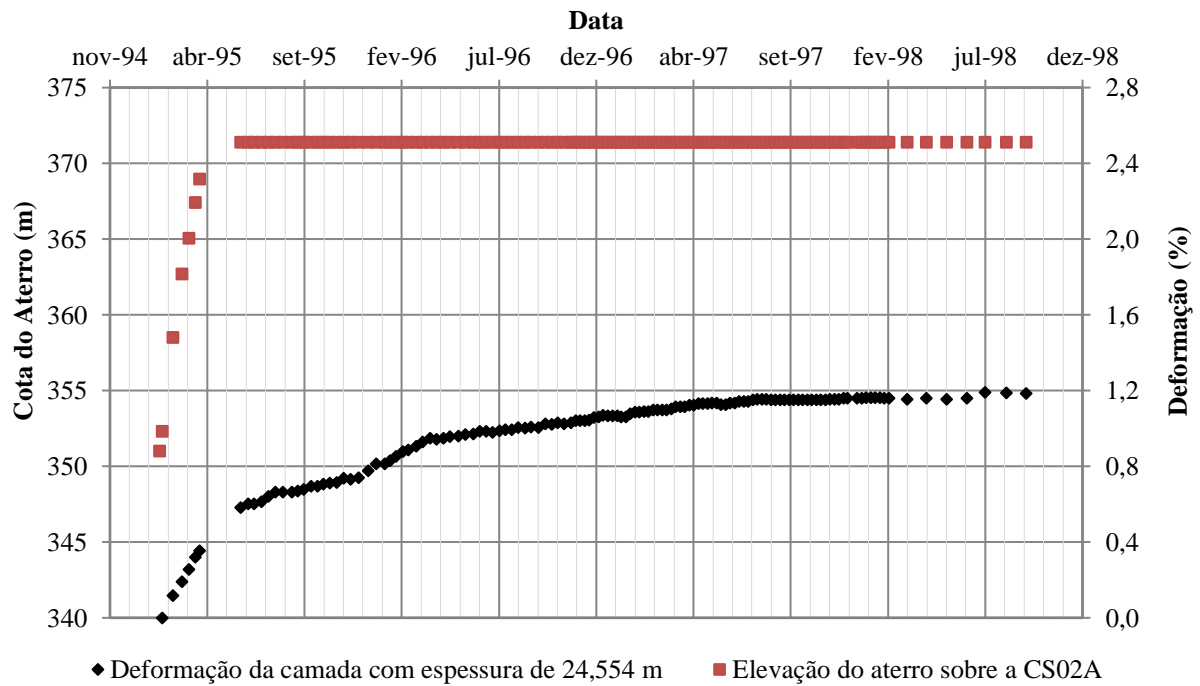
Figura 5.5 – Módulo secante e tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02.

A Fig. 5.6 apresenta a evolução da deformação de uma camada com 24,554 m de espessura de aterro de enrocamento (5A), interpretada a partir dos deslocamentos medidos na CS02A, confrontada com o alteamento do aterro sobre a Caixa Sueca (CS). Com relação aos deslocamentos registrados pela CS02A após o término do alteamento do aterro sobre essa caixa, faz-se as mesmas analogias apresentadas anteriormente na interpretação da leitura da CS02.

A Fig. 5.7 apresenta o comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02A. A Fig. 5.8 apresenta a interpretação do módulo secante e tangente (E_{VMTI}) em função da tensão vertical inferida. Nesse caso, verifica-se a inversão da ordem de grandeza dos módulos, onde o módulo secante apresentou valores consideravelmente superiores ao módulo tangente, fato esse relacionado a ausência de deslocamentos medidos nas primeiras fases de carregamento. O módulo tangente (E_{VMTI}) apresentou comportamento geral similar ao observado na interpretação dos dados da CS02, porém para módulos com valores inferiores, o que pode estar relacionado a erros na interpretação simplificada das tensões atuantes, a própria variabilidade natural dos enrocamentos e, principalmente, pelo menor confinamento do material analisado por essa caixa.

A Fig. 5.9 apresenta a evolução da deformação de uma camada com 31,09 m de espessura de aterro de enrocamento (5A), interpretada a partir dos deslocamentos medidos na CS06, confrontada com o alteamento do aterro sobre a Caixa Sueca (CS). A Fig. 5.10 apresenta o comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS06. A Fig. 5.11 apresenta a interpretação do módulo secante e tangente em função da tensão vertical inferida. O módulo tangente interpretado apresenta aumento considerável na faixa de tensão vertical entre 25 e 100 kPa, diminuindo para tensões verticais acima de 150 kPa, e voltando a subir lentamente para tensões acima de 450 kPa, repetindo a mesma tendência apresentada nos dados fornecidos pela CS02.

Caixa Sueca 02A: Est. 49+10,71 Afast. 150,0 m (J); Cota Inst. 345,054 m



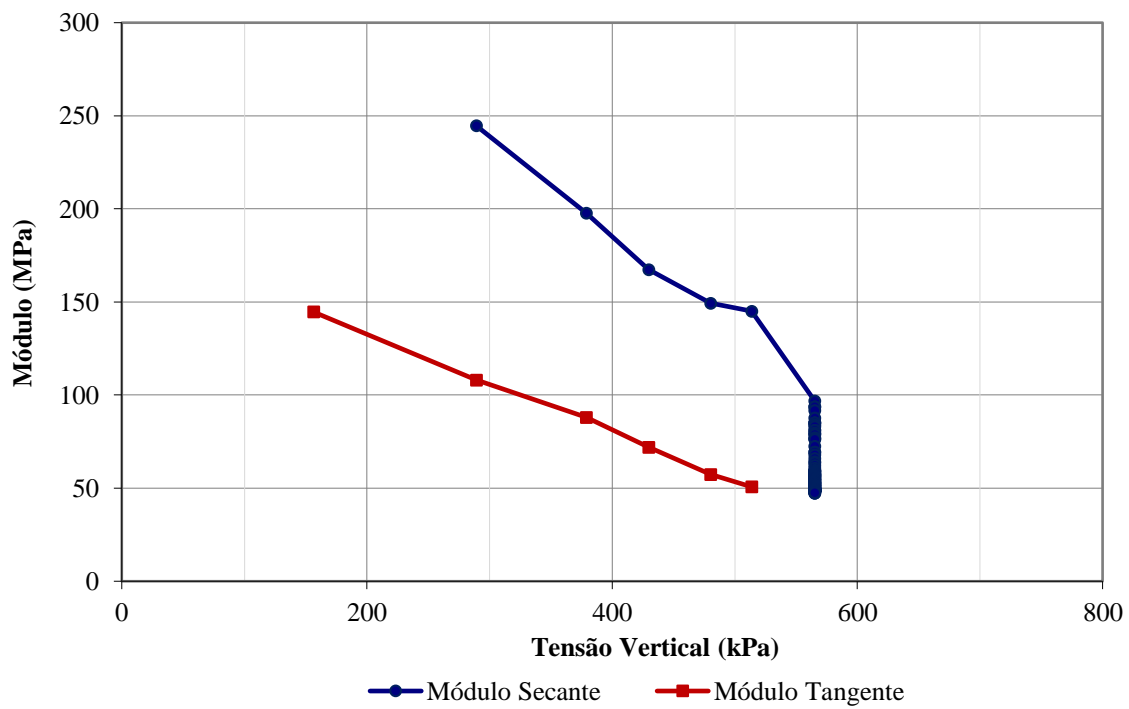


Figura 5.8 – Módulo secante e tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02A.

Caixa Sueca 06: Est. 39+18,64; Afast. 82,81 m (J); Cota Inst. 395,09m

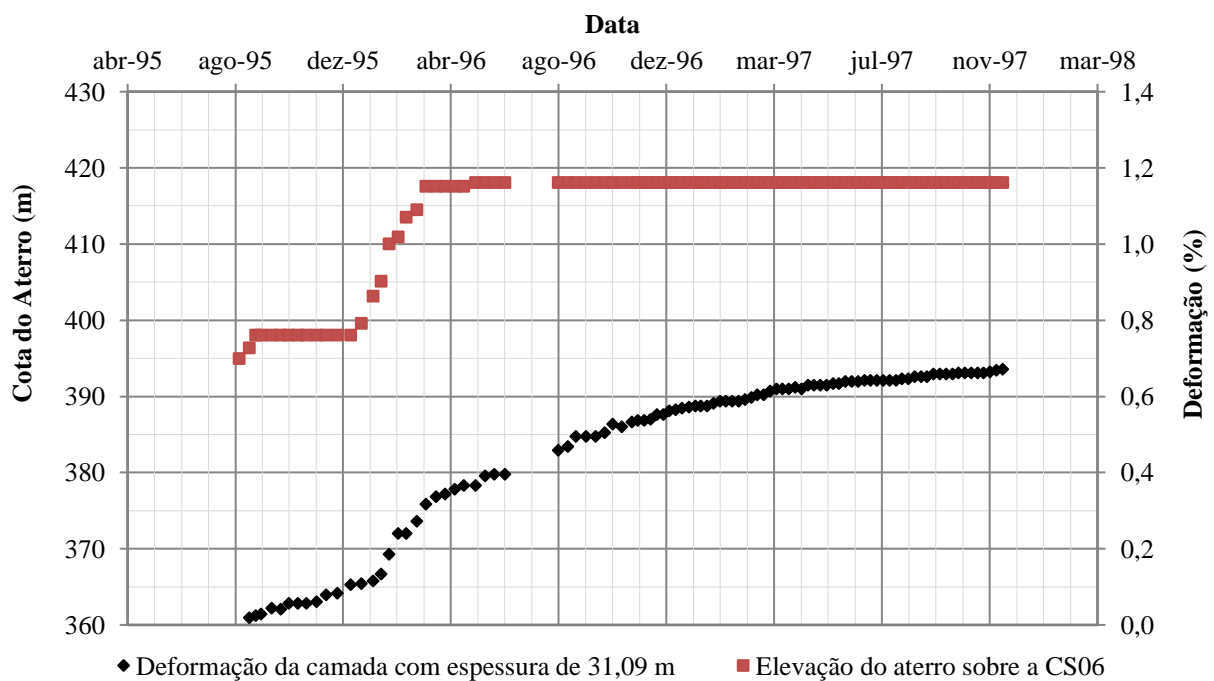


Figura 5.9 – Resultados da Caixa Sueca 06.

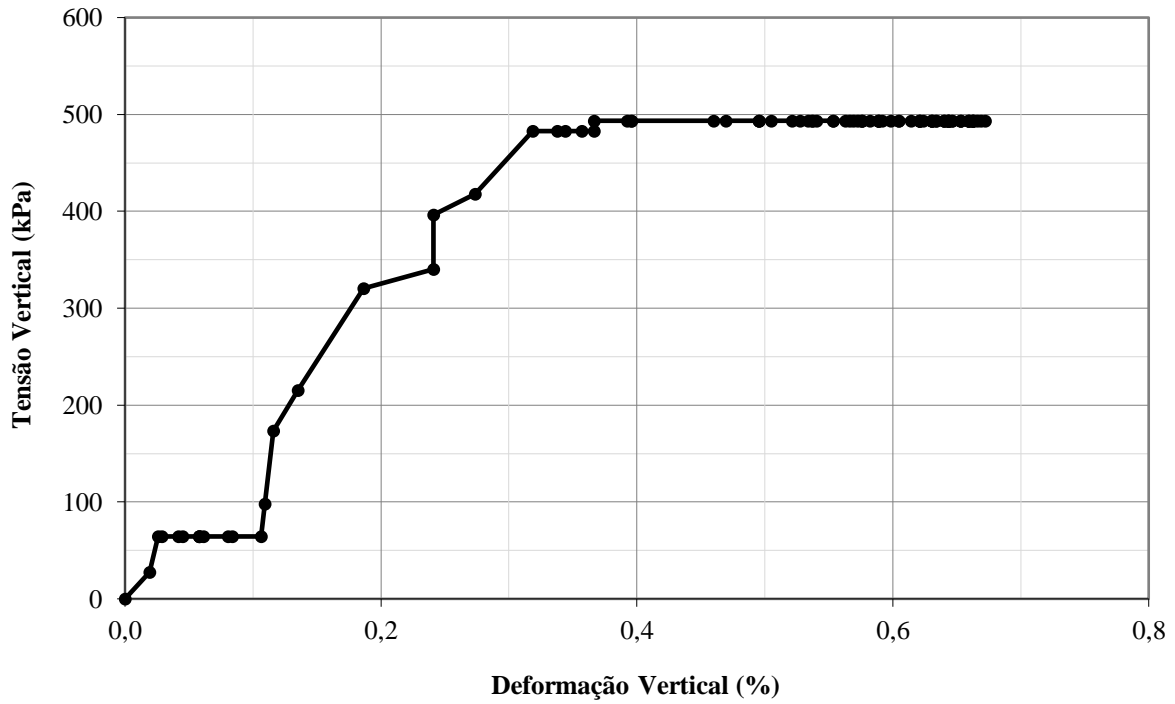


Figura 5.10 – Comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS06.

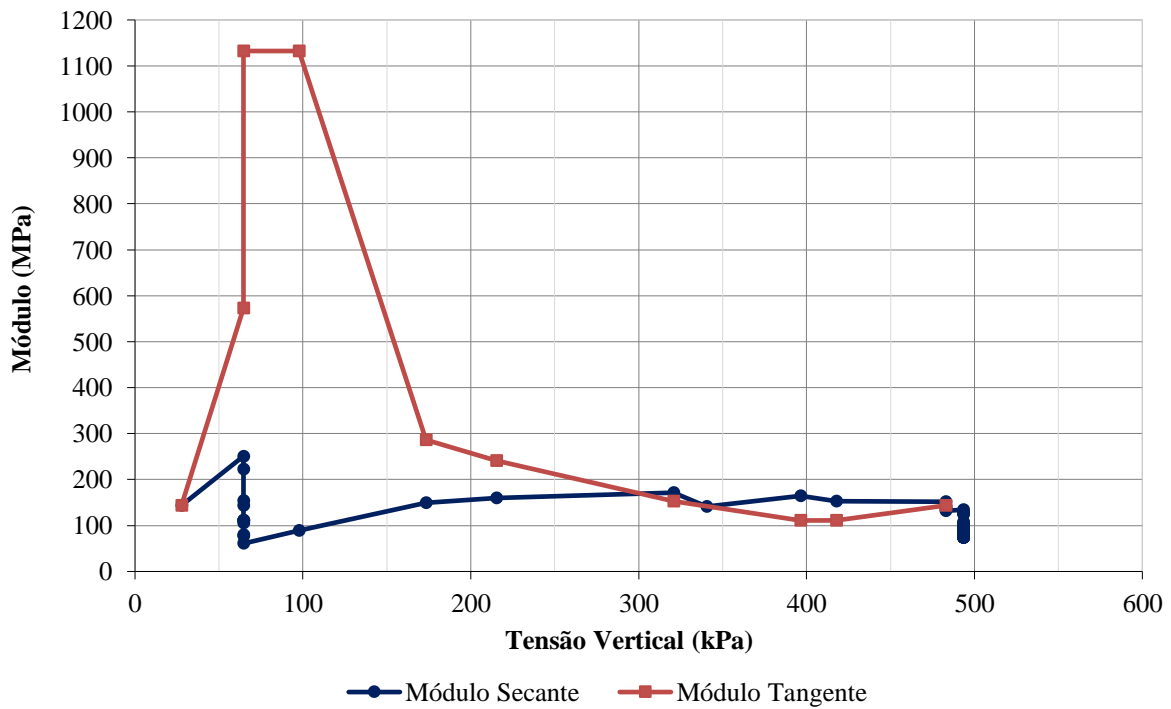


Figura 5.11 – Módulo secante e tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS06.

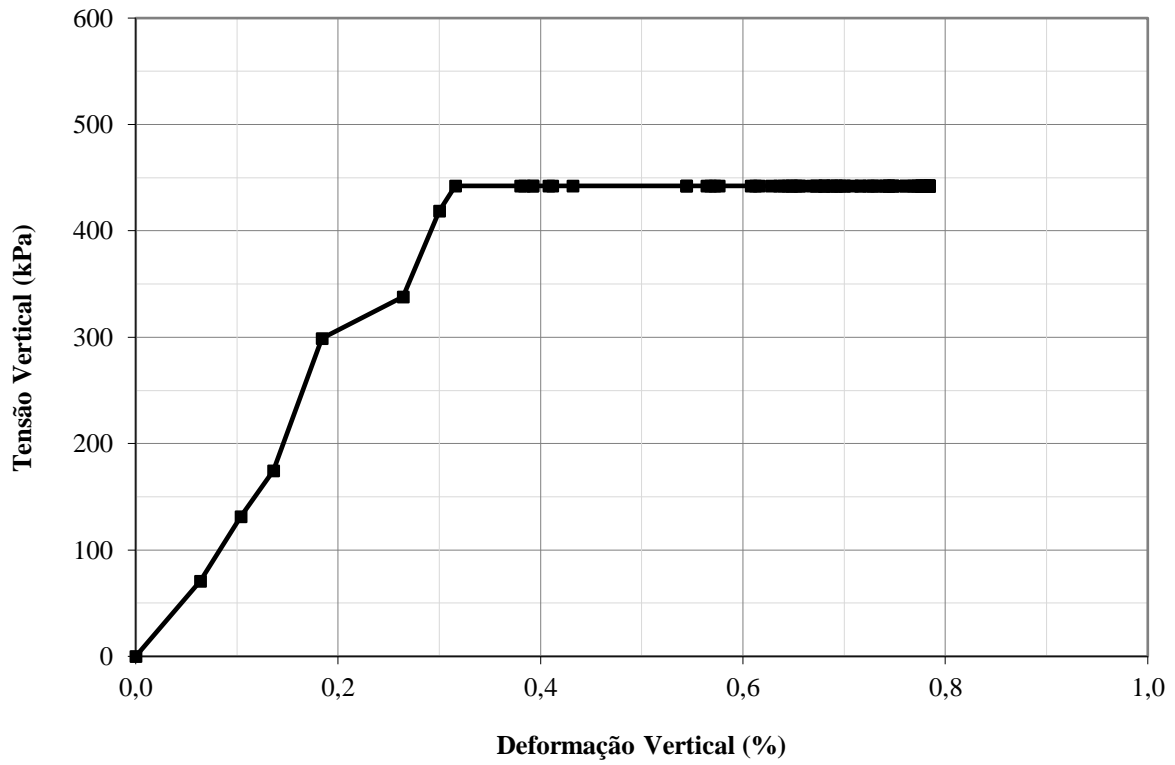


Figura 5.13 – Comportamento tensão-deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS10.

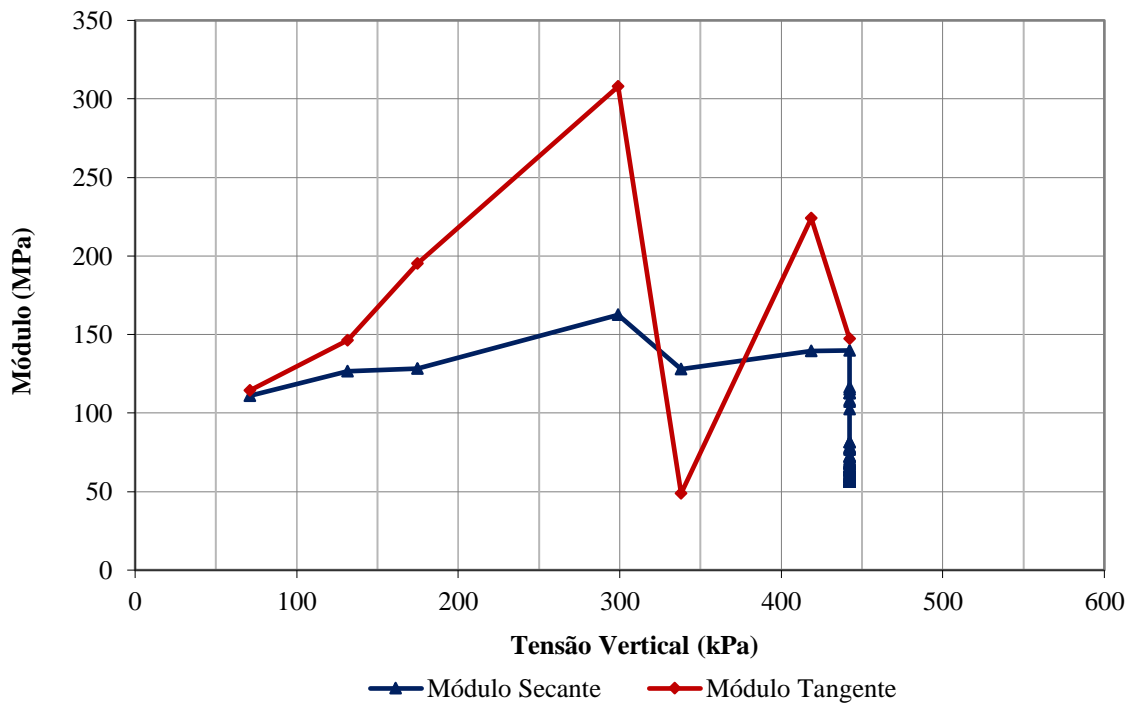


Figura 5.14 – Módulo secante e tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS10.

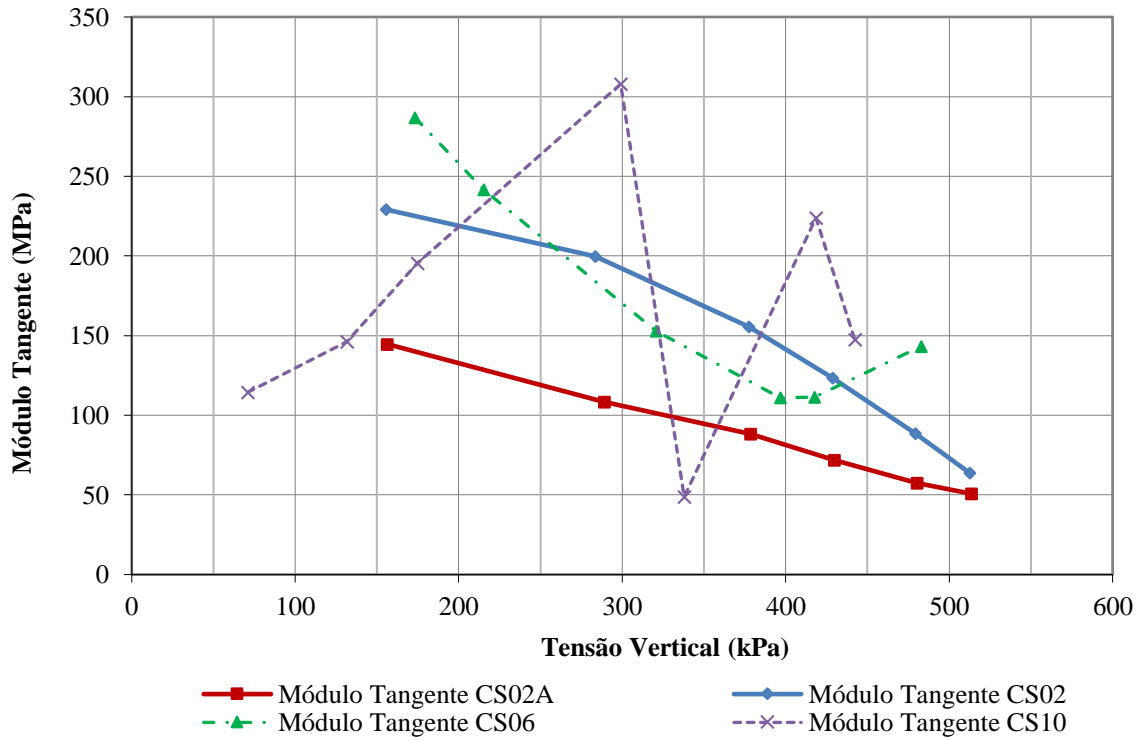


Figura 5.15 – Módulo tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02, CS02A, CS06 e CS10, para mesma faixa de tensões verticais.

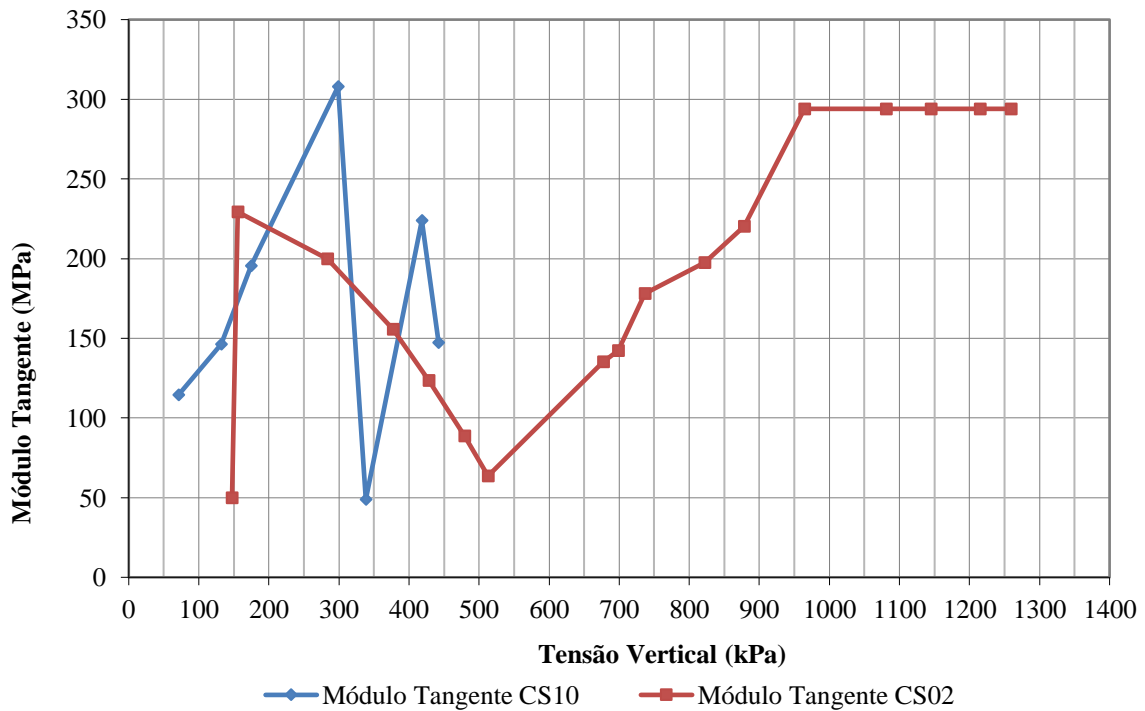


Figura 5.16 – Módulo tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02 e CS10.

5.3. DADOS DE LABORATÓRIO VS. DA INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO – EFEITO DE ESCALA

Como discutido no item 5.2 a interpretação da instrumentação de um aterro de enrocamento não é uma tarefa fácil, pois fenômenos como transferência de tensões, colapso e fluência não são facilmente identificados e individualizados durante a construção. Devido a essas questões, é comum o comportamento quanto a deformabilidade do enrocamento ser caracterizado pelo módulo secante no final da construção, o que não contribui para o esclarecimento dos fatores citados e nem mesmo para o entendimento da evolução do comportamento do enrocamento frente aos diferentes estágios de carregamento, mas fornecem uma boa medida da deformação final esperada em obras semelhantes. Como consequência disso, ocorre que carregamentos atípicos, como aumento do nível de tensões e/ou concentração dessas devido a geometrias desfavoráveis, tendem a proporcionar repostas muitas vezes inesperadas.

Como amplamente discutido nesse trabalho, entende-se que a melhor alternativa para prever o comportamento de aterros de enrocamentos ainda seja a ampla campanha de ensaios de laboratório simulando diversas situação de modelagem e carregamentos. Que posteriormente deve ser confrontada com o comportamento do aterro para correção de correlações. A retro-análise de obras semelhantes não deve ser negligenciada, porém os dados obtidos dessas análises devem servir para nortear o projeto básico e permitir individualização de condicionantes que afetam o comportamento desses materiais.

O problema discutido nesse trabalho sempre foi a falta de metodologia que pudesse identificar o efeito de escala do comportamento mecânico dos enrocamentos ensaiados no laboratório, com granulometria reduzida, em comparação ao comportamento mecânico verificado em campo.

Para propor uma metodologia de extrapolação dos dados em escala reduzida para a escala de campo, esse trabalho identificou a necessidade de um parâmetro que pudesse representar a forma da distribuição granulométrica (n_f) e identificar o estado de compacidade das amostras e do protótipo ($C_{f,dg}(f) = D_{max}, n_f$). Para atender essa demanda foi proposta uma campanha de ensaios de compactação (item 4.31) que visa determinar o fator de escala da geometria das distribuições em relação a resposta em termos de estado de compacidade das amostras e do protótipo (curvas características do estado de compacidade), bem como uma campanha de

ensaios mecânicos (item 4.3.2) para determinar o fator de escala em termos de módulo de deformabilidade (curvas características do fator de escala ESG para uma mesma D_R).

A partir das curvas características do estado de compactação (item 4.3.1) pode-se inferir que o enrocamento compactado em campo, cujas características são identificadas no item 5.2 e no Item 2.7.3, possui $D_R = 65\%$. A partir das curvas características do fator de escala ESG (item 4.3.2.3) foram inferidas curvas D_{un} vs. σ_v para o enrocamento de Serra da Mesa em escala de campo ($D_{max} = 36''$) e para diferentes estados de compactação ($D_R = 45, 65$ e 85%).

Nesse tópico será confrontado o comportamento mecânico quanto a deformabilidade do enrocamento de campo com os dados extrapolados do modelo reduzido ensaiado em laboratório. Para essa comparação adotou-se os dados da caixa sueca 02 (CS02) por considerar que essa caixa está localizada em uma região da barragem com maior confinamento do enrocamento (Fig. 5.1), situação que mais se aproxima da simulação em laboratório com ensaios de compressão unidimensional.

A curva tensão vs. deformação interpretada a partir de dados da caixa sueca 02 é apresentada na Fig. 5.4 e mostra três fases de carregamento distintas seguidas por patamares que equivalem a deformações sem acréscimo direto de tensões. Na Fig. 5.5 são apresentados os módulos secantes (E_{VMS}) e tangentes por estágios de carregamento (E_{VMT1}), ou seja, interpretado para cada acréscimo de carregamento registrado. Esse último, desconsidera as deformações registradas sob tensões constantes.

A Fig. 5.17 apresenta novamente a curva tensão vs. deformação da caixa sueca 02 e duas outras interpretações para o módulo tangente, ambos individualizando as diferentes fases de carregamentos. A primeira interpretação considera a deformação causada entre fases de carregamento, direto e indireto, definindo o módulo tangente médio por fase de carregamento ($E_{VMT2} = 121$ e 137 MPa). A segunda considera as fases de carregamento direto juntamente com a deformação sob tensão constante (colapso e fluência), que está relacionada a paralizações da obra, e redistribuição de tensões, definindo o módulo tangente médio final da fase construtiva ($E_{VMT3} = 104$ e 73 MPa).

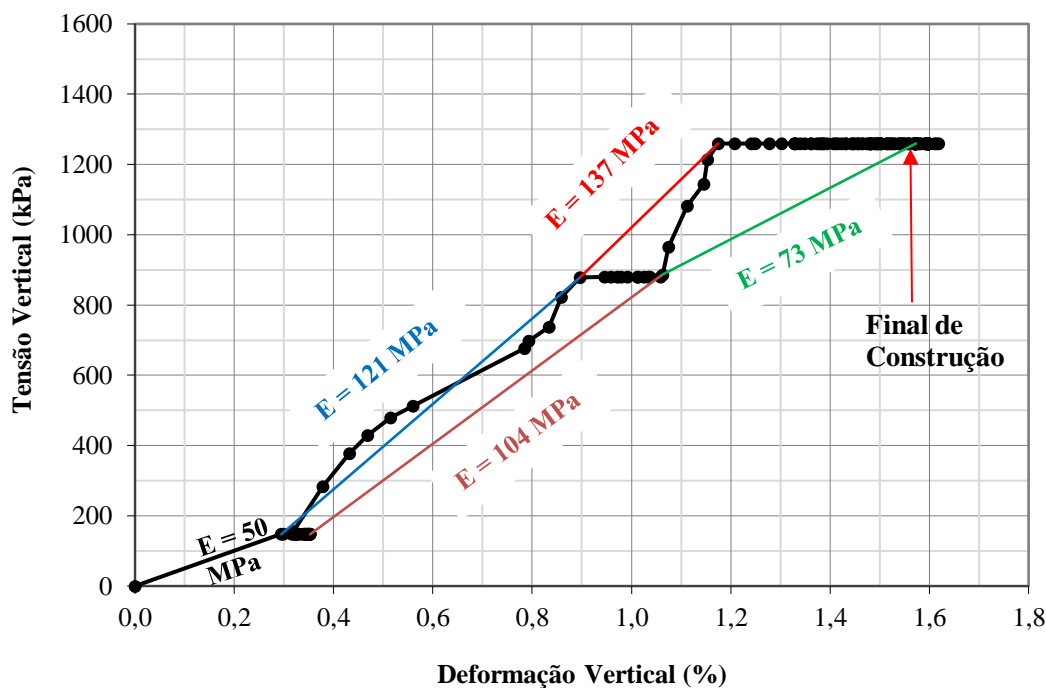


Figura 5.17 – Módulos tangente do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02.

De forma prática, adotar em uma simulação o módulo final da fase construtiva (E_{VMT3}) variável é, em termos de resposta quanto a deslocamentos no final do período de obra, a mesma coisa que adotar o módulo secante final (E_{VMS}), com a vantagem de fornecer melhor resposta em termos de deslocamentos parciais para diferentes fases construtivas. Ao adotar E_{VMT3} outra vantagem esperada é a melhor resposta quanto a redistribuição de tensões em geometrias complexas. No entanto, a simulação de E_{VMT3} em laboratório é dificultada por não se conseguir agregar no mesmo ensaio todas as parcelas de deformações causadas por colapso, fluência e transferências de carga, para o mesmo estado e tensão atuante em campo, durante a paralisação do aterro.

Como discutido no Capítulo 2 e 4, o enrocamento de campo está sujeito a vários ciclos de molhagem e secagem (artificiais e naturais) ainda em fase de construção o que, provavelmente, culmina em várias fases de colapso por saturação. Isso porque a concentração de tensão é quem define quais pontos de contato ou partículas irão se quebrar com a primeira molhagem, quando isso ocorre há uma redistribuição de tensões e outras partículas e contatos passam a concentrar mais tensão, fato agravado pelo acréscimo de carregamento médio, que ao ser submetido a outro ciclo de molhagem sofre novo colapso.

Como o módulo por estágios de carregamento (E_{VMT1}) é influenciado pela velocidade de carregamento, sequências construtivas e outros fatores pontuais, considera-se que o módulo que mais se aproxima da simulação em escala de laboratório é o médio por fase de carregamento (E_{VMT2}). Adotando E_{VMT2} nas análises, as deformações residuais ocorridas nas paralisações podem ser simuladas com ensaios específicos que definem índice de colapso e fluência para diferentes estados de tensão. A Fig. 5.18 apresenta todos os módulos interpretados a partir de dados da caixa sueca 02 (CS02).

A Fig. 5.19 apresenta curva tensão vs. deformação para interpretação dos dados fornecidos pela caixa sueca 02 (CS02), confrontado com a resposta de ensaios com modelo reduzido com as curvas 8”B, 6”B e 3”B, todas com n_f semelhantes a curva granulométrica de campo.

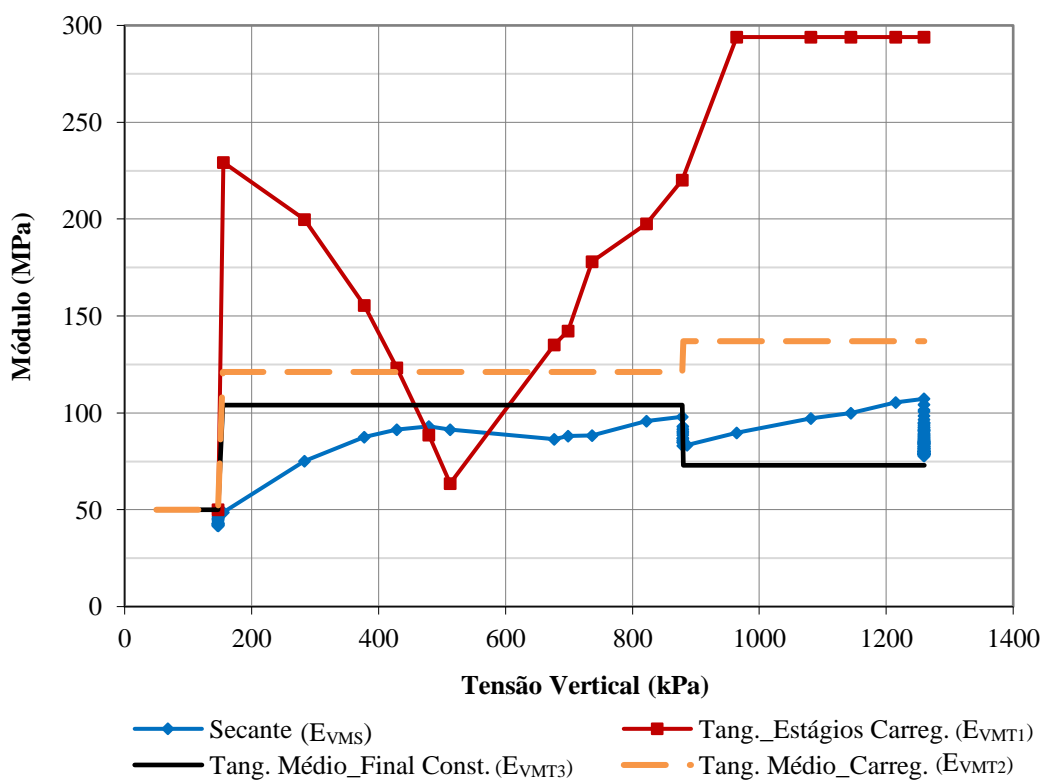


Figura 5.18 – Módulos do material 5A interpretados a partir das leituras da CS02.

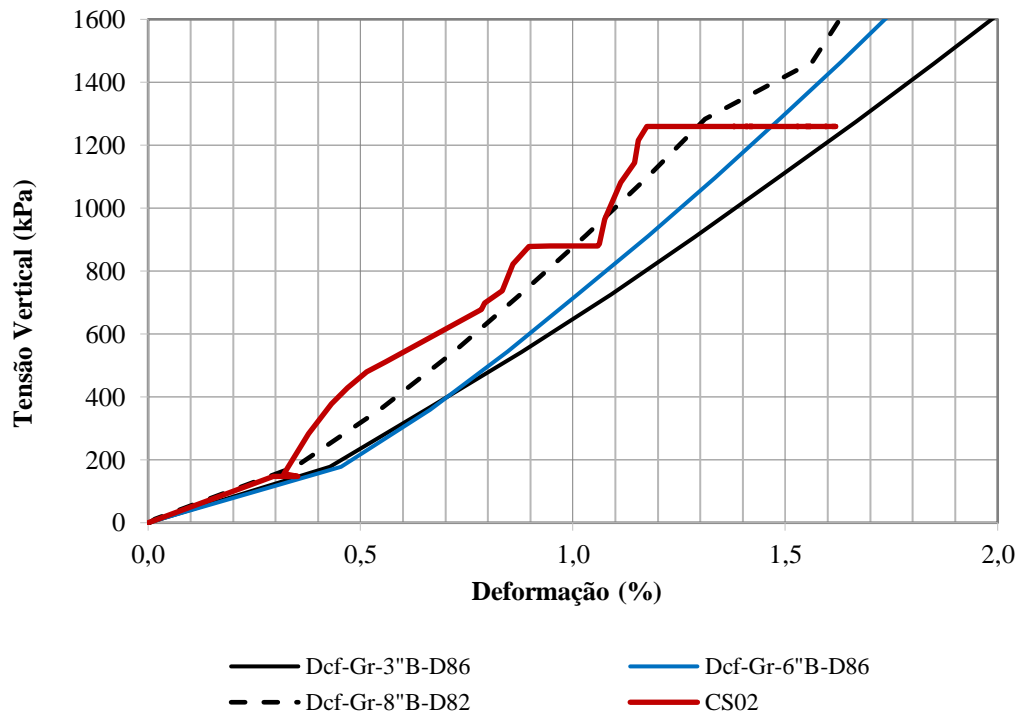


Figura 5.19 – Curva tensão vs. deformação do material 5A interpretado a partir das leituras da CS02 e de ensaios com modelo reduzido.

A Fig. 5.20 confronta o módulo tangente por estágios (E_{VMT1}), interpretado a partir dos dados da CS02, com os módulos tangentes inferidos a partir das curvas características do fator de escala ESG ($D_{max} = 36''$), para diferentes densidades relativas (D_R).

A Fig. 5.21 confronta os módulos tangente médio por fases de carregamento (E_{VMT2}) e tangente médio final da fase construtiva (E_{VMT3}), interpretado a partir dos dados da CS02, com os módulos tangentes inferidos a partir das curvas características do fator de escala ESG ($D_{max} = 36''$), para diferentes D_R .

Apesar dos módulos inferidos para a curva granulométrica de campo com $D_R = 65\%$, obtidos pela extrapolação de resultados de ensaios em escala reduzida, serem variáveis com o estado de tensão e os módulos médios por fases de carregamento (E_{VMT2}) apresentarem patamares constantes para intervalos de tensões, verifica-se uma razoável correlação entre esses módulos.

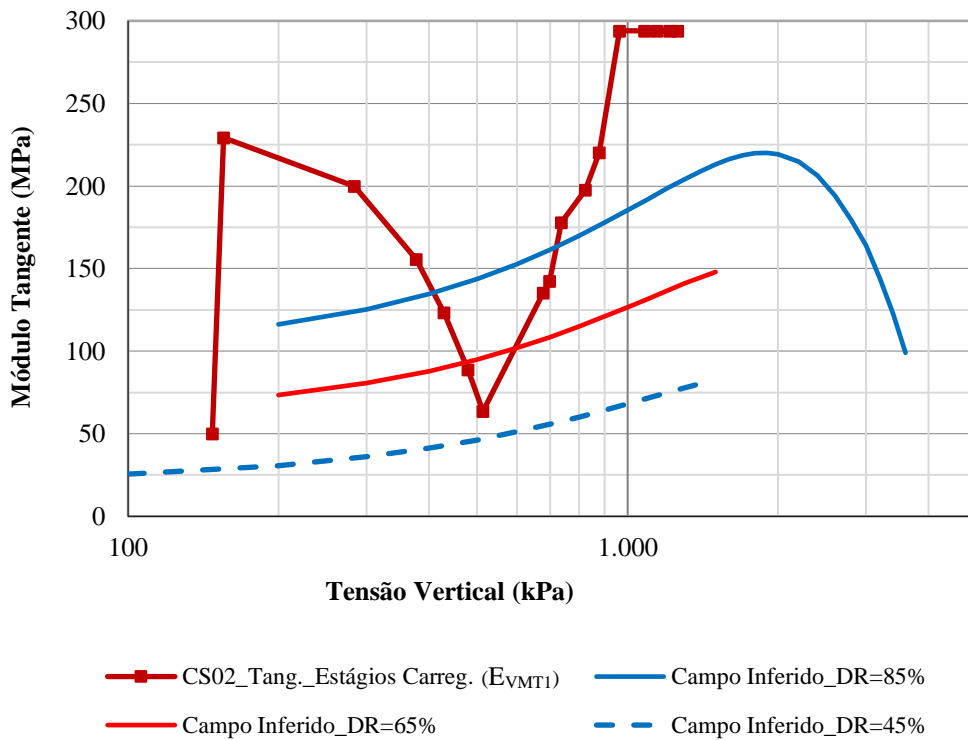


Figura 5.20 – Módulo do material 5A (EVMT1) obtido da interpretação da CS02 confrontado com os módulos inferidos a partir das curvas características do fator de escala ESG.

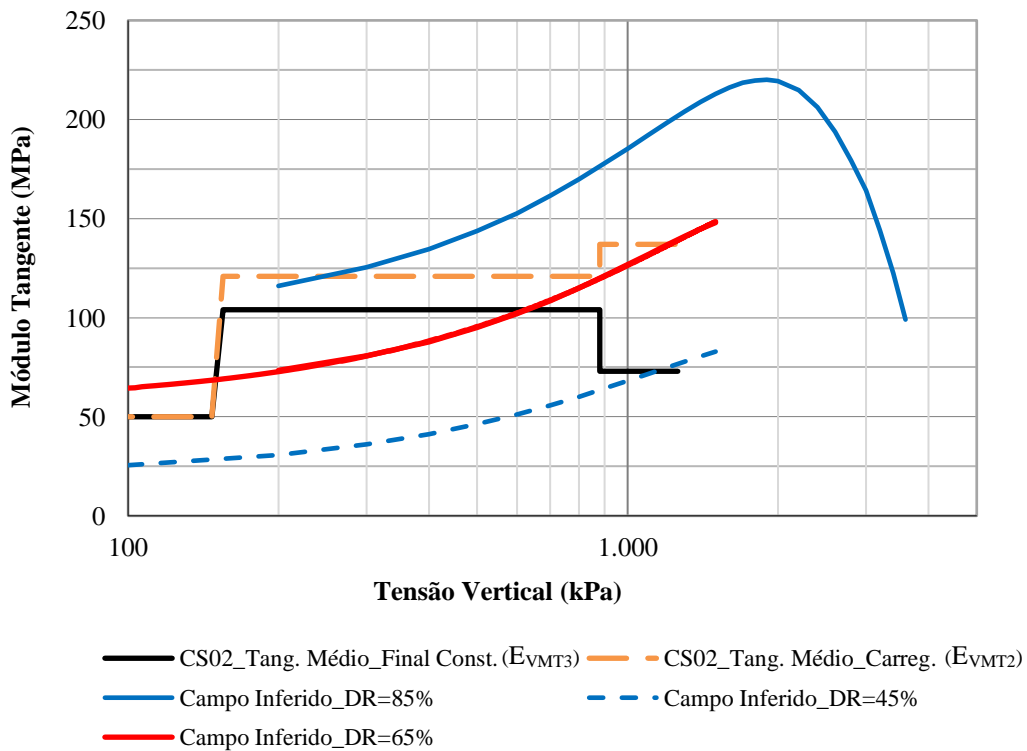


Figura 5.21 – Módulo do material 5A (EVMT2 e EVMT3) obtido da interpretação da CS02 confrontado com os módulos inferidos a partir das curvas características do fator de escala ESG.

Diante do exposto, na fase de projeto básico espera-se que análises numéricas adotando módulos inferidos para a curva granulométrica de campo, a partir da extrapolação de resultados de ensaios em escala reduzida, forneçam resultados compatíveis com as deformações observadas durante as fases de carregamento da obra. Para obter a deformação final da obra, métodos numéricos que têm capacidade de individualizar as deformações por colapso e fluência durante paralizações e ciclos chuvosos devem ser implementados.

A Fig. 5.22 confronta o módulo secante (E_{VMS}), interpretado a partir dos dados da caixa sueca 02 (CS02), com o módulo secante dos ensaios Dcf-Gr-8”B-D44 e D82. Em termos de módulo secante, os resultados das observações de campo são compatíveis com os resultados do ensaio com material denso ($D_R = 82\%$).

A Fig. 5.23 apresenta fator de escala entre os módulos tangentes do material 5A, interpretados a partir das leituras da caixa sueca 02 (CS02), e aqueles inferidos para a granulometria de campo a partir das curvas características do fator de escala ESG para $D_R = 65\%$ (ensaios em modelo reduzido).

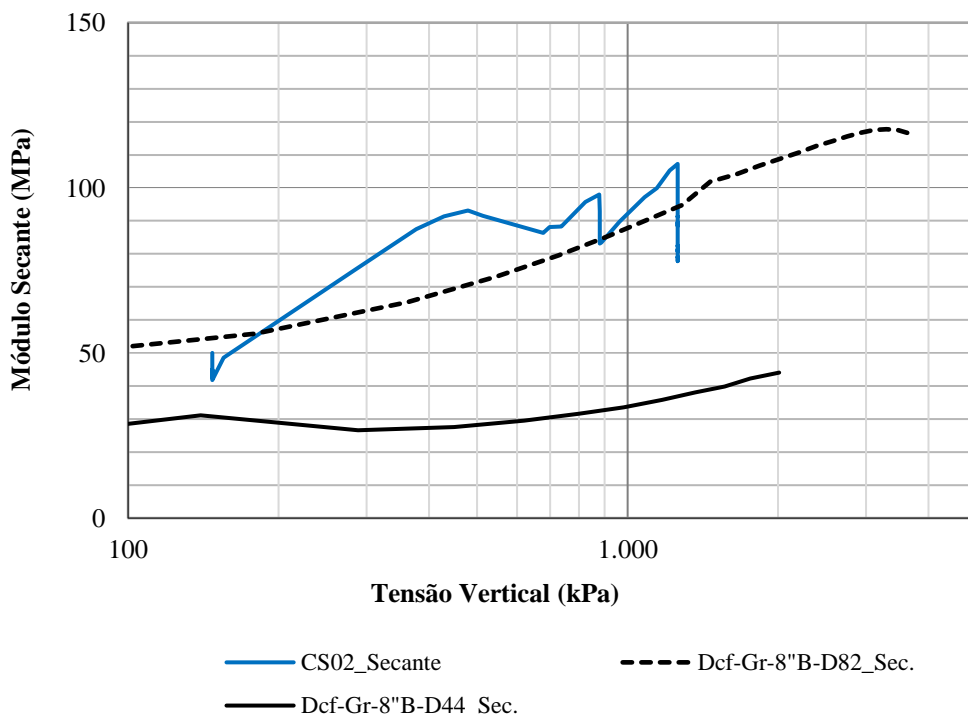


Figura 5.22 – Módulo secante do material 5A (E_{VMS}) obtido da interpretação da CS02 confrontado com o módulo secante dos ensaios Dcf-Gr-8”B-D44 e D82.

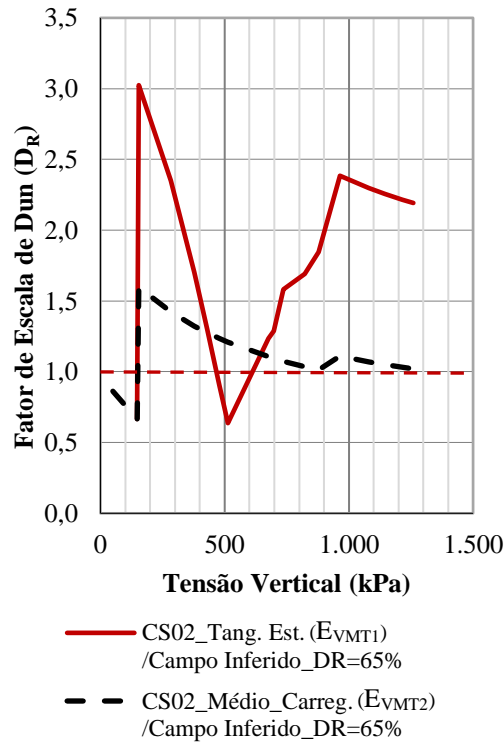
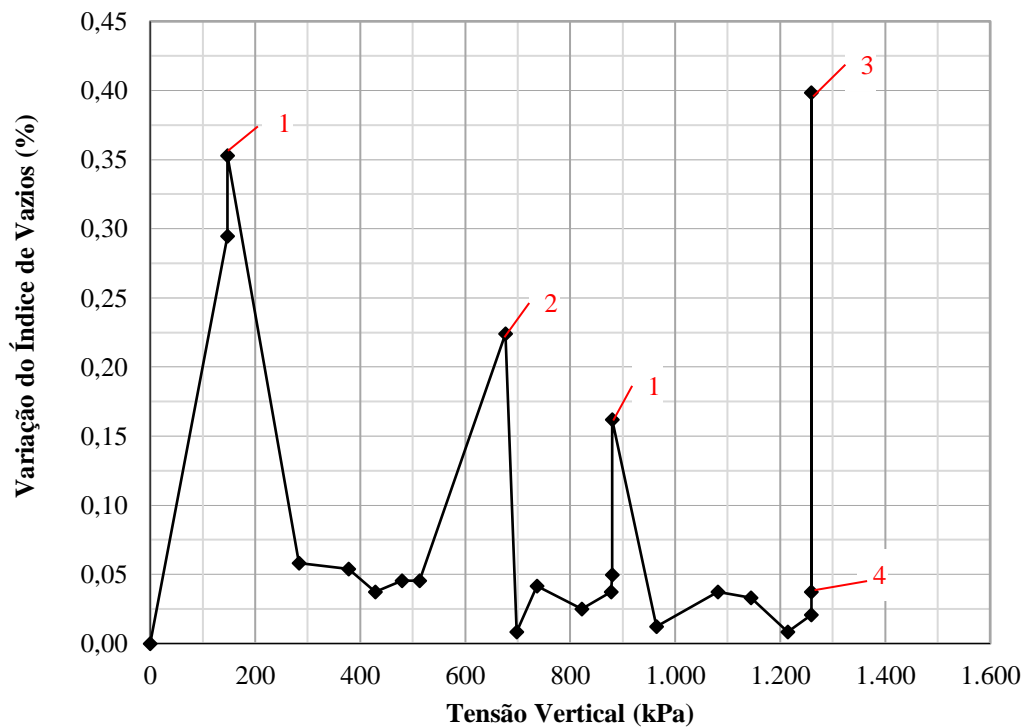


Figura 5.23 – Fator de escala entre os módulos tangentes do material 5A interpretados a partir das leituras da CS02 e inferidos a partir das curvas características do fator de escala ESG.

A Fig. 5.24 apresenta taxa de variação do índice de vazios em função do acréscimo de tensão vertical, índice de colapso por saturação (1), índice de colapso por acréscimo de tensão (2), efeito da fluência (4) medidos a partir da interpretação das leituras da caixa sueca 02. Essa figura demonstra a importância do registro de ocorrências durante a construção e a importância da análise da instrumentação ainda durante a construção para aferição de parâmetros e eventuais alterações do método construtivo quando necessário.

Na Fig. 5.24 observa-se que durante os três períodos chuvosos pelos quais a fase de obra passou (Fig. 5.3), correspondentes aos períodos de 2º a 5º estágios de construção e três paralizações curtas, houveram deformações atribuídas ao colapso ($\Delta_{ec} = 0,16$ a $0,40$), em grande parte, e em menor proporção ao efeito de fluência. Durante o acréscimo direto de tensão vertical, que variou de 512 para 677 kPa, houve um deslocamento relacionado a colapso por tensão ($\Delta_{ec} = 0,22$), que também pode estar relacionado a redistribuição de tensões na seção heterogênea do barramento. Verifica-se ainda que a deformação por fluência

medida após um ano de operação da barragem ($\Delta_{ec} = 0,037$) é desprezível frente as deformações causadas pelos fenômenos citados anteriormente.



- 1 - Fluência e colapso por saturação (1 período chuvoso).
- 2 - Colapso por acréscimo de tensão.
- 3 - Redistribuição de tensão, fluência e colapso por saturação.
- 4 - Fluência medida durante 1 ano de operação.

Figura 5.24 – Taxa de variação do índice de vazios com o carregamento, com o efeito da fluência e índice de colapso interpretados a partir das leituras da CS02.

A Fig. 5.25 confronta as diferentes taxas de variação do índice de vazios, obtidas por meio da interpretação das leituras da caixa sueca 02, com as taxas de colapso por saturação e por tensão medidas nos ensaios de laboratório. Observa-se que colapso por tensão em laboratório ocorre para tensões muito superiores àquelas inferidas em campo, com exceção para os materiais uniformes. Observa-se ainda que a simulação do colapso por saturação não teve o compromisso de adotar os carregamentos inferidos em campo, mas, todavia, pode-se concluir que possuem similitude de ordem de grandezas. Tal fato, indica que as deformações por colapso podem ser simuladas em laboratório para estágios de carregamentos compatíveis com

o plano de construção, adotando assim uma curva característica para o colapso em função da forma da distribuição granulométrica, diâmetro máximo das partículas e densidade relativa.

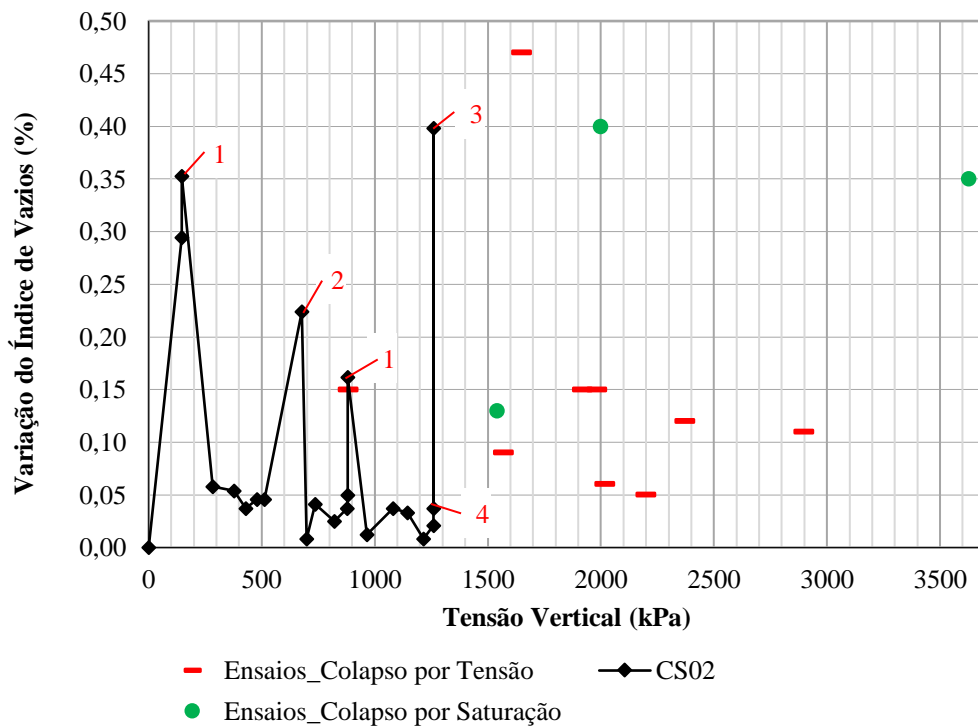


Figura 5.25 – Taxa de variação do índice de vazios com o carregamento, com o efeito da fluência e índice de colapso interpretados a partir das leituras da CS02 confrontados com a taxa de colapso por saturação e por tensão medida nos ensaios de laboratório.

A Fig. 5.26 confronta o módulo tangente por estágios (E_{VMTI}), interpretado a partir dos dados da CS02, com o módulo tangente inicial (item 4.3.4) interpretado a partir dos resultados do ensaio triaxial cúbico. Por meio desse comparativo, verifica-se que o enrocamento confinado em campo possui baixa expansão lateral o que explica a razoável aderência entre a interpretação de E_{VMTI} e o módulo inicial do ensaio triaxial. A observação desse comportamento dos aterros em escala real já havia sido questão de questionamentos de FUMAGALLI (1969) e VEIGA PINTO (1983) quanto a representatividade de ensaios de laboratório.

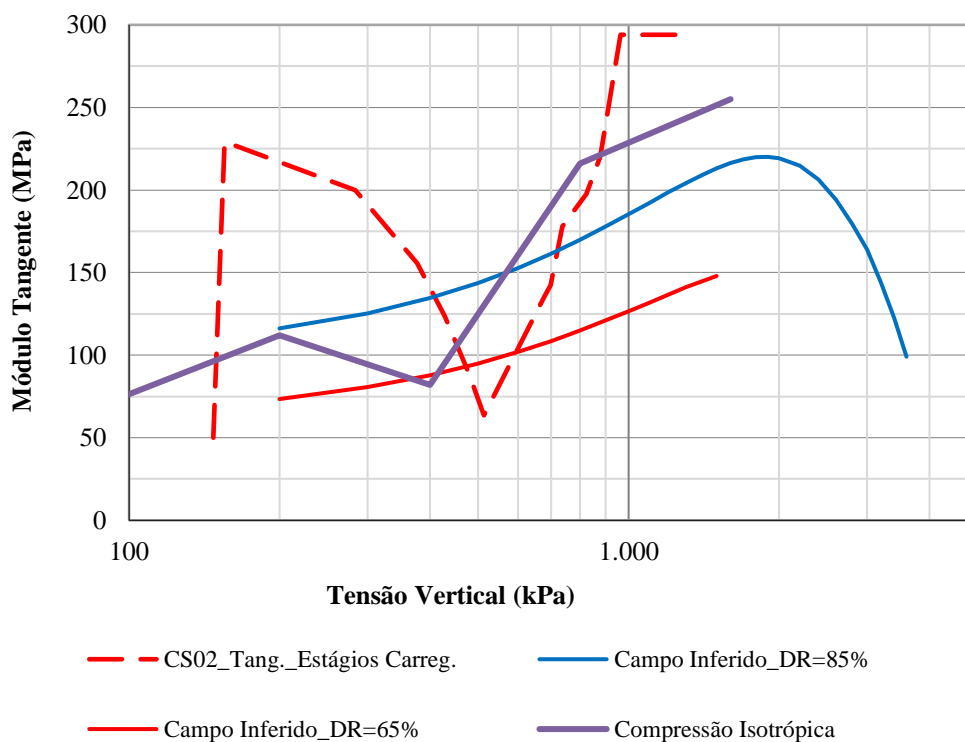


Figura 5.26 – Módulo do material 5A (E_{VMT1}) obtido da interpretação da CS02 confrontado com o módulo inicial do ensaio triaxial cúbico.

5.4. CONSIDERAÇÕES

Dos dados analisados da instrumentação do enrocamento (5A) da barragem de Serra da Mesa pode-se tecer as seguintes considerações:

- A obtenção apenas do módulo secante favorece a interpretação de que o enrocamento aumenta ligeiramente sua rigidez com o aumento do estado de tensão, podendo o módulo de deformabilidade ser representado por um valor médio constante, fato esse que não corresponde ao comportamento real desse material;
- A obtenção do módulo tangente (E_{VMT1}) que melhor representa o comportamento do enrocamento, pressupõe um registro pormenorizado das fases e sequências construtivas, eventos de chuva e paralisações, para que os efeitos que se sobrepõem (deslocamentos por aumento de tensões, colapso e fluência) possam ser individualizados na análise. Nesse contexto, o relatório de acompanhamento da instrumentação deve ser complementado pelo diário de obra.

- Analisando a interpretação dos módulos tangentes (E_{VMT1}), três fases de comportamento podem ser individualizadas. A primeira caracterizada por módulos mais altos devido ao efeito da pré-compressão causada pela compactação. A segunda caracterizada pela diminuição dos módulos devido principalmente à quebra e rearranjo das partículas. A terceira pelo aumento gradativo do módulo devido ao fechamento do novo arranjo intergranular que, provavelmente, deve se estender até um estado de tensão em que prevalecerá um novo ciclo de quebra e rearranjo de partículas.

Ao confrontar o comportamento quanto a deformabilidade do enrocamento de campo de Serra da Mesa com o comportamento inferido para esse mesmo enrocamento por meio da extrapolação de dados obtidos de modelos reduzidos, verificou-se uma boa correlação entre os módulos. Diante do exposto, pode-se afirmar ser viável e desejável prever, com razoável aproximação, o comportamento de aterros de enrocamento a partir de parâmetros gerados em modelos reduzidos em laboratório, desde que determinadas regras de similaridade discutidas nesse trabalho (Capítulo 4) sejam respeitadas.

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

6.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta análise das informações condensadas no banco de dados de barragens, adotando a metodologia de classificação e avaliação estabelecida no Capítulo 4 e consolidada no Capítulo 5.

Pretende-se ainda consolidar um método racional de análise e comparação do comportamento de enrocamentos compactados com diferentes métodos, equipamentos, litologias e sítios.

Apresentam-se sugestões de especificações construtivas e equipamentos para obter a melhor performance dos enrocamentos em termos de resistência mecânica e deformabilidade.

Mesmo não sendo objetivo dessa tese, resume-se a experiência adquirida e apresenta-se metodologia racional para estudo, projeto e acompanhamento executivo de aterros de enrocamento (Item 6.3).

6.2. ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE BARRAGENS

O Item 2.7.3 apresenta coletânea de dados sobre métodos de compactação, características e desempenho de enrocamentos utilizados em diversas barragens no Brasil e em outros países. Os dados apresentados foram obtidos em dezenas de artigos, sendo comum recorrer a várias fontes para compor os dados de enrocamentos de apenas uma barragem. Ressalta-se que, esses dados não foram interpretados ou previamente analisados por esse trabalho de pesquisa. Logo, trata-se de coletânea com grande generalidade de interpretações, principalmente quando se reportam módulos de deformabilidade, conforme explanado no Item 2.5.2. A única manipulação realizada no Item 2.7.3 foi a tomada de decisão sobre qual dado faria parte da tabela ao se deparar com informações conflitantes em diferentes artigos, o que infelizmente ocorreu em um grande número de casos.

Muitas barragens consideradas importantes no cenário mundial apresentam lacunas na caracterização dos materiais, mas foram deixadas nas tabelas do Item 2.7.3 para servir de apoio a outras pesquisas, na busca de informações que se entende importantes para formação do banco de dados sobre enrocamentos.

Outro problema recorrente na coletânea de dados foi a indicação do equipamento utilizado para compactação. Verificou-se que artigos relacionados à barragens construídas antes do ano 2.000 preferencialmente reportam o peso operacional do equipamento, já aqueles relacionados a barragens construídas entre 2000 e 2010 tendem a reportar o peso do cilindro vibratório, que sofreu grande acréscimo de peso nesse período. Para empreendimentos recentes, principalmente os chineses, tem reportado com maiores detalhes o equipamento e sua eficiência, tais como o peso operacional, o peso do cilindro, o peso por metro linear e, muitas vezes, o impacto dinâmico. Outra preocupação recorrente nas pesquisas chinesas está relacionada à velocidade de operação de rolos compactadores, conforme abordado no Item 2.3.

Importantes empreendimentos chineses tem retomado as análises sobre a definição do melhor método e equipamento de compactação, principalmente relacionado a enrocamentos constituídos por rochas brandas ($\sigma_c \leq 30$ MPa), que apresentam tendência de gerar percentual considerável de finos. Barragens muito altas ($H > 200$ m) têm sido estudadas e construídas com esse tipo de material. Nesse ponto, as discussões sobre a melhores técnicas de compactação reportam a necessidade de camadas pouco espessas, normalmente com espessura $\leq 0,6$ m, utilizando compactadores pesados (peso por metro de cilindro $\geq 5,5$ t/m), com grande número de passadas (8 a 12), suficientes para atingir porosidade ($n \leq 0,2$ (índice de vazios e $\leq 0,25$)). No entanto, não fica claro nesses trabalhos a forma da distribuição granulométrica atingida pelo método de compactação descrito utilizando enrocamento com material brando.

Como discutido nesse trabalho, a forma da curva granulométrica (n_f) e a quantidade de finos condicionam a resposta quanto ao índice de vazios mínimo a ser alcançado, além do que, há uma porcentagem de finos, que depende da forma da distribuição, em que esse material passa a dominar a resposta quanto as características físicas do enrocamento (e) e quanto as características mecânicas (deformação e resistência). Como verificado nas tabelas do Item 2.7.3, a maioria dos empreendimentos onde foram reportados a utilização de rochas brandas não foram encontradas informações suficientes para definir o n_f das distribuições granulométricas, mas analisando os demais empreendimentos, acredita-se que n_f dessas barragens encontra-se entre os valores de 0,2 a 0,5, ou seja, curvas bem graduadas tendendo a possuir alta quantidade de finos.

Outra questão a ser analisada na quantidade de finos gerados na compactação de materiais brandos é a capacidade do enrocamento ser livre drenante e funcionar como filtro dele mesmo, ou seja, capacidade de conter as partículas menores das frações areia e silte. É muito comum em barragens com esse tipo de material a adoção de uma ou mais camadas drenantes/filtrantes, bem como a presença de filtro vertical/inclinado entre os espaldares de montante e jusante (exemplo Fig. 2.31).

Nesse item não se pretende esgotar toda a complexidade referente a especificação de materiais para cada zona de uma barragem de enrocamento, mas buscar comparações simplificadas, baseadas no conhecimento adquirido ao longo do trabalho, na tentativa de identificar grandes grupos de comportamentos.

A Fig. 6.1 apresenta relação entre índices de vazios *vs.* coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$) de 52 enrocamentos compactados em 20 barragens em diferentes zonas, como 2A e 2B material sob a laje; 3A enrocamento de transição; 3B e 5A enrocamento principal do espaldar de montante; 3C e 5A enrocamento principal do espaldar de jusante; T enrocamento central entre as zonas 3B e 3C. Verifica-se que 75% dos enrocamentos analisados estão contidos entre as curvas características de e_{max} e e_{min} , definidas no Item 4.3.1.1 a partir do ensaio de compactação em laboratório com o granito de Serra da Mesa (Fig. 4.14).

Conforme discutido no Item 4.3.1, a definição do e_{max} e e_{min} de uma distribuição sofre influência da forma da curva granulométrica (n_f), do diâmetro máximo das partículas (D_{max}) e da forma das próprias partículas (C_f). Esse último fator (C_f) foi pouco explorado nessa pesquisa devido a quantidade de ensaios necessários para se chegar a conclusões satisfatórias, sendo visto como um dos principais causadores das dispersões dos resultados de compactações com métodos, equipamentos e distribuições granulométricas semelhantes. Os demais responsáveis por essas dispersões são a resistência das partículas e a porcentagem de finos da amostra.

Conceitualmente, o correto seria determinar curvas características de e_{max} e e_{min} para cada tipo de material analisado (litologia, D_{max} , n_f , forma das partículas e porcentagem de finos). Tarefa essa inviável no atual estágio de estudos do comportamento desses materiais. No entanto, uma vez definidas as curvas de referência, a densidade relativa alcançada é função da energia de

compactação empregada, que também pode ser medida como porcentagem da energia de compactação de referência para se atingir e_{min} .

Na situação ideal, faria-se o ensaio de compactação em modelo reduzido em laboratório, cujos resultados seriam comparados com ensaios em aterro experimental. Dessa forma, seria traçado um paralelo entre a energia empregada em laboratório e a de campo.

No entanto, como não se dispõe de todos esses recursos, adotou-se as curvas características do granito de Serra da Mesa (e_{max} e e_{min}) como padrão de comparação entre os demais materiais listados nas tabelas do Item 2.7.3 (Fig. 6.1). Essas curvas características foram adotadas para inferir a densidade relativa desses materiais, o que gerou inconsistências conceituais como $D_R < 0$ e $D_R > 100\%$. As densidades relativas menores do que zero foram automaticamente redimensionadas para 1% (enrocamento fofo) e as maiores do que 100% foram mantidas para efeito de comparação com os demais materiais (Fig. 6.5). Salienta-se que essa caracterização dos enrocamentos, com base nas curvas características do granito, foram registradas nas tabelas do Item 2.7.3 nas colunas referentes ao e_{min} (inferido), e_{max} (inferido) e D_R (%) (inferida).

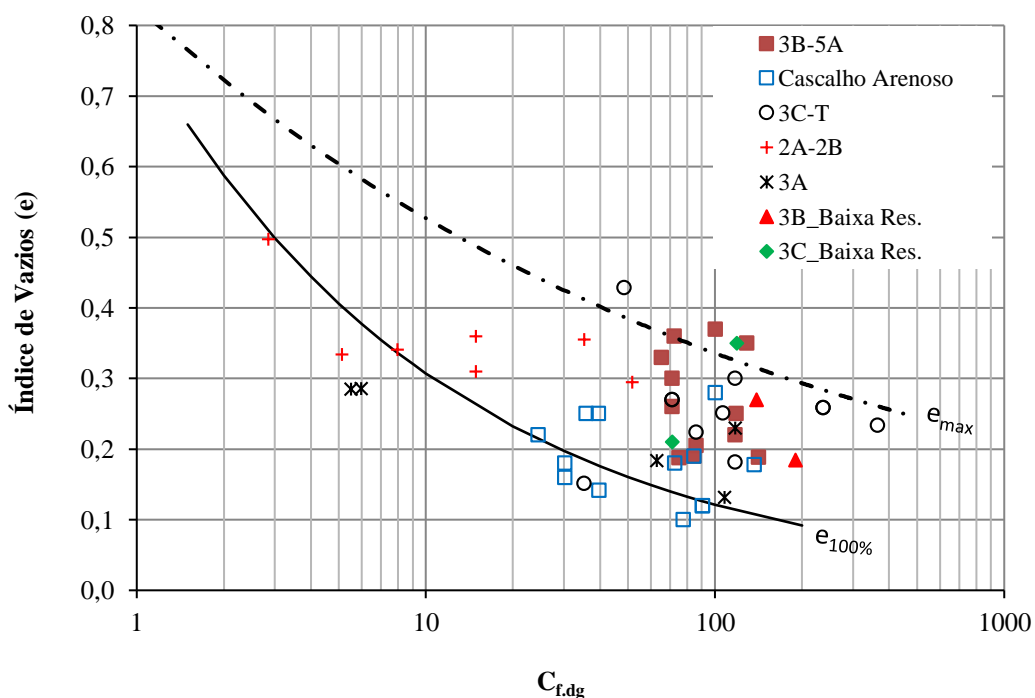


Figura 6.1 – Relação índice de vazios vs. $C_{f,dg}$ de 52 enrocamentos compactados (Item 2.7.3).

Credita-se à parte dos materiais que estão fora das curvas características do granito, principalmente aqueles com $D_R < 0\%$, características de partículas angulosas típicas da britagem de basalto são e/ou partículas com baixa resistência, típicas de materiais intemperizados. Os módulos desses materiais com $D_R < 0\%$ variam entre 25 e 85 MPa. Já aqueles com $D_R > 100\%$ são normalmente associados a enrocamentos com mais de 30% de finos (fração areia ≤ 2 mm).

A Fig. 6.2 tenta correlacionar índice de vazios vs. n_f , onde pode-se verificar que o n_f por si só não tem relação direta com o referido índice.

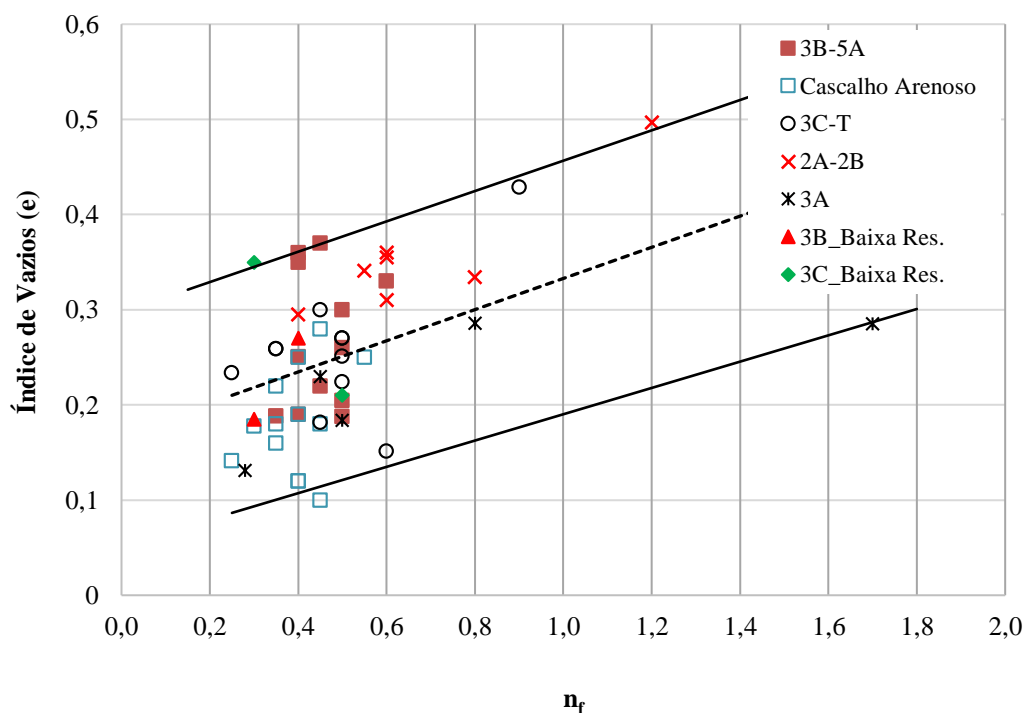


Figura 6.2 – Relação índice de vazios vs. n_f de 52 enrocamentos compactados (Item 2.7.3).

Nas tabelas do Item 2.7.3 foi apresentado o cálculo da energia de compactação dos enrocamentos adotando a metodologia descrita no Item 2.3 (ED1). Verifica-se que o índice de vazios alcançado possui razoável correlação com o coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$) e com a energia aplicada no processo de compactação (Fig. 6.3). Essa correlação é boa se forem considerados apenas materiais que atingiram o estado denso, ou seja, aplica-se energia suficiente na compactação para atingir densidades relativas maiores do que 80%.

Como o mesmo índice de vazios representa densidades relativas diferentes para curvas diferentes (Item 4.3.1.1), observa-se na Fig. 6.4 que não há correlação direta entre esse parâmetro e o módulo de deformabilidade dos enrocamentos. Reforça-se que o módulo de deformabilidade apresentado possui uma grande variabilidade de métodos de interpretação e que, naquelas barragens onde foram reportadas faixas de módulos para determinados materiais, adotou-se o valor médio para efeito de comparação com os demais materiais.

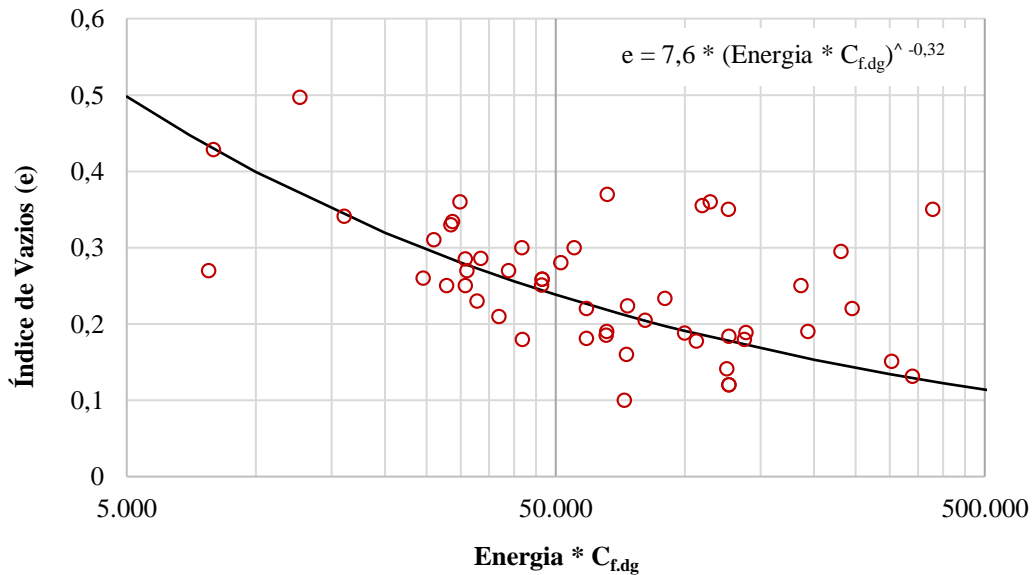


Figura 6.3 – Relação índice de vazios vs. energia * $C_{f.dg}$ de 52 enrocamentos compactados (Item 2.7.3).

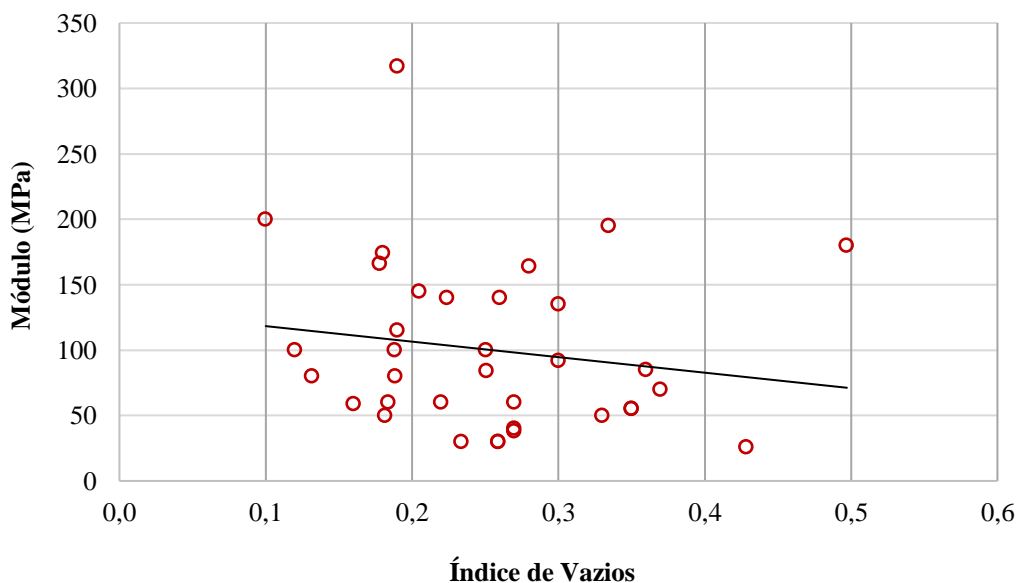


Figura 6.4 – Relação módulo vs. índice de vazios de diversos enrocamentos compactados (Item 2.7.3).

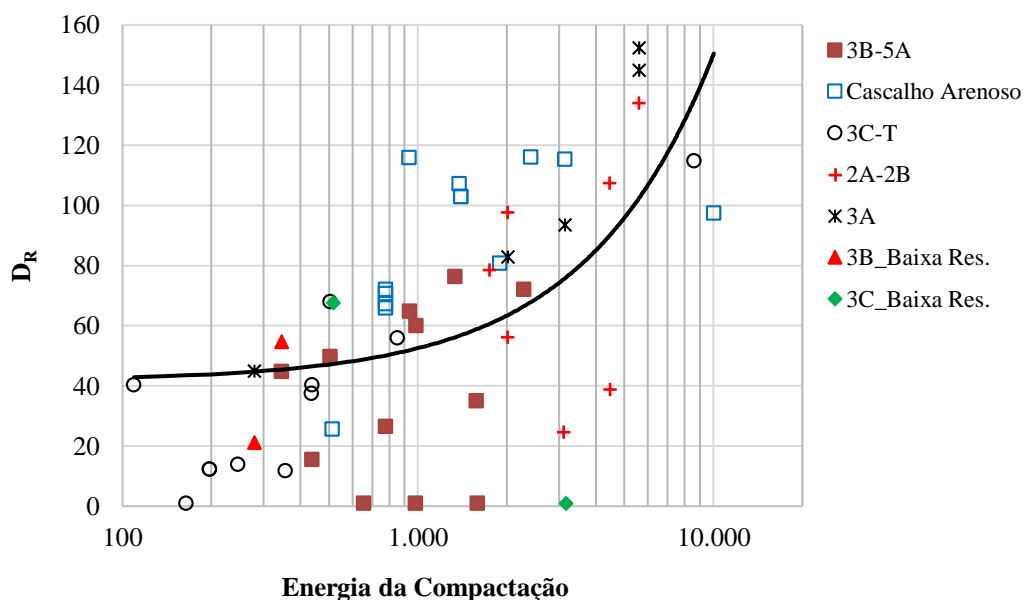


Figura 6.6 – Relação D_R vs. energia de compactação de diversos enrocamentos (Item 2.7.3).

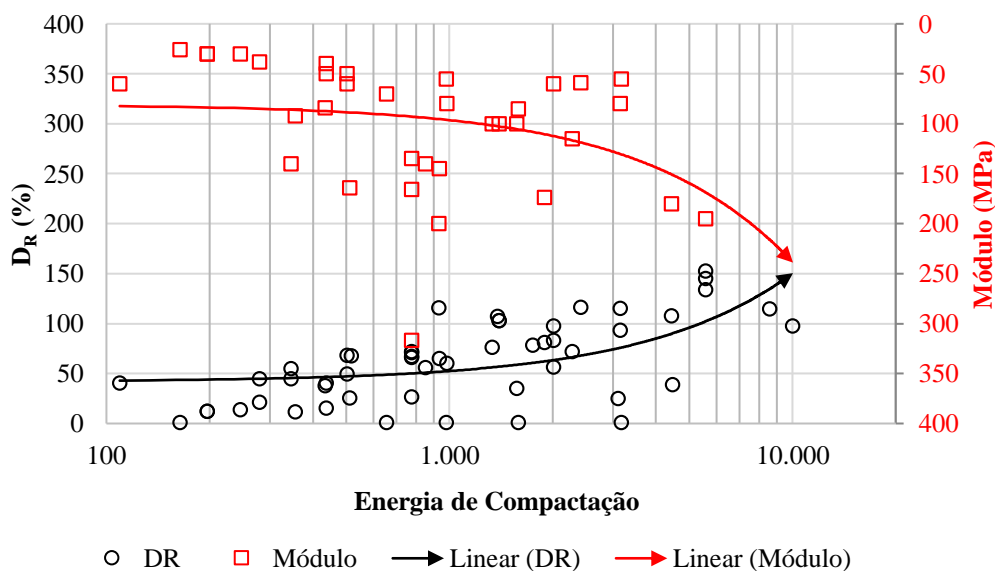


Figura 6.7 – Relação D_R vs. energia de compactação e módulo vs. energia de compactação de diversos enrocamentos (Item 2.7.3).

Existem basicamente 3 maneiras de aumentar a energia de compactação, podendo ser a troca de equipamento por outro que aplique mais energia, a mudança de espessura da camada compactada e o aumento do número de passadas do equipamento. Considerando o mesmo equipamento, a forma mais eficiente de aumentar energia de compactação é a redução da

espessura da camada compactada. A Fig. 6.8 mostra que em média enrocamentos com $D_R > 70\%$ são compactados com camadas de espessura menor ou igual 0,6 m, isso comparando o número de passadas que varia de 4 a 10. Já para os 3 casos onde se verifica D_R da ordem de 70% para enrocamentos compactados com espessuras entre 0,8 e 1,0 m, observa-se que foram adotados materiais bem distribuídos $n_f \leq 0,5$, com no mínimo 6 passadas do cilindro vibratório de 12 t (5,6 t/m). Enrocamentos compactados com espessura maior que 1,0 m apresentaram $D_R \leq 50\%$.

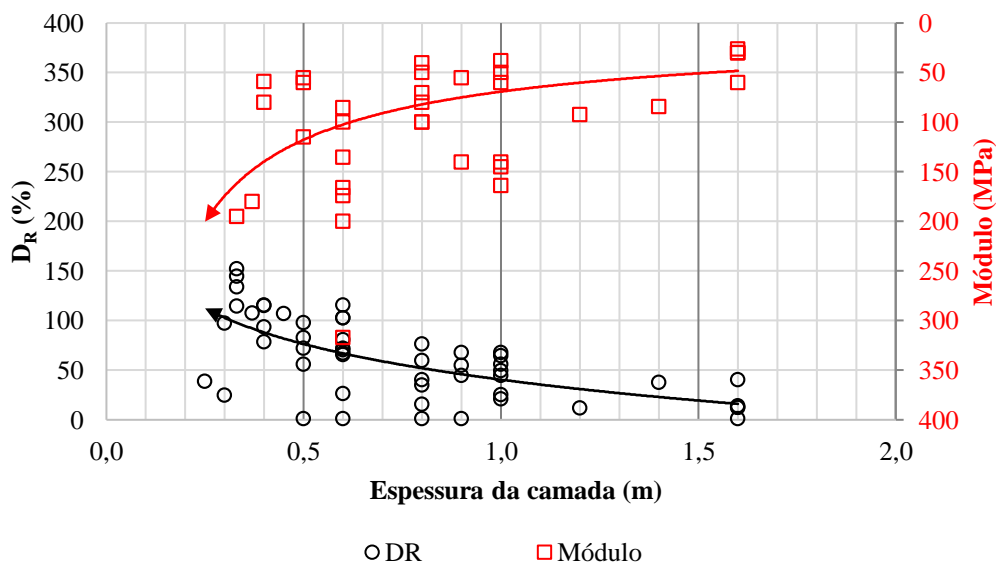
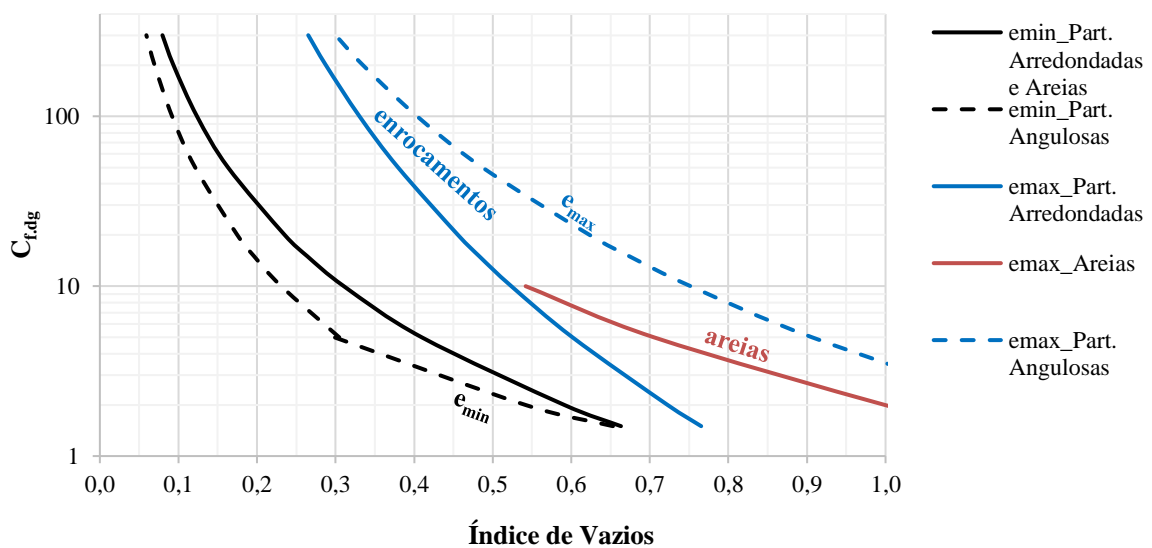


Figura 6.8 – Relação D_R vs. espessura da camada compactada e módulo vs. espessura da camada compactada de diversos enrocamentos (Item 2.7.3).

A Fig. 6.9 apresenta as curvas características de e_{min} e e_{max} inferidas para partículas com formato arredondado, com base nos ensaios de enrocamentos com o granito de Serra da Mesa (Item 4.3.1.1, Fig. 4.14), para areias (Item 4.3.1.3, Fig. 4.27) e para partículas angulosas, inferidas a partir de dados de campo (tabelas do Item 2.7.3, Fig. 6.1). As referidas curvas podem servir de apoio para análises preliminares e definições de critérios construtivos na fase de projeto básico.

Adontando a correlação definida na Fig. 6.3 entre a energia aplicada no processo de compactação, o coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$) e o índice de vazios alcançado, que, no caso estudado, tem boa correlação com e_{min} , pode-se fazer um comparativo com a eficiência esperada para diversos equipamentos de compactação por meio da equação da energia (Eq. 2.16) definida no Item 2.3.2.

A Fig. 6.10 apresenta o referido comparativo adotando como critério rolos vibratórios com frequência de 30 Hz, amplitude de 1,5 mm e velocidade de operação de 2 km/h. Logo, na fase de projeto básico, é possível estabelecer a forma da curva granulométrica esperada para o enrocamento ($C_{f,dg}$), a partir da qual tem-se uma previsão do e_{min} da referida curva. Sendo o e_{min} dado de entrada do gráfico das curvas de compactação (Fig. 6.10), pode-se obter uma previsão do peso do cilindro, da espessura da camada e do número de passadas para atingir o valor de e_{min} inferido.



Material	Relação
Partículas arredondadas e areias	$e_{min} = 0,78 * C_{f,dg}^{-0,4}$
Partículas arredondadas	$e_{max} = 0,83 * C_{f,dg}^{-0,2}$
Areias	$e_{max} = 1,3 * C_{f,dg}^{-0,38}$ para $C_{f,dg} \leq 10,0$
Partículas angulosas	$e_{min} = 0,58 * C_{f,dg}^{-0,4}$ para $C_{f,dg} \geq 5,0$
	$e_{min} = 0,85 * C_{f,dg}^{-0,65}$ para $C_{f,dg} < 5,0$
	$e_{max} = 1,4 * C_{f,dg}^{-0,27}$

Figura 6.9 – Relação $C_{f,dg}$ vs. índice de vazios.

A título de exemplo, toma-se um enrocamento com partículas arredondadas em que se espera $C_{f,dg} = 10$, nesse caso o índice de vazios mínimo inferido é de 0,3. Entrando com o valor de $e = 0,3$ no gráfico das curvas de compactação, pode-se verificar que para atingir a densidade relativa de material denso deve ser adotado rolo com cilindro de 6,0 t, compactando camadas

de 0,4 m de espessura com 8 passadas. Por outro lado, efeito semelhante se espera da compactação de camadas com 0,6 m de espessura, com 8 passadas, porém com cilindro de 10 t. Contudo, ao adotar camadas de 0,8 m de espessura, deve-se prever peso do cilindro de 15 t e 10 passadas.

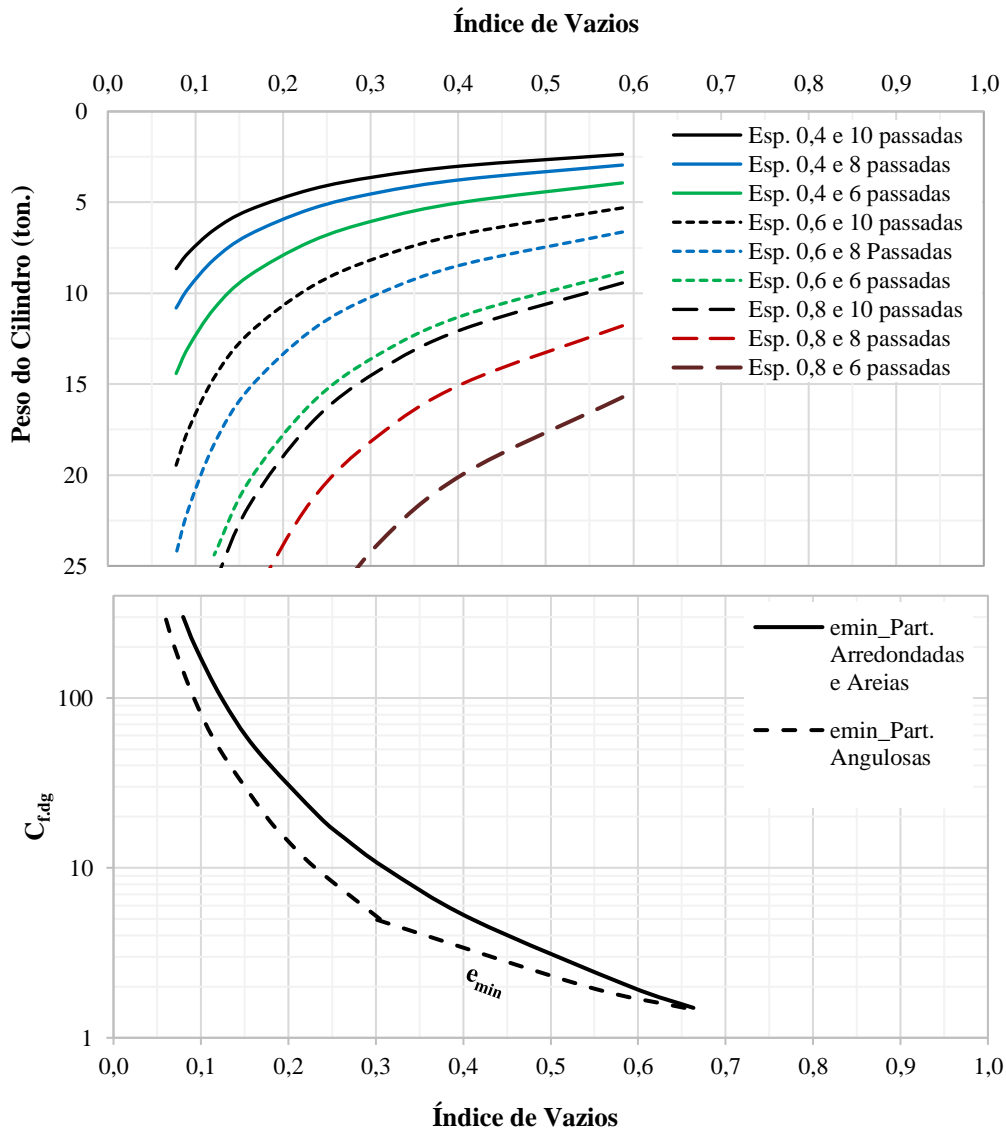


Figura 6.10 – Estimativa do equipamento e método de compactação para atingir o estado denso de enrocamentos.

O referido pré-dimensionamento do equipamento e método de compactação deve ser aferido com dados de aterro experimental na fase de projeto executivo. Fatores como molhagem do

enrocamento e porcentagem de finos podem trazer significativas alterações no método adotado para compactação.

Analisando os dados apresentados nas tabelas do Item 2.7.3, verifica-se ainda que existe perda de eficiência dos métodos de compactação para determinadas características de materiais. De forma prática, pode-se identificar os seguintes grupos de materiais e recomendações, quanto a máxima espessura da camada, para atingir o estado denso ($D_R \geq 85\%$) dos enrocamentos:

- $n_f \leq 0,5$ – espessura $\leq 0,8$;
- $0,5 < n_f \leq 1,0$ – espessura $\leq 0,6$;
- $n_f > 1,0$ – espessura $\leq 0,4$;
- enrocamentos com grande porcentagem de areia ($\geq 30\%$) – espessura $\leq 0,5$.

Em termos de módulos, apesar da grande variabilidade de resultados, verifica-se que enrocamentos constituídos de rocha sã, consideradas de média a super resistentes ($\sigma_c > 30$ MPa), apresentam módulo de deformabilidade variando entre 80 e 200 MPa.

6.3. RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO E ACOMPANHAMENTO DE OBRAS

Esse item visa consolidar informações quanto aos aspectos a serem observados e ensaios a serem realizados nas diversas fases de projeto, e também consolidar boas práticas construtivas e de acompanhamento do desempenho de aterros de enrocamento.

Essas recomendações são o resultado das análises do comportamento mecânico de enrocamentos realizadas nos Capítulos 2 e 5, apoiadas em dados da literatura técnica (Capítulo 6 Item 6.2), mas também nos resultados e observações obtidas no programa de ensaios conduzido nessa pesquisa (Capítulo 4).

Etapas de estudo de viabilidade da barragem:

- Nessa etapa têm-se uma avaliação preliminar dos possíveis eixos do barramento e a previsão do tipo de barragem e zoneamento que melhor atende aos condicionantes técnicos do sítio escolhido.
- Deve-se desenvolver um projeto conceitual para fins de comparação de custos entre várias alternativas.

- Recomenda-se adotar parâmetros obtidos da bibliografia para materiais semelhantes, preferencialmente obtidos de barragens com geometria e método de compactação similar ao previsto.
- A previsão do método de compactação e o dimensionamento dos equipamentos poderá recorrer as curvas de compactação definidas nesse trabalho na Fig. 6.10.

Etapa de projeto básico da barragem:

- Nessa etapa, espera-se atingir um nível de detalhamento de projeto que permita a realização de orçamento da obra. Para isso, deve-se definir o arranjo final do barramento, seção tipo e seu zoneamento, especificações de materiais e técnicas construtivas, bem como parâmetros de desempenho esperados. As sondagens para reconhecimento do sítio e identificação de pedreira já estariam em fase avançada de execução.
- Definido o tipo de rocha a ser usada nas diferentes zonas do enrocamento e os parâmetros que se esperam desses materiais, com base na análise de outros casos de obras, deve-se planejar a campanha de ensaios de laboratório para validação dos parâmetros previstos.
- Define-se a forma da distribuição granulométrica (n_f) que se espera obter com as técnicas de detonação das rochas pesquisadas. Define-se também o diâmetro máximo (D_{max}) das partículas, que é função da espessura das camadas a serem compactadas, que por sua vez foi estimada a partir de banco de dados de obras semelhantes.
- Executam-se ensaios de compactação (e_{min}) e espalhamento (e_{max}) do material a ser adotado em campo (tipo de rocha) para 3 curvas granulométricas com D_{max} distintos, passíveis de serem ensaiadas em laboratório, adotando em todas elas o mesmo n_f de campo.
- Traçam-se as curvas características de e_{max} e e_{min} em função do coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$). Deve-se extrapolar as referidas curvas para valor de $C_{f,dg}$ de campo, obtendo assim a previsão de e_{max} e e_{min} de campo, bem como a densidade relativa (D_R) que se pretende atingir com o método de compactação previsto na etapa anterior.
- Executam-se ensaios em laboratório de compressão unidimensional e cisalhamento direto, com as três curvas granulométricas definidas no ensaio de compactação, adotando o mesmo n_f e densidade relativa definida para o material de campo. Nesse ponto, pode-se lançar mão de ensaios triaxiais para estudo do comportamento do material frente a solicitações causadas por diferentes trajetórias de tensões.

- Recomenda-se executar ensaio de compressão unidimensional simulando diversas situações para ocorrência de colapso como inundação com material submetido a tensões distintas e ensaio de longa duração com ciclos de molhagem e secagem.
- Plota-se o fator de escala entre os parâmetros obtidos dos ensaios em função do nível de tensão. Define-se o fator de escala entre as curvas granulométricas de laboratório e a prevista para o campo, que é função da razão entre os diâmetros máximos. Aplica-se esse fator de escala nos parâmetros obtidos dos ensaios em laboratório para prever os parâmetros de campo (método definido no Item 4.3.2.3).
- Estimados os parâmetros para os enrocamentos em escala de campo, procede-se à análise numérica para verificação de regiões com alívio e/ou concentração de tensões, permitindo assim aperfeiçoamento do zoneamento definido, ajustes necessários nos métodos construtivos e no comportamento desejável.

Etapa de projeto executivo da barragem:

- Essa etapa de detalhamento do projeto permite os últimos ajustes necessários para especificações construtivas e definição dos critérios de projeto.
- Recomenda-se a execução de aterro experimental para aferir as densidades mínimas e máximas alcançadas para o enrocamento adotado em função do método construtivo definido na etapa anterior. Por meio dos ensaios no aterro experimental, devem ser avaliados e registrados aspectos como peso do cilindro vibratório, frequência, amplitude da vibração, velocidade operacional, número de passadas, espessura da camada compactada, necessidade de molhagem com água e volume ótimo.
- Na impossibilidade de atingir as premissas estabelecidas na fase de projeto básico, a campanha de ensaios em laboratório deverá ser repetida.
- Definir projeto executivo da instrumentação e plano de monitoramento, que deve prever leituras ainda nas primeiras etapas da construção.

Etapa de acompanhamento executivo da obra:

- A instrumentação deve ser instalada *pari passu* à execução do aterro, bem como sua leitura e análise também deve ser concomitante à evolução da obra.

- Especial atenção deve ser dada a anotações como parcialização do aterro, sequências construtivas, períodos de paralização e ocorrência de chuvas, que permitirão individualizar ocorrências de redistribuição de tensões, colapso e fluência.
- O comportamento observado na fase da obra deve servir para alimentar retroanálise numérica adotando o modelo estabelecido no projeto básico, com intuito de calibrar os parâmetros e proceder ajustes necessários.

Etapa de acompanhamento operacional:

- Na fase pós obra, as instrumentações devem ser lidas com maior frequência até o final do primeiro ano de operação, registrando detalhes de ciclos relativos ao primeiro enchimento do reservatório e primeiro período chuvoso. Passado esse primeiro momento, a frequência de leitura pode diminuir para acompanhar o efeito da fluência e eventuais deslocamentos não previstos.
- É importante nessa etapa, o estabelecimento de taxa de deformação esperada ao longo de um ano e plano para avaliação da alteração dos enrocamentos.

6.4. CONSIDERAÇÕES

Analisando o banco de dados verifica-se que o índice de vazios alcançado pelo processo de compactação em campo não possui correlação direta com módulo de deformabilidade dos enrocamentos, ou seja, parâmetros como densidade relativa, forma da distribuição (n_f) e resistência da rocha têm maior relação com os módulos alcançados.

O índice de vazios alcançado por enrocamentos que atingiram o estado denso possui razoável correlação com o coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f,dg}$) e com a energia aplicada no processo de compactação (ED1).

Verifica-se que existe perda de eficiência dos métodos de compactação para determinadas características de materiais. De forma prática, pode-se identificar os seguintes grupos de materiais e recomendações, quanto a máxima espessura da camada, para atingir o estado denso ($D_R \geq 85\%$) dos enrocamentos:

- $n_f \leq 0,5$ – espessura $\leq 0,8$;

- $0,5 < n_f \leq 1,0$ – espessura $\leq 0,6$;
- $n_f > 1,0$ – espessura $\leq 0,4$;
- enrocamentos com grande porcentagem de areia ($\geq 30\%$) – espessura $\leq 0,5$.

Comparando os métodos de compactação empregados em diferentes enrocamentos, a energia aplicada, a forma da distribuição granulométrica (n_f) e o índice de vazios alcançado, estabeleceu-se curvas de compactação que fornecem uma previsão da eficiência esperada para diversos procedimentos e equipamentos normalmente adotados em campo.

Considera-se que a melhor maneira de estudar e prever o comportamento mecânico de enrocamentos é por meio de ensaios controlados em laboratório. Todavia, para que os ensaios sejam representativos, especial atenção deve ser dada ao planejamento da campanha e das características do modelo reduzido. A partir de parâmetros obtidos desses ensaios, diversos aspectos construtivos e comportamentais podem ser explorados com apoio de análises numéricas. As características físicas do enrocamento de campo, previstas na etapa de estudos em modelo reduzido, devem ser aferidas por meio de ensaios em aterros experimentais. Já características comportamentais, detalhadas nas análises numéricas, devem ser aferidas por meio de retro-análises da instrumentação *pari passu* à construção do aterro. O registro pormenorizado das ocorrências durante a construção e eventuais paralizações é de grande importância para identificar comportamentos adversos e fenômenos, como colapso e fluência, característicos do comportamento de enrocamentos.

CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A ampla revisão bibliográfica, a criação de um banco de dados do comportamento mecânico de enrocamentos e um extenso programa de ensaios foram realizados na tentativa de estabelecer uma metodologia que permitisse prever o comportamento de enrocamentos em escala de campo, a partir de ensaios em modelo reduzido em laboratório.

No programa foram executados ensaios variando o tamanho das partículas e a forma da distribuição granulométrica, o que foi chamado de efeito de escala da granulometria (ESG). Também adotou-se diferentes tamanhos de equipamentos, no intuito de verificar essa influência na resposta mecânica dos enrocamentos, o que foi chamado de efeito de escala dos equipamentos (ESE). A esse respeito, verificou-se que tanto a escala das partículas, quanto do equipamento, bem como as características dos equipamentos (modo de imposição das tensões e deformações) e, principalmente, a forma da distribuição (bem graduado ou uniforme) influenciam na resposta mecânica dos enrocamentos às solicitações a eles impostas. Todos esses fatores interferem na distribuição das forças de contato e, conseqüentemente, na quebra de partículas, fator esse predominante na caracterização do comportamento de enrocamentos.

Como material piloto foi adotado o granito da barragem de Serra da Mesa devido as suas características peculiares como homogeneidade das partículas, inexistência de planos de clivagem, elevada resistência mecânica e baixa perda de resistência quando saturado, se comparado com outros tipos de rocha, o que ficou comprovado na campanha de caracterização desse material. Essas características permitiram concentrar esforços apenas nos fatores diretamente relacionados ao efeito de escala da granulometria. No entanto, isso não impediu a execução de ensaios com materiais de outras mineralogias, comprovando o significativo efeito desse fator na resposta mecânica dos enrocamentos.

Diversos questionamentos quanto a representatividade de parâmetros obtidos de equipamentos e métodos de ensaios diferentes foram levantados. Essas questões ainda necessitam de aprofundamento de pesquisas para chegar a uma conclusão definitiva, mas análises preliminares desse trabalho corroboram considerações de outros estudos de que, em termos de deformabilidade, o ensaio unidimensional apresenta resultados que mais se

aproximam das observações de campo. Já em termos de estabelecimento de parâmetros de resistência, o ensaio de cisalhamento direto parece ser mais ajustado às solicitações impostas em campo. Isso, no entanto, não deve ser impedimento para o desenvolvimento de ensaios que proporcionem solicitações diferentes, como mudanças na trajetória de tensões, para fins de análises paramétricas. Nesse sentido, o ensaio triaxial cúbico testado nesse trabalho apresentou resultados promissores, além de acrescentar a simplicidade do equipamento e facilidade executiva frente ao ensaio triaxial convencional, o que torna esse ensaio atrativo para pesquisas futuras. Questões como efeito da forma geométrica do corpo de prova no desenvolvimento do plano de falha e determinação dos parâmetros de resistência, bem como o efeito do atrito entre material e placas de aço na resposta tensão-deformação devem ser estudados nesse tipo de ensaio.

Diversos fatores influenciam na resposta mecânica dos enrocamentos, com a literatura técnica sobre o tema identificando no mínimo 16 fatores importantes divididos entre tensões atuantes, propriedades das partículas constituintes do enrocamento, propriedades do compósito granular e procedimentos de ensaios. Todos amplamente discutidos no Capítulo 2. No entanto, tomando um conjunto de ensaios como representativos, concluiu-se que os fatores que se destacam na tentativa de estabelecer o efeito de escala entre enrocamentos de campo e de laboratório são a densidade relativa, a forma da distribuição granulométrica e o diâmetro máximo das partículas.

O índice de vazios (e), apesar de ser um parâmetro de grande importância na determinação das propriedades mecânicas dos enrocamentos, não deve ser utilizado para comparar as propriedades de cuvas granulométricas distintas, principalmente aquelas que sofreram alteração de escala das partículas. Os ensaios de compactação executados no Item 4.3.1 mostraram que o mesmo índice de vazios pode representar um enrocamento em estado fofo no campo e em estado denso na granulometria capaz de ser ensaiada em laboratório.

A densidade relativa (D_R) é o parâmetro mais eficiente para comparar o comportamento de curvas granulométricas paralelas. Diferenças de comportamento são esperadas em função da quebra das partículas, que por sua vez é influenciada pelo seu tamanho máximo (D_{max}). Essa diferença de comportamento pode se agravar a medida que a resistência da rocha (σ_c) diminui.

Todavia, quando há uma mudança de forma da curva granulométrica (perda de similaridade geométrica), comparando curvas não paralelas, verifica-se uma grande divergência nos resultados de ensaios. Logo, constatou-se não ser possível manter a similaridade entre comportamento (cinemática e dinâmica) do modelo reduzido e do protótipo sem a perda da similaridade geométrica (alteração da distribuição granulométrica). A mudança na forma da distribuição granulométrica é o fator que garante a mesma relação força de contato vs. resistência das partículas, se comparado o mesmo grau de liberdade de movimento (densidade relativa) entre o modelo reduzido e o protótipo.

O problema nesse caso sempre foi estabelecer um parâmetro que melhor representasse essa mudança de forma da distribuição granulométrica. Nessa pesquisa foram avaliados o coeficiente de uniformidade (C_u), o coeficiente de curvatura (C_c) e o coeficiente de Fuller (n_f), sendo esse último aquele que se julgou mais ajustado ao propósito desse trabalho. O coeficiente de Fuller apresenta correlação direta com a forma da curva, apresentando valores $\leq 0,5$ para curvas bem distribuídas, $> 1,0$ para uniformes e entre $0,5 < n_f \leq 1,0$ para transição entre as duas anteriores.

Em escala de laboratório é possível comparar o comportamento de diferentes enrocamentos com a mesma densidade relativa, desde que seja estabelecido um procedimento padronizado para obter e_{max} e e_{min} . Todavia, para comparar o comportamento do enrocamento do modelo reduzido com o do protótipo faltava estabelecer a densidade relativa do enrocamento em campo. O método mais indicado para isso é a execução de aterro experimental, o que nem sempre é viável, principalmente na fase de projeto básico.

Foi estabelecido procedimento padronizado de compactação em laboratório que gerou resultados em termos de e_{max} e e_{min} comparáveis com os observados em testes em campo. Verificou-se que, ao compactar cuvas granulométricas com forma (n_f) e/ou diâmetro máximo das partículas (D_{max}) distintos, é possível estabelecer curvas características de e_{max} e e_{min} em função desses parâmetros. Estabeleceu-se assim um novo parâmetro denominado coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f.dg} = D_{max}^{(1/n_f)}$), que tem correlação direta com e_{max} e e_{min} . A partir da extrapolação dessas curvas para uma escala compatível com D_{max} de campo, é possível inferir a densidade relativa do enrocamento em escala real. Aferições realizadas com ensaios em aterros experimentais mostraram que essa metodologia tem bom índice de acerto e se mostra mais adequada do que ensaiar em laboratório material com o

mesmo índice de vazios, ou mesmo correlacionando de forma genérica estado denso ou fofo, do material de campo.

Diversos autores defendem que, para simular o comportamento do protótipo, o mais indicado é adotar uma curva granulométrica paralela, mas nem sempre é possível, principalmente quando a porcentagem de finos da curva paralela é muito superior à do protótipo e passa a influenciar a resposta do ensaio. Já a curva truncada não se mostrou indicada por apresentar grande dispersão nos resultados dos ensaios. Verificou-se que a melhor forma de aproximar o comportamento do protótipo com o do modelo reduzido é adotar curvas com o mesmo n_f , desde que esse procedimento garanta que a quantidade de finos da fração areia (≤ 2 mm) seja inferior a 10% para curvas bem distribuídas e inferior a 30% para curvas uniformes.

A simulação da mudança de escala de um enrocamento com aproximadamente mesmo n_f e densidade relativa (D_R) mostrou boa representatividade tanto nos ensaios de compressão unidimensional quanto nos ensaios de cisalhamento direto. Contudo, o diâmetro das partículas ainda causa influência nos resultados, mesmo se verificando praticamente o mesmo índice de quebra (B_g) em ensaios de compressão unidimensional com o granito. A esse respeito, observou-se que o índice de quebra sofre maior influência devido a forma da distribuição e ao nível de tensão atuante. Devido a essas observações, definiu-se que para inferir o comportamento do enroamento de campo a partir de ensaios de laboratório com modelo reduzido deve-se ensaiar no mínimo 2 distribuições granulométricas com o mesmo n_f e densidade relativa (D_R) do material de campo e diferentes D_{max} , o ideal seriam 3. A partir dos resultados desses ensaios, é possível estabelecer o fator de escala entre D_{max} e extrapolar os parâmetros definidos para a escala de campo (Item 4.3.2.3).

A metodologia apresentada nesse trabalho para extrapolação dos parâmetros obtidos em laboratório foi confrontada com a interpretação dos dados de instrumentação da barragem de Serra da Mesa (Capítulo 5) e apresentou correlação aceitável. A retro-análise numérica da instrumentação, levando em consideração a sequência construtiva, se apresenta como a melhor forma de obter as tensões nos pontos de interesse.

Pelo exposto, pode-se concluir que é possível aproximar o comportamento mecânico obtido nos ensaios em modelo reduzido daquele observado nos enrocamentos em escala de campo. A metodologia executiva apresentada nesse trabalho contribui para pesquisas futuras das

propriedades mecânica de enrocamentos, principalmente para fase de projeto de novos empreendimentos. Contribui ainda para estabelecer procedimentos de ensaios e métodos de análise que permitam confrontar dados de diferentes empreendimentos.

Observa-se ainda que é necessária uma grande evolução nos procedimentos de acompanhamento e análise de instrumentações no decorrer da obra para minimizar dúvidas de interpretação (Capítulo 5). É preciso também um maior detalhamento ao reportar parâmetros obtidos dessas interpretações, uma vez que o comportamento geral de enrocamentos não é elástico e muito menos linear (Capítulo 2). O refinamento desses aspectos permitirá previsões de comportamento de barragens de enrocamentos adotando modelos constitutivos e parâmetros mais realistas.

De forma secundária, avaliou-se ainda o efeito da saturação das partículas tanto nos ensaios de resistência dessas partículas, quanto nos ensaios de compressão unidimensional do enrocamento e por fim na análise da instrumentação de campo. A perda de resistência da partícula é pequena para o caso dos granitos de Serra da Mesa, porém é crescente e proporcional com o aumento do índice de absorção, quando avaliadas diferentes litologias de rocha. A deformação por colapso nos ensaios de compressão unidimensional aumenta com o aumento das tensões atuantes, e também à medida que a forma da distribuição fica mais uniforme. Analisando a instrumentação, avalia-se que o colapso por saturação não ocorre em apenas um estágio da obra, mas são múltiplas ocorrências à medida que as tensões aumentam e um novo ciclo de molhagem ocorre, o que é bem evidenciado pelos ciclos de chuva que ocorrem durante a construção do aterro (Capítulo 5). As deformações por colapso devido a saturação foram pouco significativas no caso da barragem de Serra da Mesa, pois a mesma corresponde a um aterro de enrocamento com núcleo de argila, configuração que apresenta maior capacidade de absorver deformações. No entanto, analisando a magnitude dos deslocamentos individualizados na instrumentação não se pode considerar os mesmos desprezíveis.

Identificou-se ainda ocorrências de colapso por acréscimo de tensão nos enrocamentos, principalmente em materiais uniformes, fato esse pouco abordado na literatura técnica (Capítulo 4).

Por fim, adotou-se a mesma metodologia de extrapolação de dados em escala de laboratório para a escala de campo, estabelecida nessa pesquisa, para uniformizar a comparação dos parâmetros apresentado no banco de dados de barragens, na tentativa de buscar tendências de comportamento (Capítulo 6).

Essa tentativa evidenciou a dificuldade de comparar módulos entre enrocamentos construídos de forma semelhante, com aproximadamente mesmo n_f , D_{max} e D_R , porém constituídos de rochas diferentes, dispostos com zoneamento distintos e, muitas vezes, sofrendo a influência da forma do vale. Mas, de forma genérica, verificou-se que aqueles que possuíam maior densidade relativa também apresentavam maiores módulos. E que nem sempre o mesmo procedimento de compactação (energia) significa alcançar a mesma densidade relativa. Como já foi mencionado, esse parâmetro depende da forma da distribuição granulométrica e do diâmetro máximo das partículas. Apesar dessas análises serem ainda preliminares, observou-se grande potencial da metodologia utilizada para estudos futuros. Para isso, dependerá de uma ampla revisão dos métodos adotados para obter os parâmetros dos materiais de campo.

Adaptando o procedimento definido por MICHALSKI *et al.* (1986), descrito no Item 2.3.2, para determinar a energia aplicada no processo de compactação com rolo vibratório, foi possível fazer uma comparação com as densidades relativas alcançadas em diversos empreendimentos. Apesar de extrapolar os objetivos dessa tese, estabeleceu-se um procedimento simplificado e aproximado de estimar, a nível de projeto básico, os equipamentos e métodos de compactação para que se alcance o estado denso ($D_R \geq 80\%$) de enrocamentos com diferentes características. Esse procedimento, descrito no Item 6.2, reflete a experiência acumulada em dezenas de obras reportadas no banco de dados do Item 2.7.3.

A seguir são apresentadas as considerações específicas de cada fase da pesquisa.

7.2. CONSIDERAÇÕES ESPECÍFICAS

7.2.1. Caracterização da partícula de rocha

Foram caracterizados os principais índices físicos e propriedades mecânicas das partículas de rocha relacionados ao comportamento mecânico dos enrocamentos analisados.

Em termos de resistência dois tipos de rocha ensaiados podem ser classificados como super resistentes ($\sigma_c \geq 160$ MPa), granito de Serra da Mesa (Gr) e basalto denso de Campos Novos (BD), dois tipos de rocha como resistentes ($80 \leq \sigma_c < 160$ MPa), metassiltito A de Manso (Ms-A) e biotita gnaisse de Peixe Angical (BG), e três tipos de rocha como de média resistência ($30 \leq \sigma_c < 80$ MPa), gnaisse de Itapebi (Gn), brecha basáltica de Campos Novos (BB) e metassiltito B de Manso (Ms-B).

Quando saturada a partícula de rocha tende a perder resistência, esse comportamento foi observado em todas as litologias ensaiadas.

Adição de água no enrocamento pode causar deformações imediatas significativas, cuja magnitude vai depender da resistência da partícula (tipo de rocha, mineralogia, tamanho e forma das partículas), distribuição granulométrica, imbricamento e magnitude das tensões aplicadas (tensões de contato). Esse comportamento, designado colapso, tem sido observado em diversos maciços de enrocamento.

Nos enrocamentos, o colapso está associado à quebra dos contatos entre as partículas e até mesmo à quebra da própria partícula.

Esse trabalho propôs avaliar a resistência ao fraturamento das partículas de rocha por dois métodos bastante difundidos e padronizados, o ensaio de compressão puntiforme (ISRM, 1985) e o ensaio de compressão diametral (ISRM, 1981).

O ensaio de carregamento puntiforme apresentou grande dispersão dos resultados e não apontou perda de resistência da amostra saturada, se comparada com a seca para as três litologias avaliadas (Gr, BD e BB).

Concluiu-se que o ensaio de compressão diametral é uma boa alternativa para avaliar não só a resistência da partícula de rocha intacta, como também a perda de resistência dessa partícula

quando saturada (indicativo de colapso). O ensaio é normatizado, utiliza corpos de prova com formas regulares e padronizadas, o que contribui para dispersão dos resultados compatível com a grandeza medida, e permite a comparação direta entre resultados de amostras de diferentes litologias.

No ensaio de compressão diametral, a maior resistência média a tração foi obtida para as amostras de basalto denso (BD), seguido pela brecha basáltica (BB) e por último o granito (Gr). No entanto, quando as amostras foram saturadas, aquela que apresentou maior absorção também obteve a maior perda de resistência relativa. A ordem decrescente de perda de resistência foi BB, BD e Gr. Logo, pode-se concluir que a perda de resistência da partícula de rocha quando saturada possui correlação direta com a capacidade de absorção da rocha e não com sua resistência inicial.

De modo geral, avaliou-se que a análise isolada das propriedades índice da partícula de rocha não permite prever comportamentos dos enrocamentos, mas fornece bons indicativos de tendências esperadas para diferentes solicitações. Como exemplo, espera-se que para uma mesma distribuição granulométrica e nível de tensões, partículas mais resistentes gerem enrocamentos menos deformáveis. Pode-se inferir ainda que os deslocamentos por colapso em enrocamentos, cujas partículas são submetidas as mesmas tensões de contato, crescem proporcionalmente com o aumento da capacidade de absorção de água pela partícula, e não dependem exclusivamente da resistência da partícula.

7.2.2. Caracterização do enrocamento

7.2.2.1. Determinação da densidade relativa

O índice de vazios da amostra de enrocamento apresenta grande influência em seu comportamento mecânico. Porém é a densidade relativa que melhor representa o efeito de escala entre distribuições granulométricas distintas.

Curvas granulométricas truncadas não são indicadas para representar distribuições em escala de campo. Quando a curva granulométrica do enrocamento de campo é bem distribuída, a adoção de curva paralela em laboratório pode acarretar significativas discrepâncias entre o comportamento do protótipo e o comportamento do modelo reduzido, isso devido a maior influência dos finos no enrocamento em escala de laboratório.

Verificou-se que o melhor parâmetro para comparar a forma de curvas granulométricas distintas é o n_f de Fuller.

Observou-se que ao adotar curvas granulométricas com mesmo n_f e diferentes D_{max} se perde a similaridade geométrica, ou seja, a curva com o menor D_{max} é ligeiramente mais uniforme do que a curva com maior D_{max} . Entende-se que a manutenção do mesmo n_f para curvas distintas, protótipo *vs.* modelo reduzido, contribui para manutenção do mesmo arranjo estrutural, ao mesmo tempo que contribui para manutenção da mesma relação forças de contato *vs.* resistência das partículas.

Verificou-se que diferentes curvas granulométricas apresentam valores diferentes de e_{max} e e_{min} , e que a variação desses parâmetros para um mesmo tipo de material (forma da partícula e litologia) pode ser definida em função do diâmetro máximo das partículas (D_{max}) e da forma da distribuição granulométrica (n_f). A combinação das duas características geométricas da curva granulométrica foi chamada de coeficiente de forma da distribuição granulométrica ($C_{f.dg} = D_{max}^{1/(1+n_f)}$), que possui uma relação potencial com e_{max} e e_{min} dos enrocamentos bem distribuídos, e está relacionado a determinada forma e litologia de partículas. Para o caso de enrocamentos uniformes, essa correlação ainda é válida, porém com dispersões maiores devido a maior influência da forma das partículas.

Ensaio realizados mostraram que as densidades máximas e mínimas de enrocamentos também são afetadas pelo método de compactação (por vibração ou impacto), pela relação tamanho do molde e tamanho das partículas (d/D_{max}), pelo volume específico compactado (volume do molde), pela espessura e quantidade de camadas e pela energia aplicada (peso, amplitude e frequência do vibrador *vs.* volume específico compactado *vs.* tempo de compactação).

Dessa forma, estabeleceu-se um procedimento padronizado para determinação das densidades máximas e mínimas, que se mostrou coerente com os registros analisados de ensaios de compactação em campo.

Verificou-se a possibilidade de extrapolar as curvas características de e_{max} e e_{min} , estabelecida em laboratório, para escala de enrocamentos de campo, chegando a conclusão que o

enrocamento 5A de Serra da Mesa, objeto desse estudo, foi compactado em campo na densidade relativa de 65%.

Verificou-se, a partir de dados de dezenas de enrocamentos compactados em campo e em laboratório, que as densidades dos mesmos são compatíveis com as curvas características de densidade definidas para o granito (Gr) da barragem de Serra da Mesa.

Ficou evidenciado que apenas um único parâmetro não consegue representar o efeito de escala do modelo reduzido em laboratório na tentativa de simular o comportamento do protótipo, mas que esse efeito pode ser representado pela densidade relativa (D_R), a forma da distribuição granulométrica (n_f) e pelo diâmetro máximo da partícula (D_{max}).

7.2.2.2. Ensaio de compressão unidimensional

Na comparação entre dois tipos de equipamentos de ensaio, verificou-se a influência do atrito entre as partículas e a parede da câmara rígida, o que levou a um aumento (endurecimento) dos módulos, para um mesmo estado de tensões, mais acentuado nos ensaios realizados nessa câmara em comparação com os realizados na câmara flexível. Essa diferença foi mais acentuada nos ensaios com material denso e tendeu a aumentar para tensões mais altas.

Com relação ao efeito de escala do equipamento (ESE), verificou-se que os ensaios realizados na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 8$) com material 1" B apresentam módulos pouco superiores (diferença $\leq 15\%$), se comparados aos ensaios realizados na câmara rígida grande ($D_c/D_{max} = 40$), para $\sigma_v < 700$ kPa e pouco inferiores (diferença $\leq 20\%$) para $\sigma_v \geq 700$ kPa. No entanto, o crescimento (endurecimento) dos módulos no ensaio realizado na câmara rígida pequena ($D_c/D_{max} = 2,7$) com material medianamente compactado 3" B ($D_R = 47$) é muito mais pronunciado para $\sigma_v > 1.000$ kPa. Isso, provavelmente ocorre devido a falta de espaço para movimento das partículas maiores (efeito do confinamento), o que afeta a resposta do ensaio.

Diante o exposto, considera-se que o efeito de escala do equipamento (ESE) na resposta tensão-deformação de enrocamentos bem graduados ($n_f \leq 0,9$), ensaiados com as mesmas características granulométricas e de estado de compacidade, é pouco representativo para relações $D_c/D_{max} \geq 8,0$, conforme observado por INDRARATNA *et al.* (1993). Para relações $2,7 \leq D_c/D_{max} < 8,0$, considera-se pouco representativo o efeito de escala do equipamento

quando ensaiado material bem graduado ($n_f \leq 0,9$) denso ($D_R \geq 85\%$). Todavia, espera-se razoável influência na resposta dos ensaios com materiais bem graduados medianamente compactados e fofos.

Com relação ao efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG), verificou-se que ensaios com o mesmo tipo de rocha (Gr), com diferentes curvas granulométricas, tanto em termos de forma (n_f) e/ou em termos de D_{max} , mas que possuem índice de vazios iniciais semelhantes, apresentam comportamentos distintos. Para o mesmo índice de vazios e curvas granulométricas bem distribuídas, o módulo do enrocamento com $D_{max} = 1''$ chegou a ser 3,5 vezes superior ao módulo do enrocamento com $D_{max} = 8''$, considerando o mesmo estado de tensão. Tal fato se explica porque curvas diferentes apresentam densidades relativas diferentes para um mesmo índice de vazios inicial.

Curvas granulométricas em escala de laboratório, paralelas a de campo ou com mesmo n_f , e com o mesmo índice de vazios do protótipo, tendem a alcançar D_R maior do que o enrocamento de campo e, conseqüentemente, apresentar comportamento mais rígido.

Para curvas bem distribuídas e uniformes, o aumento da densidade relativa apresenta uma relação direta com o aumento dos módulos, porém essa relação não pode ser generalizada para o caso de curvas truncadas.

Nos primeiros estágios de carregamento, os módulos aumentam até a ocorrência de um estado de tensão onde passa a predominar a quebra de contatos e partículas, conseqüentemente, a diminuição dos módulos.

Apenas o aumento do diâmetro das partículas não resulta em maior índice de quebra, como era esperado, o que indica que a forma da distribuição granulométrica tem mais influência na diminuição do número de contatos e conseqüente quebra das partículas do que o aumento do diâmetro.

Amostras de um mesmo material (Gr) com índices de vazios iniciais e D_{max} diferentes, mas com a mesma densidade relativa (D_R), aproximadamente mesmo n_f , fofas e medianamente compactadas apresentam comportamento tensão vs. deformação semelhantes, o que resulta em módulos tangentes (D_{un}) iniciais com a mesma ordem grandeza. O acréscimo de tensão nessas amostras pode diferenciar o comportamento dos módulos em função das forças de contato

desenvolvidas (n_f e D_{max}) e a resistência da partícula (D_{max}), mas essa diferença é pequena ($\leq 20\%$) para razão entre $D_{max} < 3$. Já essas amostras em estado denso apresentam módulos semelhantes apenas para os primeiros estágios de carragemaneto. No entanto, à medida que se aumenta a tensão atuante, fatores como D_{max} e n_f passam a ter maior influência na resposta do ensaio.

Ao ensaiar amostras com diferentes n_f ficou demonstrado que esse parâmetro tem papel fundamental na comparação entre os módulos de curvas distintas e que o aumento do n_f , ou seja, ao deixar a amostra mais uniforme (ou truncada), os módulos diminuem para ensaios em amostras com a mesma densidade relativa.

Ao ensaiar 3 amostras com diferentes D_{max} , mas com n_f e densidade relativa semelhantes, pode-se estabelecer uma curva de fator de escala entre os módulos dessas amostras, que extrapolada para escala de campo, permite estimar os módulos do protótipo para diferentes estados de tensão.

Foram comparados ensaios adotando aproximadamente a mesma forma (n_f) e D_{max} das distribuições granulométricas, mas diferentes litologias e resistências de partículas. Verificou-se que tanto a litologia como a resistência das partículas têm significativa influência no comportamento mecânico dos enrocamentos.

7.2.2.3. Ensaio de cisalhamento direto

Verificou-se que, em qualquer modelagem de enrocamento, variando o D_{max} , a densidade relativa (D_R) e a forma da distribuição (n_f), o ângulo de atrito diminui com o aumento da tensão normal. Tal fato exemplifica a importância da quebra das partículas na resposta quanto a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos.

O ângulo de atrito inicial aumenta com o aumento da densidade relativa, conforme observado por LEPS (1970), podendo chegar a diferença entre material fofo e denso de até 10%.

Com relação ao efeito de escala da distribuição granulométrica (ESG) verificou-se que, para baixa tensão normal ($\sigma_{N,max} \leq 250$ kPa), o ângulo de atrito é maior para a curva com menor D_{max} (1"), para todas as faixas de D_R (19 e 85%), conforme havia observado VEIGA PINTO (1983). Situação que se inverte com o aumento da tensão normal ($\sigma_{N,max} > 250$ kPa). Logo,

pode-se concluir que o diâmetro das partículas exerce influência nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

A mudança da forma da distribuição (n_r), de material bem graduado para uniforme, apresentou pouco influência na determinação dos parâmetros de resistência.

Com relação ao efeito de escala do equipamento (ESE), verificou-se que os parâmetros de resistência sofrem influência do tamanho do equipamento, ou seja, em média o ângulo de atrito de um material aumenta com a diminuição da caixa de cisalhamento.

O aumento de resistência da rocha acarreta em maior ângulo de atrito do enrocamento, se comparado a mesma tensão normal aplicada. Essa diferença é menor para baixas tensões e aumenta com o acréscimo da tensão normal.

7.2.2.4. Ensaio de compressão triaxial

A execução do triaxial cúbico em enrocamentos foi uma tentativa pioneira em busca de um ensaio que pudesse avaliar o comportamento do material frente a solicitações impostas por diferentes trajetórias de tensões, mas que ao mesmo tempo fosse de simples execução, utilizasse equipamentos convencionais e que pudesse minimizar críticas relativas a representatividade do ensaio triaxial axissimétrico.

Observou-se que os enrocamentos de granito apresentaram deformações volumétricas de compressão para todas as tensões confinantes e que, para as maiores confinantes (400, 800 e 1.600), há uma fase apenas com deformação vertical ($\epsilon_1 \leq 2\%$), sem expansões laterais, ou seja, Poisson igual a zero.

Entende-se que, nos ensaios apresentados, os mecanismos de deformação priorizaram a quebra e rearranjo das partículas nos vazios das partículas anteriores, em detrimento ao deslocamento relativo entre partículas, o que pode explicar a não linearidade das curvas tensão vs. deformação. Outro fenômeno que influencia nessa não linearidade e na restrita deformação lateral dos corpos de prova é o efeito do atrito entre material e placas de confinamento.

Verificou-se que os módulos cêscem com o aumento da tensão confinante e são variáveis em função da tensão desvio. Comparando com aproximadamente o mesmo estado de tensão dos ensaios de compressão unidimensional, verifica-se que os módulos tangentes dos dois ensaios

se aproximam para tensões médias (p) menores que 1.000 kPa e passam a divergir para valores maiores.

O módulo tangente inicial, obtido das análises do ensaio triaxial cúbico, tem boa correlação com o módulo tangente por estágio (E_{VMTI}), interpretado a partir dos dados da caixa sueca 02 da instrumentação da barragem de Serra da Mesa (Capítulo 5). Tal fato confirma observações de outros pesquisadores relativas a baixa expansão lateral de enrocamentos em campo.

Em termos médios, os ângulos de atrito obtidos no ensaio de cisalhamento direto foram 28% inferiores do que aqueles obtidos no ensaio triaxial cúbico.

Diante das inúmeras incertezas relacionadas aos ensaios para determinar os parâmetros de resistência de enrocamentos, recomenda-se adotar o ensaio de cisalhamento direto como padrão e explorar as possibilidades dos ensaios triaxiais (cúbico ou axissimétrico), comparando sempre com o valor de referência do ensaio de cisalhamento direto.

7.3. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir são listadas algumas sugestões de estudos que podem complementar os temas abordados no presente trabalho e contribuir para o aperfeiçoamento da previsão do comportamento mecânico de enrocamentos:

- Adotar o procedimento desse trabalho na caracterização e ensaio de enrocamentos com outras litologias e resistência de partículas, principalmente aquelas consideradas de baixa resistência ($\sigma_c < 30\text{MPa}$), no intuito de obter uma comparação direta da influência desses fatores na resposta mecânica dos enrocamentos. Avaliar ainda o efeito gerado pela variação da porcentagem de finos de amostras com o mesmo tipo de rocha.
- Avaliar o efeito de ciclos de molhagem e secagem no colapso de enrocamentos submetidos a acréscimo de tensões.
- Avaliar a magnitude do colapso por tensão em enrocamentos constituídos por rochas brandas, principalmente aqueles constituídos por distribuição granulométrica uniforme.
- Estabelecer metodologia para dimensionamento da energia aplicada no processo de compactação em laboratório adotando placas vibratórias.

- Adaptar equipamento de captação acústica nos ensaios de compressão unidimensional e triaxial para servir como medida auxiliar na avaliação do efeito da quebra das partículas no comportamento mecânicos dos enrocamentos.
- Avaliar o efeito da forma das partículas no estabelecimento das curvas características de e_{\max} e e_{\min} , sendo que especial atenção deverá ser dada na influência desse fator na caracterização das curvas uniformes.
- Confrontar a perda de resistência da partícula quando saturada, avaliada pelo ensaio de tração indireta, com as medidas de deformação por colapso por saturação de enrocamentos com diferentes distribuições granulométricas.
- Avaliar a influência da perda de resistência ao cisalhamento de enrocamentos, com o aumento da tensão atuante, na determinação do fator de segurança de ruptura de barragens muito altas ($H > 200$ m).
- Avaliar o efeito do colapso por tensão sobre a deformação da laje em BEFCs, que adotam materiais uniformes na transição entre laje e enrocamento de montante.
- Determinar a influência do atrito entre placa e enrocamento na resposta mecânica do ensaio triaxial cúbico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALAVEZ, A.C., SANTILLÁN, D.Y., FILLOY, J.E. & QUIROZ, H.G. (2009). Properties of compaction reached in the rockfills of the El Cajón dam. 1st International Symposium on Rockfill Dams, CHINCOLD, 11 p.
- ALONSO, E.E. (2014). Fracture mechanics and rockfill dams. *Soils and Rocks*, 37(1): 3-35.
- AMAYA, F. & MARULANDA, A. (1985). Golillas dam – Design, construction and performance. *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance*, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 98-120.
- AZEVEDO, I.C.D. & MARQUES, E.A.G. (2002). Introdução à Mecânica das Rochas. Caderno Didático 85, Editora UFV, Viçosa, MG, 361 p.
- BALBO, J.T. (2007). Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 558 p.
- BON, W., VEIGA PINTO, A. & MARANHA DAS NEVES, E. (1980). Previsão das Tensões e Deformações Durante a Construção duma Barragem de Enrocamento. LNEC, Lisboa, 118 p.
- BORGES, J.M., PEREIRA, R.F. & ANTUNES, J. (2007). Design, Construction and Performance of Barra Grande Dam. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 321-331.
- BROCH, E. & FRANKLIN, J.A. (1972). The point load strength test. *Int. Journal Rock Mech. Min. Sci.*, 9: 669-697.
- BRAUNS, J. & KAST, K (1990). Laboratory testing and quality control of rockfill – German practice. *Advances in Rockfill Structures*, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 195-219.
- CALCINA, A.M., BORGATTI, L. MATERÓN, B. (2017). The Chaglla dam – Compression joint dimensioning and deformation behavior. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.3-A.13: 16 p.
- CAPRONI JUNIOR, N. & ARMELIN, J.L. (1998). Deformabilidade de um enrocamento obtida em ensaios de compressão unidimensional. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, 705-712.
- CAPRONI JUNIOR, N., ARMELIN, J.L., CASTRO, C.H. (1999a). Deformabilidade de um material granular obtida em ensaios de compressão unidimensional (in Spanish). XI Congresso Pan-Americano de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguaçu, 1: 187-192.
- CAPRONI JUNIOR, N., SHIMABUKURO, M., ARMELIN, J.L., CASTRO, C.H. (1999b). Um estudo de deformabilidade em laboratório - o enrocamento da UHE Serra da Mesa. II

Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, CBDB, Florianópolis, SC.

- CARVALHO, N.O.V. & MAIA, P.C.A. (2008). Desenvolvimento de um sistema para avaliação da compressibilidade de enrocamentos devido a processos de degradação. XIV COBRAMSEG, 5 p.
- CASINADER, R. & WATT, R. (1985). Concrete face rockfill dams of the Winneke project. Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 140-162.
- CASTRO, C.H. (1996). Comportamento da Barragem de Serra da Mesa Durante o Período de Construção. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 178 p.
- CEA, J. C. & OLALLA, C. (1993). Estudo da resistência ao cisalhamento dos taludes de enrocamento da barragem Canales – Granada (in Spanish). Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos, 1.01: 61-67.
- CEA, J.C. (1998). Resistência ao Cisalhamento de Enrocamentos Obtidas a Partir de Ensaios de Laboratório (in Spanish). Tese de Doutorado, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales e Puertos, Madrid, 367p.
- CHARLES, J.A. (1976). The use of one-dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments. Canadian Geotechnical Journal, 13(3): 189-200.
- CHARLES, J.A. (1990a). Laboratory shear strength tests and the stability of rockfill slopes. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 53-72.
- CHARLES, J.A. (1990b). Laboratory compression tests and the deformation of rockfill structures. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 73-95.
- CHARLES, J.A. & PENMAN, A.D.M (1988). The behavior of embankment dams with bituminous watertight elements. 16th International Congress on Large Dams, San Francisco, 2: 693-705.
- COOKE, J.B. (1984). Progress in rockfill dams. Journal of Geotechnical Engineering, 110(10): 1383-1414.
- COOKE, J.B. & SHERARD, J.L. (2004). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Tradução Hamilton G de Oliveira, CBDB, São Paulo, SP, 86 p.
- CRUZ, P.T. & PEREIRA, R.F. (2007). The rockfill of Campos Novos - CFRD. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 207-216.
- CRUZ, P.T. & PINTO, A.V. (2007). Parabela and Campos Novos dams. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 217-227.

- CRUZ, P.T. (2008). A partial review of Barry Cooke and James Sherard 1987 papers on concrete face rockfill dams (CFRD). *Soil and Rocks*, 31(2): 8-66.
- CRUZ, P.T., MATERÓN, B. & FREITAS, M. (2009). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. *Oficina de Textos*, São Paulo, SP, 448 p.
- CUNJUN, T., GUOLAI, Z. & CUNZHONG, B. (2017). Design and construction of composite geomembrane face rockfill dam of Nam or 6^o hydropower station. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A.4: 10 p.
- DIAS, A.C. (2001). Caracterização Mecânica de Enrocamentos Através de Ensaio de Grande Escala Visando Barragens com Face de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-081^a/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 114 p.
- ESPÍNDOLA, M.S. (2016). Ensaio Triaxiais de Grande Escala em Amostras de Enrocamentos da UHE Machadinho. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 443 p.
- FENG, J.Z & WEI, Z.Y (2009). Tianshengqiao settlement analysis of a hydropower station dam. 1st International Symposium on Rockfill Dams, CHINCOLD, 6 p.
- FRAIHA NETO, S.H. (1996). Estudo do Comportamento da Barragem de Xingó Objetivando uma Contribuição à Validação Experimental de Modelos Teóricos de Análise. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 283 p.
- FRANLIN, J.A & DUSSEAUULT, M.B. (1989). *Rock Engineering*. McGraw-Hill, USA, 600 p.
- FRAZÃO, E. B. & CARUSO, L. G. (1983). Síntese do conhecimento sobre alterabilidade de rochas basálticas como material de construção em algumas barragens da bacia do Alto Paraná. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, São Paulo, SP, vol. II: 21-33.
- FLEURY, S.V., SAYÃO, A.S.F.J, ASSIS, A.P., LIMA, F.O. & DIAS, A.C. (2004). Estudo em laboratório da deformabilidade e resistência do enrocamento da barragem de Itapebi. II Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG, Aveiro, Portugal.
- FUMAGALLI, E. (1969). Tests on cohesionless materials for rockfill dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 1: 313-330.
- FURNAS (1999). *Micróscopia Eletrônica de Varredura – Operação. Designação de Procedimento*, Aparecida de Goiânia, GO.
- FURNAS (2000). *Difratometria de Raios-X – Análise. Designação do Procedimento*, Aparecida de Goiânia, GO.
- FURNAS (2003). *Comportamento Mecânico de Enrocamentos Aplicados à Construção de Barragens, Relatório técnico set/2003, Projeto P&D ANEEL – Ciclo 2000-2001*, Aparecida de Goiânia, GO, 104 p.

- GALLEGO, J.C., VELASQUEZ, M., SIERRA, M.C. & HERRERA, J.D. (2017). Construcción de la presa de enrocado com núcleo de tierra de Ituango. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A2: 14 p.
- GOOD, R.J., BAIN, D.L.W. & PARSONS, A.M. (1985). Weak rock in two rockfill dams. Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 40-72.
- GOODMAN, R.E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, New York, USA, 562 p.
- GUIMARÃES, R.C., REIS, C.A.S., ZERBINI, M.F. & REUSING, A. (2011). Características da construção do núcleo asfáltico da barragem de enrocamento da UHE Foz do Chapecó. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, RJ, T106 – A02, 18 p.
- GULIANG, Z., CHANGGUANG, C., JIANQING, Z., SHA, Z.J.C. & NAN, H. (2017). Characteristic study on rockfill including superhard rock and its application. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.2-A.1: 11 p.
- HERNÁNDEZ, R., MENA, E. & PÉREZ, G. (2012). Deformabilidade das barragens de enrocamento com face de concreto Aguamilpa, El Cajón e La Yesca (in Spanish). XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, México.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980). Underground Excavations in Rock. IMM, London, UK, 527 p.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C.T. & CORKUM, B. (2002). Hoek e Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, Canada, 267-273.
- HOLTZ, W. & GIBBS, H. (1956). Triaxial Shear tests on previous gravelly soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM 1: 313-330.
- HUDSON, J.A. & HARRISON, J.P. (1997). Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Pergamon, UK, 444 p.
- HUMES, C., MAURO, V. & RUIZ, A.P.T. (2010). O projeto de barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico: exemplo da barragem Foz do Chapecó. XV COBRAMSEG, 7 p.
- IMPE, W.F. (1989). Soil Improvement Techniques and their Evolution. A.A. Balkema, Netherlands, 125 p.
- INDRARATNA, B. (1990). Development and applications of a synthetic material to simulate soft sedimentar rocks. Géotechnique, 40(2): 189-200.
- INDRARATNA, B., WIJEWARDENA, L. S. S. & BALASUBRAMANIAM, A. S. (1993). Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill. Géotechnique, 43(1): 37-51.

- ISRM (1977). Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-Durability Index Properties. ISRM Suggested Methods, ed. R. Ulusay and J.A. Hudson.
- ISRM (1981). Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods, ed. E.T. Brow, Pergamon Press, Oxford, 212 p.
- ISRM (1985). Suggested Method for Determining Point Load Strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 22(2): 51-60.
- JOHANNESSON, P. (2007). Design improvements of high CFRDS constructed of low modulus rock. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 79-89.
- JOHANNESSON, P. & TOHLANG, S.L. (2007). Updated assessment of Mohale Dam behavior, including of slab cracking and seepage evolution. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 345-355.
- JUSTO, J.L. (1990a). Collapse its importance fundamentals and modelling. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 97-152.
- JUSTO, J.L. (1990b). Test fills and in situ tests. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 153-193.
- KJAERNSLI, B. & SANDE, A. (1963). Compressibility of some coarse grained material. Norwegian Geotechnical Institute, 66.
- LEPS, T.M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 96(SM4): 1159-1170.
- LI, N., SHAO, J. & XU, Y. (2017). Discussion on the use of soft rock materials in CFRD construction. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.2-A2: 14 p.
- LIRA, E.N.S. & SILVA, A.L.A. (2005). Compacidade relativa de areias: uma análise de comportamento para diferentes sites. XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Goiânia, GO, 14 p.
- LOPES, M.C.O. (2000). Disposição Hidráulica de Rejeitos Arenosos e Influência nos Parâmetros de Resistência. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-068A/2000, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 157 p.
- LORIGGIO, D.D. & SENEM, P.R. (2007). Use of instrumentation's results when obtaining the material parameters for analysis of concrete face rockfill dams. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 357-366.
- MACKENZIE, P.R. & MACDONALD, L.A. (1985). Mangrove Creek dam: use of soft rock for rockfill. Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 208-230.

- MAIA, P.C.A. (2001). Avaliação do Comportamento Geomecânico e de Alterabilidade de Enrocamentos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 272 p.
- MARACHI, D., CHAN, C., SEED, B. & DUNCAN, J. (1969). Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials. University of California, Berkeley, 139 p.
- MARANHA DAS NEVES, E. & VEIGA PINTO, A.A. (1977). Enrocamentos. Atualização de Conhecimentos, Estudo Experimental e Aplicações em Barragens e Vias de Comunicação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 135 p.
- MARANHA DAS NEVES, E. & VEIGA PINTO, A.A. (1988). Modelling collapse on rockfill dams. *Computers and Geotechnics*, 6: 131-153.
- MARANHA DAS NEVES, E. & VEIGA PINTO, A.A. (1990). Colapso de enrocamentos. *Geotecnia*, 54: 25-33.
- MARANHA DAS NEVES, E. (2002). Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos. *Solos e Rochas*, 25(3): 161-203.
- MARQUES FILHO, P., FILLOY, J.E. & KREMPEL, A.F. (2007). El Cajón concrete face rockfill dam design and construction improvements coming from a pragmatical approach to the investigation results. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 99-107.
- MARQUES FILHO, P., FILLOY, J.E. & CALCINA, A.M. (2009). El Cajón Dam, México, about its behavior and a quick analyses of a pragmatic design approach. 1st International Symposium on Rockfill Dams, CHINCOLD, 9 p.
- MARSAL, R.J. (1965). Research on behavior of granular materials and rockfill samples. Comisión Federal de Electricidad, México, 253 p.
- MARSAL, R.J. (1969). Particle breakage in coarse granular soil. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Sessão 13: 155-165.
- MARSAL, R.J. (1973). Mechanical properties of rockfill. *Embankment-Dam Engineering - Casagrande Volume*, R.C. Hirschfeld & Poulos (eds.), John Wiley & Sons, New York, USA, pp. 109-200.
- MARSAL, R.J. & RESENDIZ, D. (1975). *Earth and Earth-Rock Dams* (in Spanish). Limusa, Mexico City, Mexico, 546 p.
- MARSAL, R. & ROSA, F. (1976). Mechanical properties of rockfill soil mixtures. Proc. 12th Congress on Large Dams, México, 1: 179-209.
- MARULANDA, A., AMAYA, F., CASTRO, A., TAMAYO, G. & MARULANDA, C. (2007). Construction issues of Porce III Dam. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 183-193.

- MATERÓN, B. (1983). Compressibilidade e comportamento de enrocamentos. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, ABMS/ABGE/CBMR, vol. 1.
- MATERÓN, B. (1985a). Alto Anchicaya dam – Ten years performace. Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 73-87.
- MATERÓN, B. (1985b). Construction of Foz do Areia Dam. Concrete face rockfill dams – Design, construction and performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 192-207.
- MATERÓN, B. (2007). Design, construction and behavior of slabs of the highest concrete-faced Dams. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 47-57.
- MELLO, V. (1977). Reflection on design decisions of practical significance to embankment dams. Géotechnique, 27(3): 279-355.
- MENDONÇA, R.L. (2014). Avaliação do Colapso de Enrocamentos Devido a Alteração da Rocha Constituinte. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, 121 p.
- MENDONÇA, R.L., PESSIN, J., MAIA, P.C.A. & XAVIER, G.C. (2014). Análise do efeito de câmara oedométrica no estudo do comportamento geomecânico e de durabilidade de enrocamentos. XVII COBRAMSEG, 7 p.
- MICHALSKI, P., WATSON, R.W. & FINLAY, T.W. (1986). The influence of acceleration and frequency on effects of coal mining wastes/minestone. Ground Engineering, 19(3): 17-20.
- MONGOLLÓN, H.M. & TELLO, S.A. (2007). Instrumentation and behavior of “El Cajón” Dam. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 279-288.
- MONTI, H.C., CARVALHO, A.P.F.C. & MESQUITA, J.B. (1999). Aproveitamento múltiplo de Manso – Aplicação de materiais não convencionais. Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBDB, II: 145-158.
- NAYLOR, D.J. (1990a). Stress-strain laws and parameter values. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 269-289.
- NBR-12696 (1992). Agregados – Verificação do comportamento mediante ciclagem artificial água-estufa. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-12697 (1992). Agregados – Avaliação do comportamento mediante ciclagem acelerada com etilenoglicol. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NOBARI, E. & DUNCAN, J. (1972). Effect on Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams. Department of Civil Engineering, University of California, Report n. TE-72-1, 186 p.

- OLDECOP, L. A. (2000). Compressibilidade de Enrocamentos. Influência da Umidade (in Spanish). Tese de Doutorado, Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela de Caminos, Canales y Puertos.
- OLDECOP, L.A. & ALONSO, E.E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Geotechnique*, Vol. 51(2).
- OLIVEIRA, L. (2002). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto – BEFC – Influência do Zoneamento nas Deformações da Laje de Montante. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP.
- Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-081ª/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 114 p.
- PARKIN, A.K. (1990a). Rockfill modelling. *Advances in Rockfill Structures*, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 35-51.
- PARKIN, A.K. (1990b). Creep of rockfill. *Advances in Rockfill Structures*, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 221-237.
- PENMAN, A.D. (1971). Rockfill. Building research station. Department of the Environment, 15: 1-10.
- PENMAN, A.D.M. & CHARLES, J.A. (1973). Constructional deformations in rockfill dam. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM2): 138-163.
- PENMAN, A.D.M. & CHARLES, J.A. (1985). Behavior of rockfill dam with asphaltic membrane. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 4: 2011-2014.
- PEREIRA, R.F., ANTUNES, J. & CRUZ, P.T. (2007). Instrumentation and displacements observed in the Campos Novos dam face. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 367-376.
- PERES, H.J., JOHANNESON, P. & STEFANSSON, B. (2007). The Kárahnjúkar CFRD in Iceland Instrumentation and First Impoundment Dam Behavior. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 289-298.
- PINTO, N.L.S & MARQUES FILHO, P.L. (1998). Estimating the maximum face deflection in CFRDs. *International Journal on Hydropower & Dam*, 6: 28-31.
- PINTO, N.L.S, MATERÓN, B. & MARQUES FILHO, P.L. (1982). Design and performance of Foz do Areia. IV Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Brasil, IV: 873-903.
- PINTO, N.L.S., MARQUES FILHO, P.L. & MAURER, E. (1985). Foz do Areia dam – Design, construction and behaviour. *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance*, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 173-191.

- PINTO, N.L.S. (2007). Very high CFRD dams – Behavior and design features. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 3-16.
- RESENDE, F.D., ALBERTONI, S.C. & FERNANDES, R. (2001). Aspectos do projeto da barragem EFC no AHE Itapebi. XXIV SNGB, Fortaleza, CE.
- RICO, A. & CASTILLO, H. (1976). A Engenharia de Solos nas Vias Terrestres (in Spanish). Limusa, Cidade do México, México, Volume I, 459 p.
- ROCHA FILHO, P., SABOYA JUNIOR, F. & MAIA, P.C.A. (2007). Concrete face rockfill dam: acquired versus applied knowledge. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 259-267.
- ROCHA FILHO, P. (2017). Advances in the application of electrolevels as a monitoring system for CFRD. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.3-A.1: 19 p.
- RODRIGUES, J.D. (1990). Physical characterization and assessment of rock durability through index properties. Advances in Rockfill Structures, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp.7-34.
- ROOSTA, R.M. & ALIZADEH, A. (2011). Simulation of collapse settlement in rockfill material due to saturation. International Journal of Civil Engineering, 7(57).
- RUIZ, R., CARBONI, S. & AVILÉS, E. (2015). Comportamiento registrado por la presa de Reventazón durante su etapa constructiva. XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçú, PR, 20 p.
- RUIZ, R., CALDERÓN, D. & AVILÉS, E. (2017). Comportamento da barragem de Reventazón durante seu primeiro enchimento. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A.1: 23 p.
- SABOYA JR., F. (1993). Análise de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante o Período de Construção e Enchimento. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 283 p.
- SANDOVAL, J.E.M., NAVA, J.F., CAMACHO, A.V., RAMÍREZ, L.E.C. & RÍOS, F.R. (2007). El Cajón Hydroelectric Project (CFRD), Mexico. Dam auscultation system and behavior observed during construction. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 301-310.
- SANDOVAL, J.E.M., RAMÍREZ, L.E.C., MOGOLLÓN, H.M. & BONILLA, E.T. (2007). Behavior observed at the El Cajón Dam (CFRD) Mexico during the first filling and one year of operation. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 311-319.
- SANTOS, A.C.C. & ASSIS, A.P. (2004). Projeto ANEEL: Comportamento Mecânico de Enrocamentos Aplicados à Construção de Barragens, Resumo das Atividades do ano de 2004. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 37 p.

- SANTOS, A.C.C, FLEURY, S.V. & ASSIS, A.P (2005). Estudo de laboratório da deformabilidade de enrocamentos considerando o efeito de escala. XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBDB, Goiânia, GO, 14 p.
- SANTOS, A.C.C. & ASSIS, A.P. (2005). Relatório de Pesquisa do Projeto ANEEL: Comportamento Mecânico de Enrocamentos Aplicados à Construção de Barragens, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília,DF, 37 p.
- SANTOS, A.C.C, SANTOS, K.C.N., VILHENA, R.M. & ASSIS, A.P. (2016). Determinação da resistência ao faturamento de partículas de enrocamento por meio de ensaios de tração indireta. Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, CBMR/ABMS, 02: 16.
- SAYÃO, A.S.F.J. & CASTRO, C.H. (1998). Previsão do comportamento da barragem de Serra da Mesa. XI COBRAMSEG, ABMS, Brasília, DF, I: 423-430.
- SHIMABUKURO, M., CAVALCANTI, A.V., PIRES, C.J.F. & MARTINS, M.A. (1999). Desempenho da barragem da UHE Serra da Mesa nas fases construtivas e de enchimento do reservatório. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBDB, 1: 259-275.
- SIERRA, M.C. (2017). Field rockfill deformation modulus. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A.5: 11 p.
- SIERRA, J.M., RAMIREZ, C.A. & HACELAS, J.E. (1985). Design features of Salvajina dam. Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Barry Cooke and James L. Sherard (ed.), New York, ASCE, pp. 266-315.
- SILVEIRA, J.F.A. & BANDEIRA, O.M. (2017). Analysis of the CFRD behavior related to the rockfill deformability and its leakage consequences after reservoir filling. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.3-A.2: 26 p.
- SOBRINHO, J.A., XAVIER, L.V., ALBERTONI, A.C. & PEREIRA, R.F. (2007). Usina hidroelétrica Campos Novos- Barragem de enrocamento com face de concreto – Relato do desempenho, ocorrências e recuperação na face da barragem. XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belém, PA, 15 p.
- SOUZA, R.J.B., CAVALCANTI, A.J.C.T., VASCONCELOS, A.A. & SILVA, P.N. (2007). Behavior of Xingó CFRD. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 249-258.
- SOWERS, G.F., WILLIAMS, R.C. & WALLACE, T.S. (1965). Compressibility of broken rock and settlement of rockfills. Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 3: 561-565.
- TERZAGUI, K. (1960). Discussion on Wishon and Coutright concrete face dams. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 125 (part II).
- VEIGA PINTO, A.A. (1979). Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento. Geotecnia, 27: 03-41.

- VEIGA PINTO, A.A. (1982). Modelação de Enrocamentos. Dissertação de Mestrado da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 76 p.
- VEIGA PINTO, A.A. (1983). Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento. Tese para obtenção do grau de Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal, LNEC, Lisboa, Portugal, 157 p.
- VEIGA PINTO, A.A., FERREIRA, M.Q. & QUINTELA, A. (1988). Estudo do enrocamento e análise do comportamento estrutural da barragem de Paradela. *Geotecnia*, 52: 3-23.
- VEIGA PINTO, A.A. (1990). Monitoring and safety evaluation of rockfill dams. *Advances in Rockfill Structures*, E. Maranha das Neves (ed.), NATO ASI Series, Series E, v.(200), pp. 471-522.
- VELÁSQUEZ, J.D.A. & LESSO, S.V. (2007). El Cajón Dam – Analysis of its Behavior During Construction and First Filling. *Comisión Federal de Electricidad, México*, 8 p.
- VELÁSQUEZ, J.D.A., SÁNCHEZ, A.P., & LESSO, S.V. (2011). Geotechnical studies and design of La Yesca Dam. 2011 Pan-Am CGS – Geotechnical Conference, 11 p.
- XAVIER, L.V., ALABERTONI, S.C., ANTUNES, J., GASPARETO, M. & PEREIRA, R.F. (2007). Concrete face rockfill dams – Studies on face stress through mathematical models. *III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB*, 129-138.
- XAVIER, L.V., ALBERTONI, S.C., PEREIRA, R.F. & ANTUNES, J. (2007). Campos Novos CFRD – Treatment and behavior of the dam in the second filling of the reservoir. *III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB*, 333-343.
- YAMAGUCHI, Y., SATOH, H., HAYASHI, N. & YOSHINAGA, H. (2009). Strength evaluation of rockfill materials considering pressure dependency. *I International Symposium on Rockfill Dams, China*, 10 p.
- ZEYAN, Y. & GUOCHENG (2009). Deformation control of the 200 m high Hongjiadu CFRD. *I International Symposium on Rockfill Dams, China*, 9 p.
- ZHANG, B., WANG, J.G. & SHI, R. (2004). Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Computers and Geotechnics*, 31:559-573.
- ZHU, Y. & YAN, J. (2017). Control measures against rockfill deformation of Houziyan CFRD with deep overburden at narrow river valley. *IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A.3*: 10 p.

APÊNDICE

A. BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- BASSO, R.V. & CRUZ, P.T. (2006). Estudo de deformabilidade de enrocamento visando BEFC. XIII COBRAMSEG, 6 p.
- BASSO, R.V. & CRUZ, P.T. (2007). Deformability study of a granular material submitted to diferente stress paths aiming CFRDS. III Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, CBDB, 99-107.
- BERTRAM, G.E (1973). Field test for compacted rockfill. Embankment-Dam Engineering – Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld & S.J. Poulos (eds.), John Wiley, New York, USA, pp. 1-20.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. Wiley, USA, 251 p.
- BOURDEAUX, G. (2008). Tópicos de interesse no projeto e na construção de barragens de enrocamento. XIV COBRAMSEG, 13 p.
- CALDEIRA, L. & BRITO, A. (2007). Controle de compactação de misturas de solo-enrocamento da barragem de Odelouca através de ensaios de vibração. Geotecnia, 109: 43-75.
- COLMANETTI, J.P. (2006). Estudo Sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 303 p.
- CRUZ, P.T. (1996). 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 647 p.
- DAS, B.M. (1997). Advanced Soil Mechanics. Taylor & Francis, USA, 457 p.
- FALCÃO, P.R.F. (2007). Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-052/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189 p.
- HOEK, E & BRAY, J.W. (1981). Rock Slope Engineering. IMM, London, UK, 358 p.
- HOEK, E. (1994). Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal, 2(2): 4-16.
- HUMES, C. (2010). Análise comparativa de barragens de enrocamento. XV COBRAMSEG, 7 p.

- JIANPING Z., ZEYAN, Y., FUQIANG, W. & CHAO, L. (2017). Research on key technologies for super-high concrete face rockfill dams. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.1-A.7: 9 p.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics. MIT, John Wiley & Sons, New York, USA, 553 p.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1980). Notas sobre o dimensionamento de barragem de aterro de enrocamento. Geotecnia, 28: 3-49.
- MARANHA DAS NEVES, E. (2007). Resistência dos solos: dilatância versus coesão efetiva. Geotecnia, 109: 5-23.
- MCDOWELL, G.R., BOLTON, M.D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. Géotechnique, 48(5): 667-679.
- NUNES, A.L.L.S. (2006). Investigações de laboratório em rochas. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, vol: único.
- PEREIRA, F.A., FARFÁN, A.D. & SABOYA, F.A.J. (2010). Análise plástica da barragem com núcleo asfáltico Foz do Chapecó – calibração de parâmetros de enrocamentos. XV COBRAMSEG, 7 p.
- PINTO, C.S. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 247 p.
- SHERARD, J.L. & COOKE, J.B. (2004). Barragem de Enrocamento com Face de Concreto: Avaliação, Projeto e Experiência Brasileira (Oliveira, H.G., Trad.). CBDB, São Paulo, SP, 86 p.
- SILVA, A.F., ASSIS, A.P., FARIAS, M.M. & CORDÃO, M.P.N. (2010). Análise numérica de barragens de enrocamento com face de concreto com objetivo de otimizar os critérios de projeto. XV COBRAMSEG, 8 p.
- TRINDATE, T.P., CARVALHO, C.A.B., LIMA, D.C., BARBOSA, P.S.A., SILVA, C.H.C & MACHADO, C.C. (2008) Compactação dos Solos: Fundamentos Teóricos e Práticos. Editora UFV, Viçosa, MG, 95 p.
- ZEPING, X. (2017). Technologies on construction of earth core rockfill dams. IV International Symposium on Rockfill Dams – SIBE, Belo Horizonte, MG, T.2-A.8: 17 p.

B. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

B.1. CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA INTACTA

Neste trabalho foi realizada campanha de ensaios de caracterização da rocha intacta com o granito de Serra da Mesa.

Os resultados de ensaios com os demais tipos de rocha (litologias) analisados nesta pesquisa foram retirados do relatório do projeto ANEEL intitulado “Comportamento Mecânico de Enrocamentos Aplicados à Construção de Barragens” (FURNAS, 2003). Para esses materiais foram realizados ensaios complementares de compressão puntiforme com a partícula seca e saturada, uniaxial e triaxial.

Serão apresentados os ensaios de caracterização realizados com o basalto denso (BD) proveniente da UHE Campos Novos, mesmo não tendo sido realizados ensaios com o enrocamento desse material. Isso porque os ensaios com BD são parte integrante da campanha realizada com os basaltos desse empreendimento e para compor o banco de dados de parâmetros que poderá subsidiar pesquisas futuras.

Seguem descrições sucintas dos procedimentos de ensaios de caracterização adotados nessa pesquisa. Para detalhes desses procedimentos, sugere-se consulta às normas técnicas brasileiras, às sugestões de procedimentos da ISRM discriminadas na Tabela 3.6 e aos trabalhos de GOODMAN (1989), HUDSON & HARRISON (1997) e AZEVEDO & MARQUES (2002).

B.1.1. Amostragem

Foram escolhidas, no material estocado no laboratório, amostras de mão para realização de ensaios de caracterização petrográfica, índices físicos e compressão puntiforme. As amostras de mão foram escolhidas de modo que seu diâmetro (d) estivesse entre 40 e 70 mm e sua largura (l) entre 50 e 100 mm. Foram separados blocos para extração de corpos de prova para realização de ensaios de compressão diametral, uniaxial e triaxial. Os corpos de prova dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial foram serrados com relação h/d entre 2 e 3 e posteriormente levados ao torno mecânico, de forma a deixar o topo, a base e as paredes

laterais regularizadas. As Figuras B.1 a B.6 apresentam as características típicas das amostras coletadas e o estoque de material separado para britagem.



(a)



(b)

Figura B. 1 – Granito de Serra da Mesa: a) Estoque do granito; b) Bloco onde foram retirados corpos de prova.



(a)



(b)

Figura B. 2 – Estoque de material: a) Basalto denso de Campos Novos; b) Brecha basáltica de Campos Novos.



(a)



(b)

Figura B. 3 – Amostras de mão: a) Granito de Serra da Mesa; b) Gnaisse de Itapebi.



(a)



(b)

Figura B. 4 – Corpos de prova antes da preparação no torno: a) Gnaiss de Itapebi e granito de Serra da Mesa; b) Brecha basáltica e basalto denso de Campos Novos, e granito de Serra da Mesa.

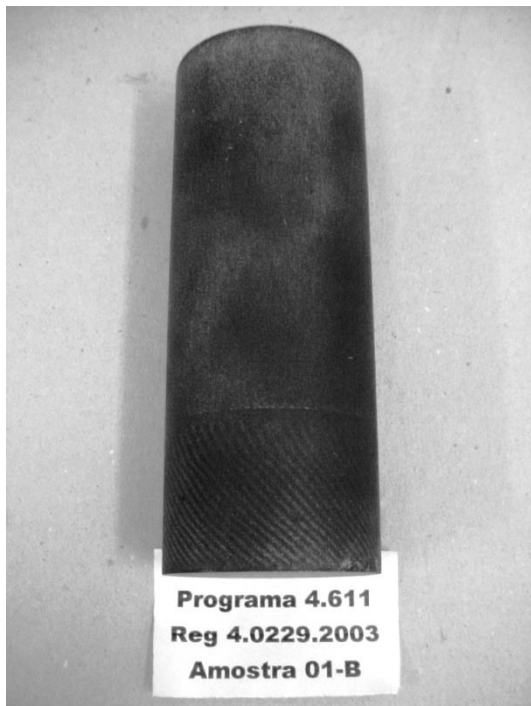


(a)



(b)

Figura B. 5 – Corpos de prova regularizados no torno mecânico: a) Granito de Serra da Mesa; b) Gnaiss de Itapebi.



(a)



(b)

Figura B. 6 – Corpos de prova regularizados no torno mecânico: a) Basalto denso de Campos Novos; b) Brecha basáltica de Campos Novos.

B.1.2. Petrografia e propriedades índices

A caracterização petrográfica, ou litológica, estuda as rochas por meio da identificação da sua composição mineral, cor, textura, tamanho dos grãos, estruturas e outras feições importantes que possibilitam individualizá-las. A litologia é resultado de uma história geológica, da qual muitas características são dependentes, havendo, frequentemente, relação entre ela e as condições de intemperismo, e mesmo com as estruturas do maciço rochoso. A caracterização petrográfica, executada em laboratório, abrange análise de seções delgadas, ensaios granulométricos e análises químicas. Neste trabalho serão apresentadas as características macroscópicas e microscópicas. Essa última foi obtida pela imagem de lâminas em microscópio óptico.

As propriedades-índice podem ser medidas diretamente através de ensaios-índice, os quais fornecem uma indicação da qualidade da rocha. Nesta pesquisa foram determinados o peso específico, absorção, porosidade, velocidade de propagação de ondas e a resistência à compressão puntiforme. Os índices de durabilidade foram obtidos por meio de ensaios de ciclagem água estufa, ciclagem acelerada com etilenoglicol e abrasão Los Angeles.

Com relação à forma das partículas, após a britagem do material, classificou-se como semi-arredondada as partículas de gnaiss de Itapebi, como semi-angulosas as partículas do granito de Serra da Mesa, da brecha basáltica de Campos Novos, do metassiltito de Manso e da biotita gnaiss de Peixe Angical, e como angulosas as partículas de basalto denso de Campos Novos.

O peso específico foi determinado pelos pesos da amostra seca ao ar por 72 h (P_{sar}), da amostra seca em estufa por 24 h (P_{sest}) e da amostra saturada após imersão em água (P_{sat}) e submetida a vácuo por 72 h, dividido pelo volume da amostra (V) obtido pela correlação com o empuxo quando imersa em água. Definiu-se dessa forma o peso específico aparente seco (γ_{dg}), o peso específico natural (γ_{natg}) e o peso específico saturado (γ_{satg}), conforme as expressões a seguir:

$$\gamma_{dg} = \frac{P_{sest}}{V} \quad (\text{B. 1})$$

$$\gamma_{natg} = \frac{P_{sar}}{V} \quad (\text{B. 2})$$

$$\gamma_{satg} = \frac{P_{sat}}{V} \quad (\text{B. 3})$$

A absorção foi determinada pela relação entre o peso seco em estufa (P_{sest}) e o peso saturado (P_{sat}). A porosidade (n_p) foi obtida desconsiderando os vazios não conectados e os gases oclusos e considerando que o volume de água absorvida é igual ao volume de vazios da amostra. O índice de vazios (e) da amostra foi definido pela correlação $e = n_p / (1 - n_p)$.

A velocidade de propagação da onda longitudinal (onda p) foi medida em corpos de prova cilíndricos extraídos para ensaios de compressão uniaxial e triaxial com a finalidade principal de verificar a integridade dessas amostras. Um cristal piezoelétrico, emissor de ondas longitudinais, foi adaptado a uma extremidade do corpo de prova cilíndrico e na face oposta foi adaptado um cristal receptor de vibrações. O tempo (t) para o percurso (l) é determinado pela diferença de fase em um osciloscópio. A velocidade de propagação (V_1) é determinada pela relação l/t , e depende das propriedades elásticas (E e ν), da densidade (γ) e da presença de fissuras. Logo, velocidade muito diferente da média encontrada é sinal de fissuras pré-existentes ou induzidas na preparação do corpo de prova (CP), que podem afetar os resultados dos ensaios; nesses casos o CP era descartado.

O índice de resistência à compressão puntiforme (I_s) foi determinado pelo ensaio de compressão puntiforme (point load test) proposto por BROCH & FRANKLIN (1972). Nesse ensaio, a rocha é carregada pontualmente através de dois cones metálicos, como mostra a Figura B.7. A ruptura é provocada pelo desenvolvimento de fraturas de tração paralelas ao eixo de carregamento. O índice de resistência à carga puntiforme é dado pela expressão:

$$I_s = \frac{P}{d^2} \quad (\text{B. 4})$$

Onde,

I_s – índice de carga puntiforme;

P – carga de ruptura;

d – distância entre os cones de carregamento.

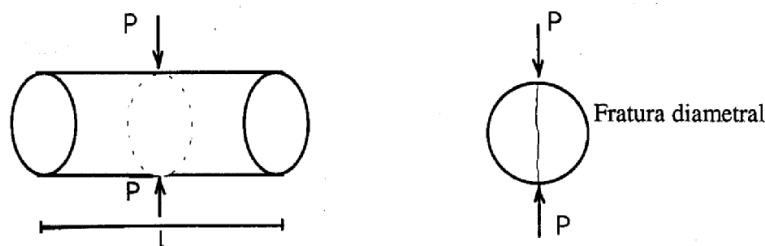


Figura B. 7 - Ensaio de compressão puntiforme (AZEVEDO & MARQUES, 2002).

A validade do ensaio de carregamento puntiforme depende das condições dos pedaços fraturados da amostra. O ensaio pode ser aceito quando a fratura ocorre paralela aos pontos de aplicação da carga externa. Caso a fratura ocorra segundo outro plano, como pode acontecer em amostras xistosas, ou ocorra esmagamento ou deformação excessiva da partícula, o ensaio deve ser rejeitado.

Esse ensaio deve ser realizado em fragmentos com comprimento de pelo menos 1,4 vezes o diâmetro. Recomenda-se que o diâmetro das partículas deve se situar entre 30 e 85 mm.

O índice de resistência à carga puntiforme I_s é correlacionado empiricamente com a resistência à compressão por meio da expressão:

$$\sigma_c = CI_s \quad (\text{B. 5})$$

Onde,

- σ_c – é a resistência à compressão simples;
 I_s – é o índice de resistência ao carregamento puntiforme;
 C – é uma constante que depende do diâmetro da amostra (Tabela B.1)

Tabela B. 1- Constante de correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a carga puntiforme em função do diâmetro da amostra.

Diâmetro da amostra (mm)	Constante C
20	17,5
30	19,0
40	21,0
50	23,0
60	24,5

Inicialmente o ensaio de compressão puntiforme foi desenvolvido para ser realizado em amostras cilíndricas (testemunhos de sondagem) respeitando determinadas relações entre seu diâmetro (d) e o comprimento (l). Como esse ensaio passou a ser realizado em amostras com geometrias diversas, algumas correlações foram desenvolvidas para calcular o diâmetro equivalente (d_e). Para permitir a comparação de resultados de ensaios com diferentes procedimentos, a Associação Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) recomenda que o índice de resistência (I_{s50}) seja indicado para um carregamento pontual em amostra com d_e igual a 50 mm (ISRM, 1985).

Quando apenas a medida do diâmetro da amostra está disponível, o I_{s50} pode ser determinado multiplicando o valor de I_s por um fator de correlação $F_{50} = (d/50)^{0,45}$ (FRANKLIN & DUSSEAULT, 1989).

Para todos os materiais, exceto o gnaisse de Itapebi, foram escolhidas amostras de mão recolhidas no estoque de materiais com dimensões aleatórias próximas daquelas recomendadas pela ISRM (1985). As amostras do gnaisse foram talhadas na forma cúbica (arestas com 30 a 60 mm), o que diminuiu a dispersão dos resultados.

O ensaio de ciclagem água estufa consiste em determinar a perda de massa em relação à massa inicial da amostra de ensaio. A finalidade é verificar a presença de minerais expansivos

responsáveis por variações volumétricas quando submetidos à molhagem e secagem. Essas variações podem levar a partícula à desintegração.

Foram escolhidas amostra com dimensões entre 19 e 76 mm, no qual foram submetidos a ciclos (N_{cl}) de imersão em água e secagem em estufa de acordo com a NBR 12696/92.

O ensaio de ciclagem acelerada com etilenoglicol consiste em determinar a perda de massa em relação à massa inicial da amostra de ensaio. Foram escolhidas amostra com dimensões entre 19 e 76 mm, no qual foram submetidos a 6 ciclos ($N_{cl}=6$) de imersão em etilenoglicol e secagem em estufa de acordo com a NBR 12697/92.

O etilenoglicol é um dos produtos que reagem com as argilas expansivas do grupo das montmorilonitas, para formar um complexo organoargiloso de maior volume. Dependendo da quantidade e distribuição de argila expansiva e da capacidade de absorver o etilenoglicol, pode ocorrer a desintegração expansiva da amostra. Essa desintegração está associada ao efeito esperado em amostras de mesma rocha expostas por longo tempo à molhagem e secagem e ao congelamento e degelo em uma condição de serviço em meio saturado.

De acordo com a NM 51/2000 o ensaio de Abrasão Los Angeles consiste em determinar a perda de massa de uma amostra padrão devido a uma carga abrasiva. Carga essa causada pelo impacto de esferas de aço quando giradas em conjunto com a amostra em um tambor cilíndrico. Todos os elementos componentes desse ensaio e os procedimentos para cada tipo de amostra são padronizados pela referida norma.

B.1.3. Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas determinadas nesta pesquisa são: resistência à tração por meio do ensaio de compressão diametral e resistência à compressão por meio dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial.

O ensaio de compressão diametral (tração indireta) consiste na aplicação de carregamento compressivo ao longo da geratriz de um disco. Os corpos de prova ensaiados foram serrados na relação h/d igual a 0,5 e diâmetro de 54 mm, a partir de testemunhos extraídos dos blocos de rocha intacta. Para aplicação da carga foram utilizados mordentes curvos com objetivo de diminuir a concentração de tensões no contato rocha-aço. A Figura B.8a apresenta o equipamento de ensaio e a Figura B.8b apresenta corpos de prova ensaiados.



Figura B. 8 – Ensaio de compressão diametral: a) Mordentes curvos aplicando carga sobre disco do granito de Serra da Mesa; b) Corpos de prova ensaiados com a brecha basáltica de Campos Novos.

Os ensaios foram realizados com amostras secas ao ar e amostras saturadas por 72 h de imersão em água.

A resistência a tração é definida pela equação a seguir:

$$\sigma_T = \frac{2P}{\pi dh} \quad (\text{B. 6})$$

Onde,

P – Carga na ruptura;
d – diâmetro do corpo de prova;
h – altura do corpo de prova.

O ensaio de compressão uniaxial é realizado em corpos de prova cilíndricos, preparados conforme item B.1.1., e consiste na aplicação de carga no sentido topo-base (h) até a ruptura. A tensão na ruptura é tida como o limite de resistência à compressão uniaxial (σ_c). A leitura das deformações axial (ϵ_{axi}) e radial (ϵ_{rad}) permite definir propriedades do material como Poisson (ν) e módulo de deformação tangente a 50% da carga de ruptura (E_{50u}), e também a variação do volume (ϵ_{vol}) com o estado de tensão. A Figura B.9 apresenta o equipamento de ensaio de compressão uniaxial.



Figura B. 9 – Equipamento utilizado nos ensaios de compressão uniaxial em rocha.

O ensaio de compressão triaxial é realizado em corpos de prova cilíndricos, preparados conforme item B.1.1., e consiste na compressão axial (sentido topo-base) do cilindro de rocha com a aplicação simultânea de tensão confinante (Figura B.10). Mantendo a tensão confinante constante ($\sigma_2 = \sigma_3$), a tensão principal maior (σ_1) é acrescida até a ruptura do corpo de prova. A tensão desvio na ruptura ($\sigma_{dr} = \sigma_1 - \sigma_3$) é anotada para subsidiar o estabelecimento de um critério de ruptura para o material ensaiado. A leitura das deformações axial (ϵ_{axi}) e radial (ϵ_{rad}) permite definir propriedades do material como Poisson (ν) e módulo de deformação tangente a 50% da carga de ruptura (E_{50T}), e também a variação do volume (ϵ_{vol}) com o estado de tensão.

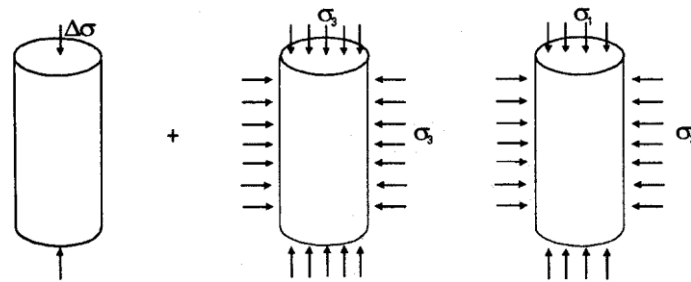
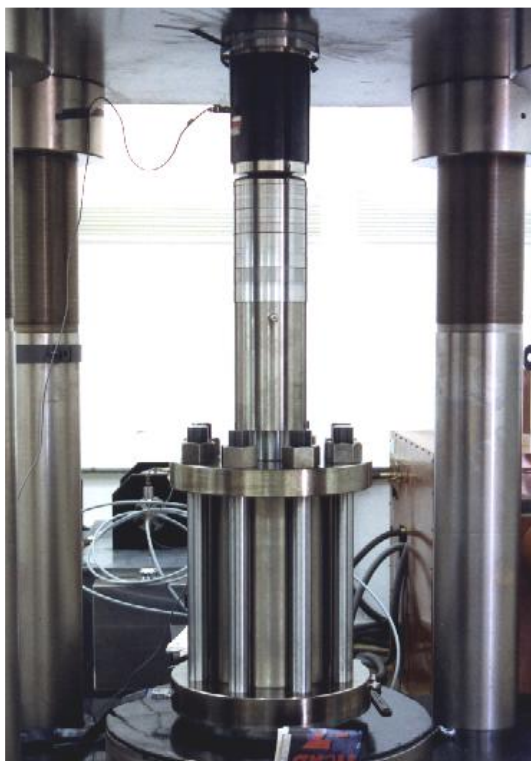
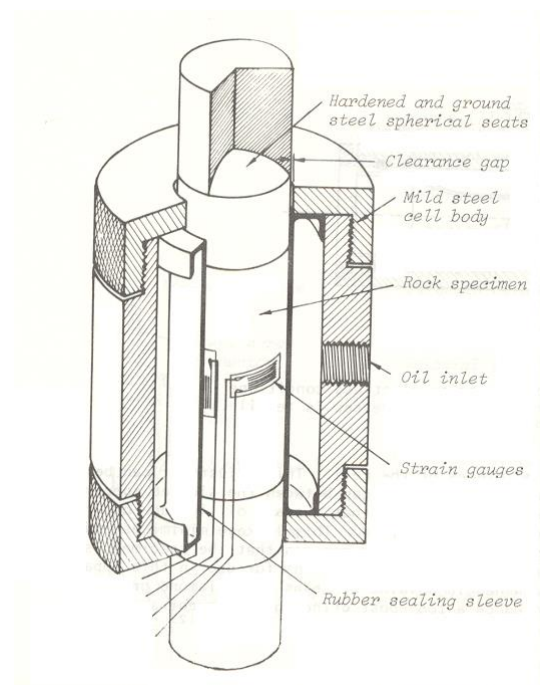


Figura B. 10 – Representação do ensaio de compressão triaxial (AZEVEDO & MARQUES, 2002).

O efeito do confinamento, em ensaios triaxiais de rochas, é obtido por meio da aplicação de óleo sob pressão na câmara triaxial, onde é colocada a amostra de rocha envolvida por uma membrana impermeável. Em amostras homogêneas não condicionadas por planos preferenciais de ruptura, quanto maior a pressão confinante, maior a resistência. A Figura B.11 apresenta detalhes do equipamento de ensaio triaxial.



(a)



(b)

Figura B. 11 – Equipamento de ensaio triaxial em rocha: a) Equipamento montado para ensaio; b) Detalhe da célula triaxial de Hoek e Franklin.

Considerando que o nível de tensão é limitado a um carregamento aplicado para o qual não ocorre início de propagação de fissuras, pode-se admitir que existe proporcionalidade entre tensões e deformações, ou seja, considera-se que o material está no regime elástico linear e, conseqüentemente, é válida a lei de Hooke. Pode-se definir, portanto, o coeficiente de Poisson conforme a seguinte equação:

$$\nu = - \frac{\epsilon_{rad}}{\epsilon_{axi}} \quad (\text{B. 7})$$

O módulo de deformação tangente, tanto no ensaio uniaxial quanto no triaxial, é dado pela inclinação de uma reta tangente a um ponto do gráfico, que representa a tensão de interesse. Nesse caso, pode ser expresso pela seguinte equação:

$$E_{50} = \lim_{\sigma \rightarrow \sigma_{50\%}} \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (\text{B. 8})$$

B.2. PROCEDIMENTOS DE CALIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS

Todos os equipamentos utilizados neste trabalho (células de carga, LVDTs, relógios comparadores, cronômetros, paquímetros, manômetros, transdutores de pressão, etc) foram calibrados em conjunto com os respectivos sistemas de aquisição de dados, quando necessário, de acordo com os procedimentos adotados no Laboratório de Metrologia de FURNAS. Os certificados de calibração foram emitidos e armazenados no banco de dados do Laboratório de Mecânica das Rochas de FURNAS.

A câmara “flexível” para ensaio de compressão unidimensional foi calibrada para determinar a força vertical transmitida pela tampa para o conjunto anéis de alumínio + anéis de borracha e determinar a tensão horizontal (σ_h) transmitida pelo material às paredes da câmara. A tampa, responsável pela aplicação de carga vertical ao material a ser ensaiado, fica encaixada sobre o conjunto de anéis de alumínio intercalados com anéis de borracha flexíveis. O equipamento e o procedimento de ensaio estão detalhados no Item 3.3.2.3.1. Logo, ao comprimir o enrocamento a câmara também é comprimida, até o limite último de 60 mm de deslocamento. Para determinar a tensão aplicada no material deve-se conhecer a carga total aplicada, que será subtraída da carga transferida aos anéis e dividida pela área interna da câmara.

Para determinar a carga transferida aos anéis foi realizado ensaio de compressão com a câmara vazia até o limite de 55 mm de deslocamento, obtendo assim a carga por deslocamento do conjunto. A curva de calibração é apresentada na Figura B.12.

Para determinar a tensão horizontal transmitida pelo material à parede da câmara, foram instrumentados 4 anéis de alumínio com 16 “strain gages” em cada anel. A câmara foi preenchida com água até a tampa e acoplou-se um transdutor para medidas de pressão. O ensaio consistiu em estabelecer a correlação entre a aplicação de pressões pré-estabelecidas e medidas de deformação dos anéis por meio dos “strain gages”. A Figura B.13 apresenta a curva de calibração com água.

A relação entre os deslocamentos sofridos pela câmara e a força ou pressão aplicada é dada por equações polinomiais do tipo: $y=a_1x^3+a_2x^2+a_3x+b$.

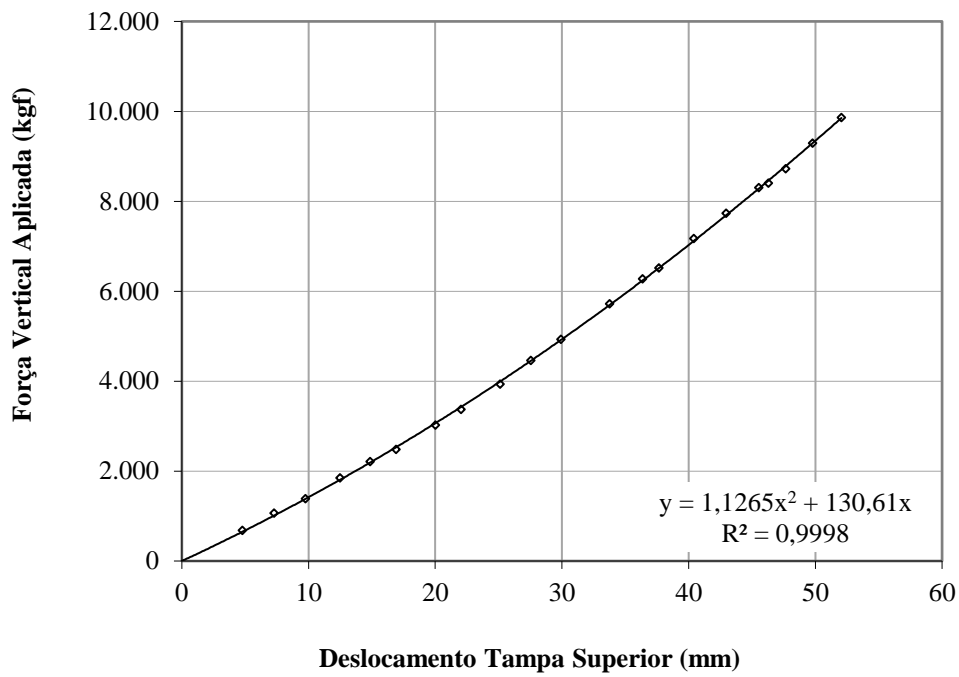


Figura B. 12 – Calibração da câmara “flexível” vazia.

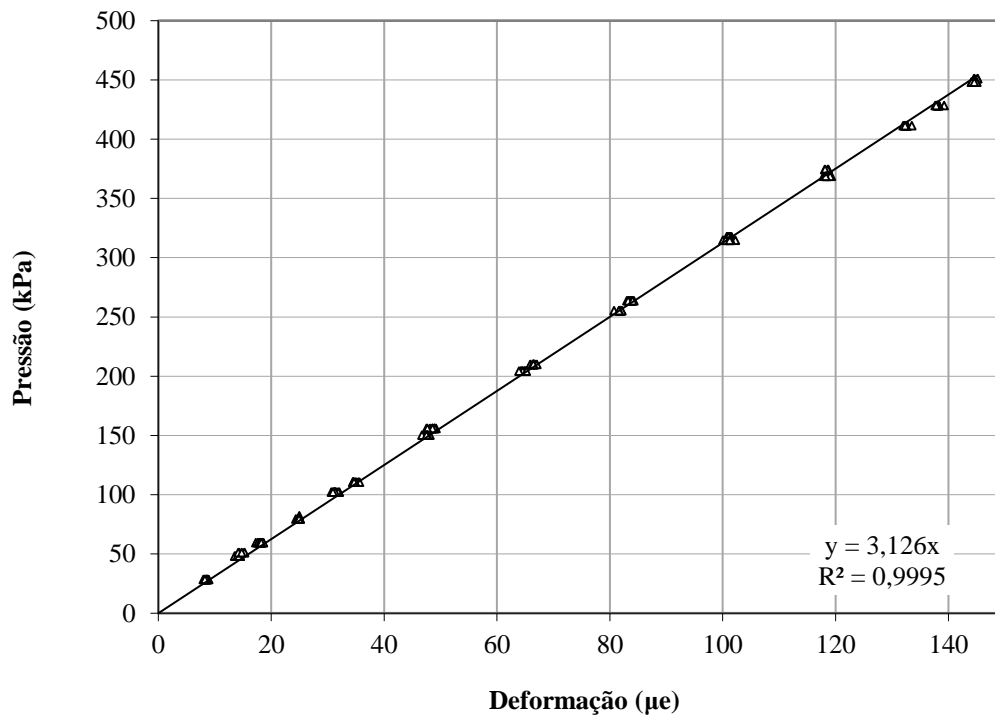


Figura B. 13 – Calibração da câmara “flexível” com água.

O Laboratório de Mecânica das Rochas de FURNAS desenvolveu célula de pressão total rígida acoplada a um transdutor de pressão, destinada a utilização em materiais como o enrocamento. Para verificar a compatibilidade entre a rigidez dessa célula e a rigidez de enrocamentos compactados, foi desenvolvido um programa de ensaios para calibrar o comportamento da célula de pressão total. O programa consistiu em instalar a célula dentro de um molde rígido com 20 cm de altura e compactar diferentes materiais sobre a célula com no máximo 15 cm de espessura. Posteriormente, foi aplicada tensão sobre o material e verificada a leitura do transdutor acoplado a célula. Para o ensaio, foram definidos 4 materiais, 2 com granulometria uniforme e 2 bem distribuídos ao longo de uma faixa especificada. O material 1 foi constituído de brita com diâmetro entre 9,52 e 4,78 mm; o 2 de brita com diâmetro entre 25,4 e 19,1 mm; o 3 da mesma distribuição granulométrica adotada na curva Gr-3"-B e o 4 foi constituído de areia bem graduada.

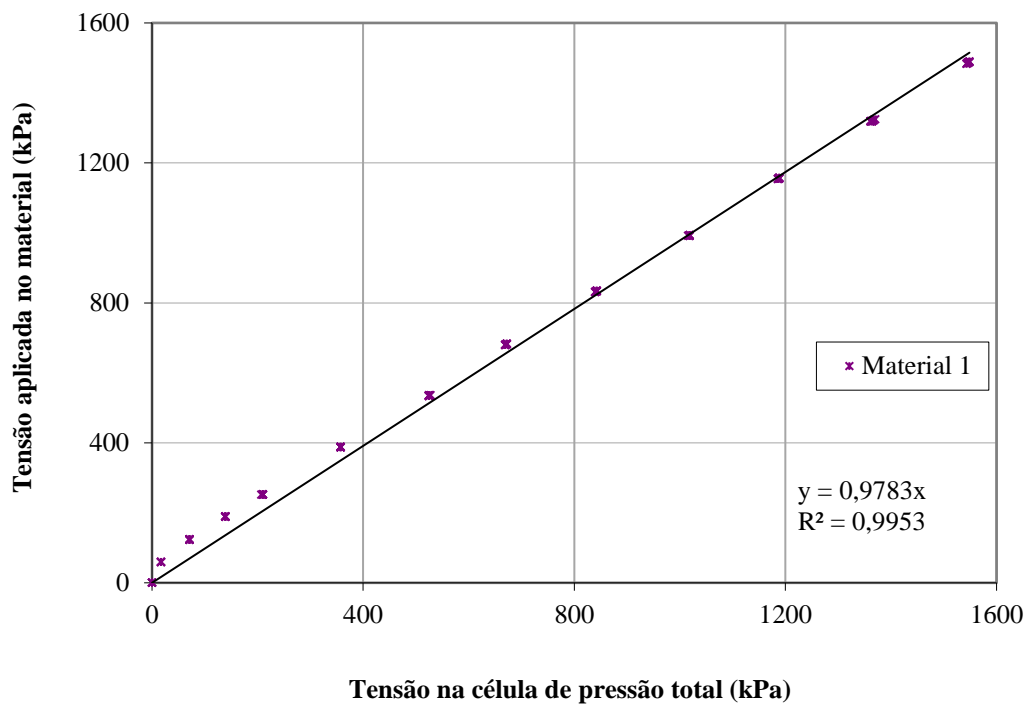


Figura B. 14 – Calibração da célula de pressão total com o material 1.

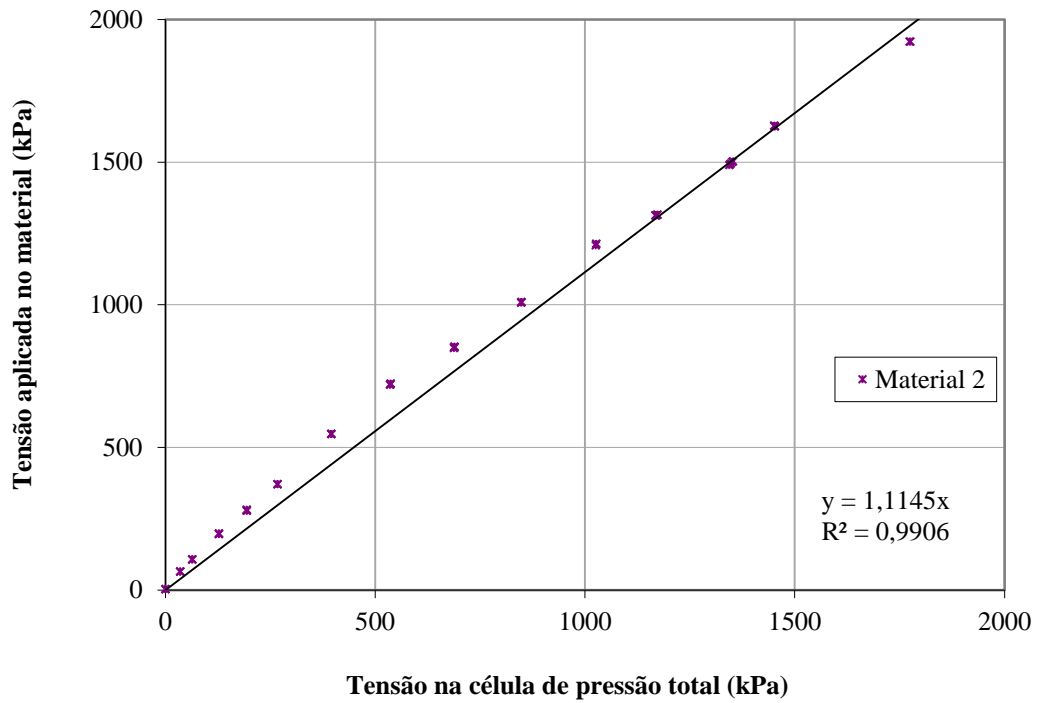


Figura B. 15 - Calibração da célula de pressão total com o material 2.

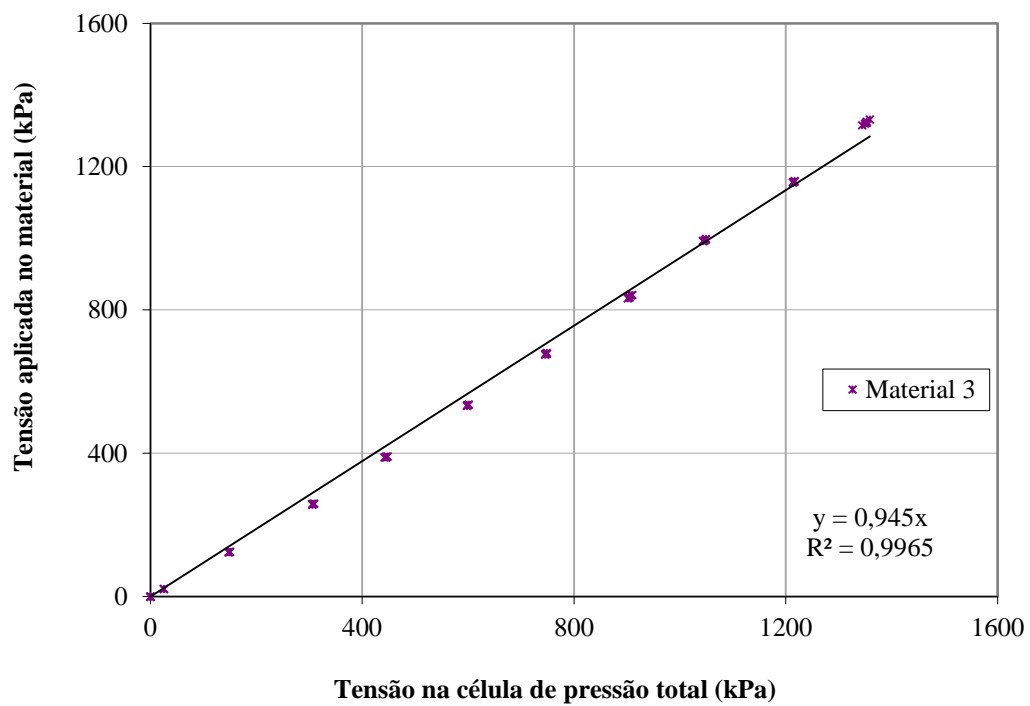


Figura B. 16 - Calibração da célula de pressão total com o material 3.

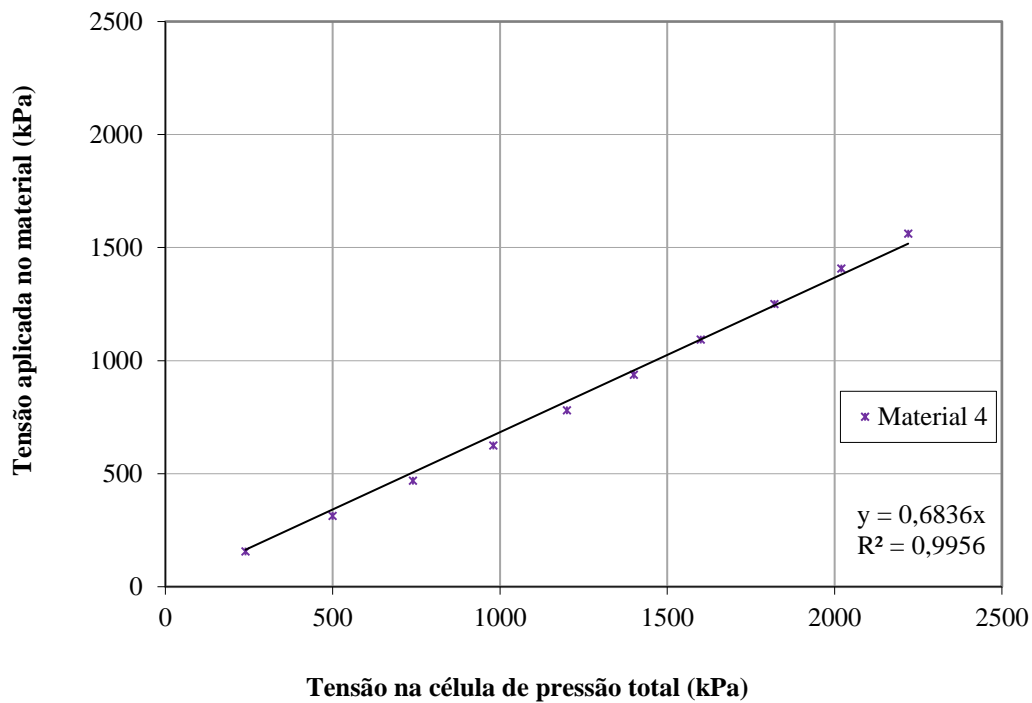


Figura B. 17 - Calibração da célula de pressão total com o material 4.

A avaliação dos ensaios mostrou a boa aderência entre a tensão aplicada e a lida no transdutor acoplado à célula de pressão total para os materiais 1, 2 e 3. No entanto, o ensaio com o material 4 (areia bem graduada) mostrou que a tensão lida na célula é bem maior do que a aplicada, comprovando o efeito da concentração de tensão causada pela diferença de rigidez entre a célula e a areia compactada.

C. RESULTADOS DOS ENSAIOS COM A ROCHA INTACTA

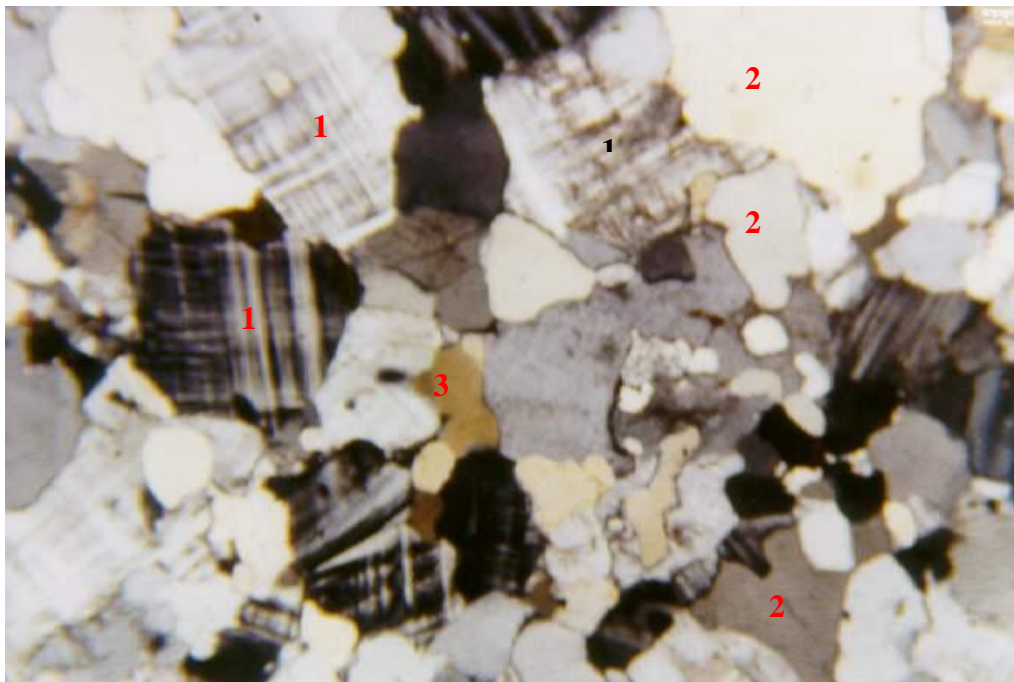
C.1. DESCRIÇÃO PETROGRÁFICA

C.1.1. Granito da UHE Serra da Mesa

A caracterização macroscópica identificou dois materiais distintos. Um com a coloração cinza e outro com a coloração rosada. Apesar dos ensaios mecânicos não apresentarem diferença significativas nos parâmetros quanto à resistência e deformabilidade destes materiais, a caracterização petrográfica foi realizada de forma separada. Foram preparadas duas lâminas delgadas para cada material identificado. Os ensaios mecânicos tanto na rocha intacta como no enrocamento não fizeram distinção entre os materiais. A rocha pode ser classificada como Granito com estrutura maciça, portanto de natureza ígnea.

A análise das duas lâminas delgadas com o material rosado classifica o material como Biotita-Anfibólio Granito e Biotita Microgranito. Microscopicamente a rocha apresenta composição de 60-65% de Feldspato, 35-40% de quartzo, <5% de biotita e traço de anfibólio/titanita/zircão/fluorita/epidoto. As Figuras C.1 e C.2 mostram foto da lâmina ampliada em de 25 vezes e a descrição das principais características petrográficas.

A análise das duas lâminas delgadas com o material cinza classifica o material como Anfibólio-Biotita Granito. Microscopicamente a rocha apresenta composição de 55% de Feldspato, 35% de quartzo, 10% de biotita/anfibólio e traço de titanita/zircão/granada/apatita. As Figuras C.3 e C.4 mostram foto da lâmina ampliada em 25 vezes e a descrição das principais características petrográficas.

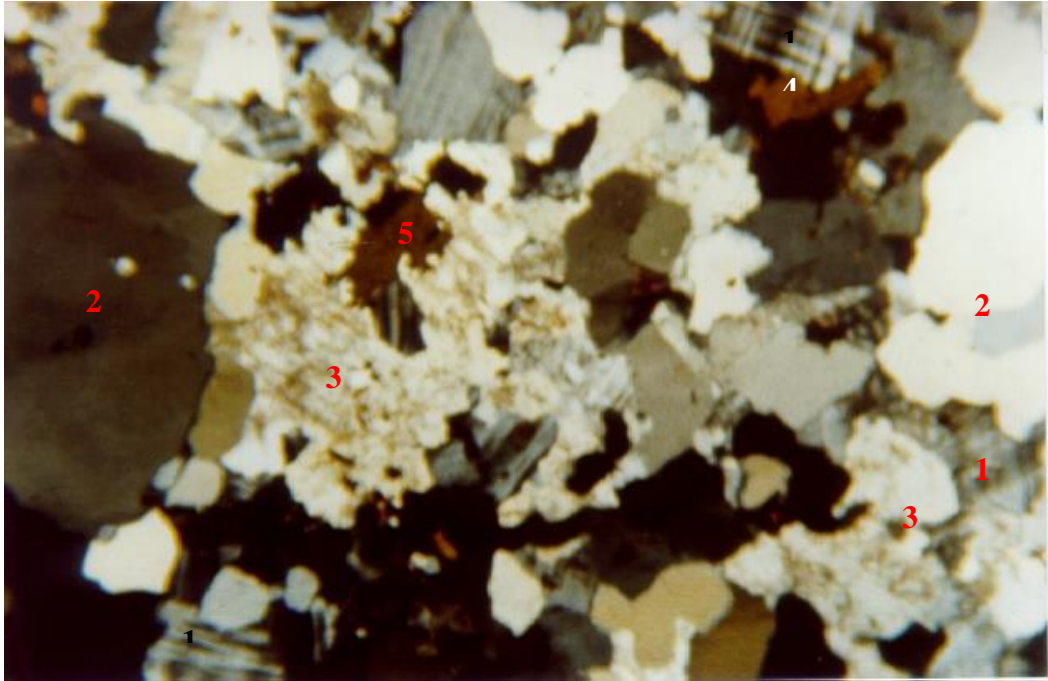


Vista geral da lâmina. Microclínio (K-feldspato)-1; quartzo-2; biotita-3. Imagem ao microscópio óptico com nicóis cruzados. Mosaico localizado. Aumento de 25x.

DESCRIÇÃO

Rocha de granulação fina e textura granular aliothomórfica, com porções localizadas, com textura em mosaico granoblástico, onde cristais de feldspatos e quartzo mostram formas poligonais com junções tríplices, sugerindo uma fase de recristalização incipiente, que é uma indicação de recristalização na rocha. O feldspato é o componente mais abundante e está representado pelo microclino (feldspato potássico), que ocorre, principalmente, em cristais irregulares com geminações características. O quartzo ocorre sob a forma de cristais irregulares com extinção ondulante moderada (ângulo de extinção menor ou igual que 25°). A biotita, juntamente com os componentes mais subordinados, ocorre em agregados de pequenas palhetas, podendo ter sido originada a partir da alteração do anfibólio (riebekita?). As feições texturais e a mineralogia observada são compatíveis com as rochas ácidas plutônicas.

Figura C. 1 – Vista geral da lâmina obtida do material rosado e descrição petrográfica.

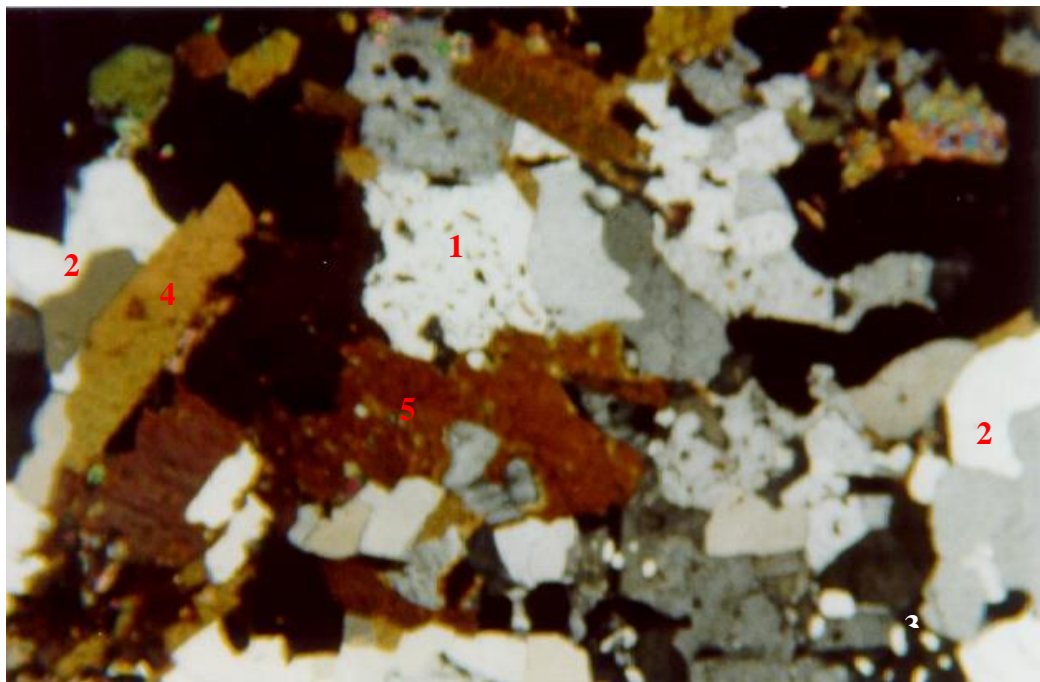


Vista geral da lâmina. K-Feldspato -1; Quartzo-2; Plagioclásio alterado -3; biotita-4 e anfibólio-5. Imagem ao microscópio ótico com nicóis cruzados. Aumento de 25x.

DESCRIÇÃO

Rocha de granulação média e textura granular alotriomórfica. O feldspato é o componente mais abundante e está representado pelo microclino (feldspato potássico), que ocorre, principalmente, em cristais irregulares com geminações características e intercrescimentos peritéticos, subordinadamente ocorrem plagioclásio sódico e ortoclásio. O quartzo ocorre sob a forma de cristais irregulares com extinção ondulante fraca a moderada (ângulo de extinção menor que 25°). Os demais constituintes têm ocorrência restrita e distribuem-se, geralmente, concentrados em certos locais na rocha. A biotita e o anfibólio ocorrem geralmente associados, indicando uma provável substituição do segundo pelo primeiro. As feições texturais e a composição mineralógica indicam o caráter ígneo plutônico da rocha, ainda preservado.

Figura C. 2 - Vista geral da lâmina obtida do material rosado e descrição petrográfica.

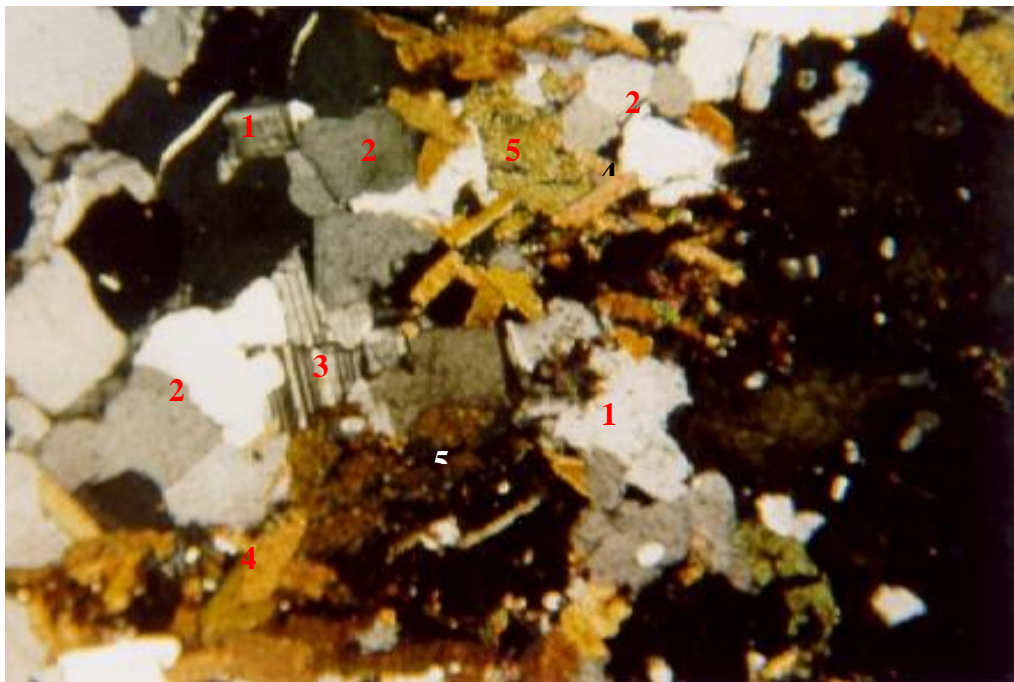


Vista geral da lâmina. K-Feldspato -1; quartzo-2; Feldspato vermicular-3; biotita-4 e anfibólio-5. Imagem ao microscópio ótico com nicóis cruzados. Aumento de 25x.

DESCRIÇÃO

Rocha de granulação grosseira e textura granular alotriomórfica, com porções granoblásticas poligonais muito localizadas. O feldspato está representado pelo microclina, feldspato potássico (principal) e plagioclásio sódico (subordinado) e ocorrem em cristais irregulares com intercrescimento peritéticos e mimerquíticos e vermicular (raros). O quartzo ocorre sob a forma de cristais irregulares com extinção ondulante moderada (ângulo de extinção menor ou igual que 25°), mas são observados restritos agregados de textura granoblástica poligonal, que é uma indicação de recristalização na rocha. Os minerais máficos, representados por biotita e anfibólio, distribuí-se em agregados (principalmente), onde ocorrem geralmente associados com titanita, granada, zircão e apatita, que são os acessórios mais restritos. A composição mineralógica indicativa de rochas de caráter ígneo plutônico encontra-se bem preservada, bem como as feições texturais, apesar de se observar porções localizadas de textura promovida por recristalização.

Figura C. 3 - Vista geral da lâmina obtida do material cinza e descrição petrográfica.



Vista geral da lâmina. K-Feldspato -1; quartzo-2; Plagioclásio-3; biotita-4 e anfibólio-5. Imagem ao microscópio ótico com nicóis cruzados. Aum. de 25x.

DESCRIÇÃO

Rocha de granulação grosseira e textura granular alotriomórfica, com porções granoblásticas poligonais muito localizadas. O feldspato está representado pelo microclina, feldspato potássico (principal) e plagioclásio sódico (subordinado) e ocorrem em cristais irregulares com intercrescimento peritéticos e mimerquíticos (raros). O quartzo ocorre sob a forma de cristais irregulares com extinção ondulante moderada (ângulo de extinção menor ou igual que 25°), mas são observados restritos agregados de textura granoblástica poligonal, que é uma indicação de recristalização na rocha. Os minerais máficos, representados por biotita e anfibólio, distribui-se em agregados (principalmente), onde ocorrem geralmente associados com titanita, zircão e apatita, que são os acessórios mais restritos. A composição mineralógica indicativa de rochas de caráter ígneo plutônico encontra-se bem preservada, bem como as feições texturais, apesar de se observar porções localizadas de textura promovida por recristalização.

Figura C. 4 - Vista geral da lâmina obtida do material cinza e descrição petrográfica.

C.1.2. Gnaise da AHE Itapebi

A rocha pode ser classificada como Granito-Gnaise, portanto de natureza ígnea-metamórfica. Microscopicamente a rocha apresenta composição estimada de 55% de feldspato, 35% de quartzo, 9 % de biotita e 1% de opacos.

A rocha apresenta composição granítica com granulação grosseira e textura granoblástica inequigranular, constituída de plagioclásio (feldspato cálcico), que ocorre sob a forma de cristais xenomórficos, normalmente saussuritizados (alterados), com geminação polissintética típica, e de microclina (feldspato potássico), a qual ocorre geralmente sob a forma de cristais inalterados com geminação cruzada característica, às vezes, incipientemente sericitizados e com inclusões minerais. O K-feldspato é o mais abundante e alguns encontram-se com textura vermicular (crescimento de quartzo microcristalino). O quartzo ocorre sob a forma de cristais xenomórficos bem desenvolvidos, com forte extinção ondulante (ângulo de extinção maior que 25°), a qual é um produto da deformação tectônica ocorrida na rocha; ocorre também em cristais tendendo a poligonização, que é uma indicação de recristalização da rocha. A biotita ocorre sob a forma de pequenos cristais lamelares isolados e em lamelas mais desenvolvidas, esses minerais tendem a orientação, formando assim uma leve foliação na rocha. Os opacos são raros e ocorrem como cristais mais desenvolvidos em pontuais na rocha.

C.1.3. Basalto da UHE Campos Novos

A caracterização macroscópica identificou dois materiais distintos. Um com a coloração rosa denominado de Brecha Basáltica (BB) são a pouco alterada, e outro de coloração cinza escura a preta denominado de Basalto Denso (BD) são. Esse material foi depositado no laboratório misturado. Os ensaios mecânicos com a rocha intacta foram realizados de forma separada. Não foram realizadas caracterizações microscópicas. A grande diferença encontrada nos resultados dos ensaios índices e no comportamento mecânico desses materiais levou a decisão de separá-los para realização dos ensaios com enrocamento.

C.1.4. Metassiltito do APM Manso

A caracterização macroscópica identificou dois materiais distintos. Um com a coloração rosa (material A) e outro com coloração cinza a cinza esverdeado (material B) . Esse material foi

utilizado como enrocamento no campo de forma misturada, logo os ensaios mecânicos com o enrocamento também adotou esse procedimento, britando o material misturado na mesma proporção da amostra enviada do campo. Nesses ensaios o material será identificado apenas como metassiltito. No entanto, a caracterização e os ensaios mecânicos da rocha intacta serão realizados de forma separada.

O material A de cor rosada é classificado como um metassiltito de natureza metassedimentar e estrutura compacta a levemente foliada. Microscopicamente, a rocha apresenta composição mineralógica estimada de 45% de quartzo, 35-40% de argilominerais, 10% de carbonato, 5% de feldspato, 3-5% de minerais opacos/hidróxido de ferro, 3% de calcedônia/chert.

Metassiltito fino, moderadamente selecionado, imaturo, com empacotamento aberto, constituído por um arcaboço de grãos simples de quartzo, seixos de quartzo policristalino, quartzo metamórfico com extinção ondulante de ângulo médio de 25°, calcedônia, chert, fragmentos argilosos e carbonático, e feldspato. Alguns grãos de quartzo estão com suas bordas corroídas por hidróxido/óxido de ferro. A matriz é formada por pequenos cristais de quartzo, argilomineral e carbonato. Nota-se cimentação por hidróxido de ferro, o que imprime a tonalidade avermelhada à rocha. Presença de uns poucos poros, às vezes parcialmente preenchidos por material argiloso e carbonato.

Essa rocha assemelha-se a um Metarenito, provavelmente encontra-se numa zona de transição. Nota-se que a rocha sofreu esforço tectônico, pois alguns fragmentos maiores estão tendendo a sombra de pressão, presença de quartzo tensionado e uma leve orientação dos minerais, podendo ser englobados como Meta-Sedimentares. Não foram evidenciadas, na amostra, desagregabilidade, alteração dos feldspatos e nem dissolução dos carbonatos.

O material B de cor cinza a cinza esverdeado foi classificado como metassiltito, de natureza metassedimentar, apresenta coloração cinza esverdeado e estrutura compacta a levemente foliada. Microscopicamente, a rocha apresenta composição mineralógica estimada de 55% de quartzo, 35% de argilomineral, 5-10% de feldspato, 3% de carbonato/calcedônia/chert, 1-2% de minerais opacos/hidróxido de ferro.

Metassiltito fino, moderadamente selecionado, imaturo, com empacotamento aberto, constituído por arcabouço de grãos simples de quartzo, seixos de quartzo policristalino,

quartzo metamórfico com extinção ondulante de ângulo médio de 25°, calcedônia, chert, fragmentos argilosos e feldspato. A matriz é formada por pequenos cristais de quartzo, argilomineral e provável carbonato. Essa rocha assemelha-se a Metarenito, provavelmente encontra-se numa zona de transição. Nota-se que a rocha sofreu esforços tectônicos, pois são visíveis uma leve orientação dos minerais, texturas como mica fish, alguns fragmentos maiores tendendo a sombra de pressão e ainda a presença de quartzo tensionado. Não foram evidenciadas, na amostra, desagregabilidade, alteração dos feldspatos e nem dissolução dos carbonatos.

De modo geral o prefixo Meta se aplica, já que as rochas sofreram deformação devido ao metamorfismo, portanto foram classificadas como metassedimentares, pois ainda não estão totalmente metamorfisadas. Pela análise microscópica, as rochas foram identificadas numa zona de transição entre Metassiltito e Metarenito, nomes que variam em função da concentração e do tamanho dos grãos silicosos.

C.1.5. Biotita Gnaise da UHE Peixe Angical

A caracterização macroscópica classificou essa rocha como Biotita Gnaise de cor cinza. Não foi realizada caracterização microscópica.

C.2. ÍNDICES FÍSICOS E DE DURABILIDADE

C.2.1. Granito da UHE Serra da Mesa

A Tabela C.1 apresenta média dos resultados dos ensaios-índice com o granito. Apresenta também o desvio padrão para o número de amostras ensaiadas (N_a) e o número de ciclos (N_{cl}) dos ensaios-índice de durabilidade.

Tabela C. 1 – Caracterização do granito (Gr) de Serra da Mesa.

Propriedades -Índice	Unidade	Resultados	
		Média	Desvio Padrão
γ_{dg} ($N_a=21$)	kN/m ³	26,35	0,71
γ_{natg} ($N_a=21$)	kN/m ³	26,61	0,70
γ_{satg} ($N_a=21$)	kN/m ³	26,68	0,71
Absorção ($N_a=21$)	%	0,36	0,06
n_p ($N_a=21$)	%	0,96	0,17
e ($N_a=21$)	-	0,010	-
V_l ($N_a=16$)	m/s	3.032	222
Ciclagem água – estufa ($N_{cl} = 24$) ⁽¹⁾	%	0,09	-
Ciclagem acelerada com etilenoglicol	%	-	-
Abrasão Los Angeles	%	22	-
I_{s50} ($N_a=49$)	MPa	6,56	2,25
$I_{s50-sat}$ ($N_a=22$)	MPa	7,57	2,78

(1) Após o décimo segundo ciclo não ocorreram alterações de massa ou visuais, ensaio encerrado com vinte e quatro ciclos.

As Figuras C.5 e C.6 apresentam a dispersão dos resultados dos ensaios de compressão pontiforme com amostras secas e saturadas por imersão em água (72 h).

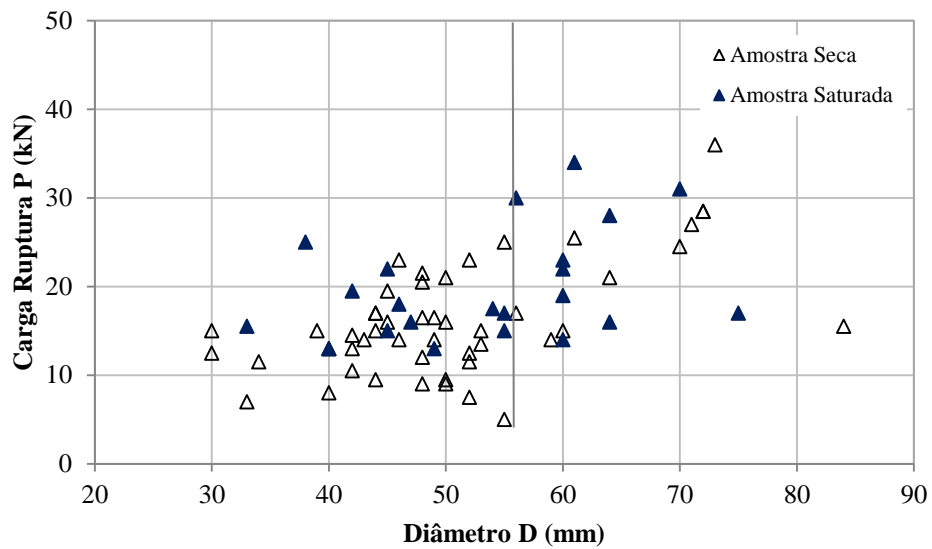


Figura C. 5 – Variação da carga de ruptura pontual (P) em função do diâmetro da amostra para o granito de Serra da Mesa.

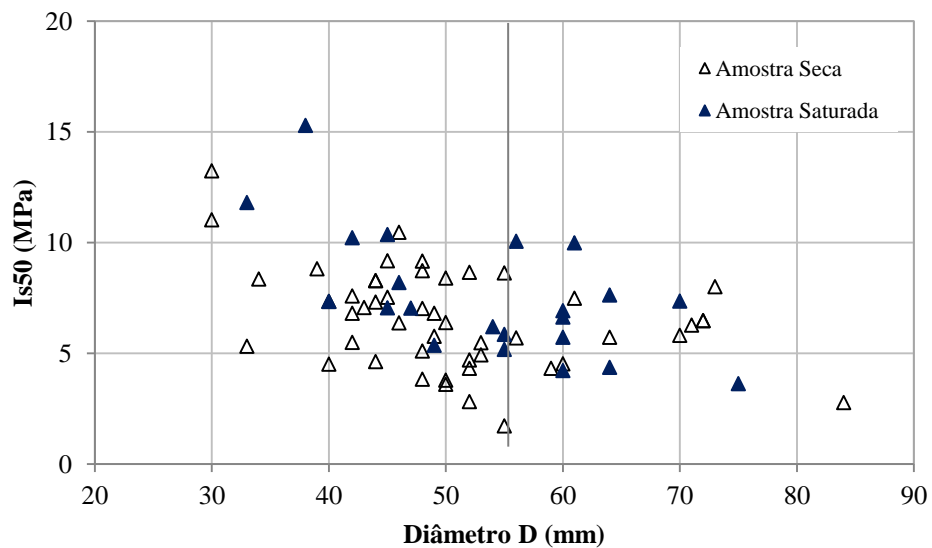


Figura C. 6 – Variação do índice de resistência pontual (I_{s50}) em função do diâmetro da amostra para o granito de Serra da Mesa.

C.2.2. Gnaisse da AHE Itapebi

A Tabela C.2 apresenta resultados dos ensaios-índice com o gnaisse (FURNAS, 2003).

Tabela C. 2 – Caracterização do gnaisse (Gn) de Itapebi.

Propriedades -Índice	Unidade	Resultados	
		Média	Desvio Padrão
γ_{dg}	kN/m ³	25,91	-
γ_{natg}	kN/m ³	-	-
γ_{satg}	kN/m ³	26,10	-
Absorção	%	0,78	-
n_p	%	1,93	-
e	-	0,019	-
V_I (N_a=9)	m/s	2.851	200
Ciclagem água – estufa (N_{cl} = 180)	%	0,59	-
Ciclagem acelerada com etilenoglicol (N_{cl} = 6)	%	0,03	-
Abrasão Los Angeles	%	60	-
I_{s50} paralelo aos planos de orientação (N_a=10)⁽¹⁾	MPa	1,84	0,80
I_{s50} perpendicular aos planos de orientação (N_a=10)⁽¹⁾	MPa	2,47	0,81
I_{s50-sat}	MPa	-	-

(1) Amostra talhada na forma cúbica.

C.2.3. Basalto da UHE Campos Novos

A Tabela C.3 apresenta média dos resultados dos ensaios-índice com a brecha basáltica (BB) e o basalto denso (BD).

Tabela C. 3 – Caracterização da brecha basáltica e do basalto denso de Campos Novos.

Propriedades -Índice	Unidade	Resultados		Resultados	
		BB Média	Desvio Padrão	BD Média	Desvio Padrão
γ_{dg}	kN/m ³	21,74	-	28,20	-
γ_{natg}	kN/m ³	-	-	-	-
γ_{satg}	kN/m ³	23,55	-	28,50	-
Absorção	%	8,70	-	3,00	-
n_p	%	18,10	-	1,00	-
e	-	0,234	-	0,010	-
V₁	m/s	4.677 ⁽¹⁾ 3.440 ⁽²⁾	38 50	5.492 ⁽¹⁾ 4.334 ⁽²⁾	318 36
Ciclagem água – estufa	%	-	-	-	-
Ciclagem acelerada com etilenoglicol (N_{cl} = 6)	%	8,68	-	13,63	-
Abrasão Los Angeles	%	26	-	12	-
I_{s50} (N_a=25)⁽³⁾	MPa	3,79	1,76	10,50	3,09
I_{s50-sat} (N_a=25)⁽³⁾	MPa	3,34	2,22	11,22	5,56

(1) Medida nos CPs preparados para ensaios triaxiais.

(2) Medida nos CPs preparados para ensaios uniaxiais (Furnas, 2003).

(3) Não consta no relatório de FURNAS (2003).

As Figuras C.7 e C.8 apresentam a dispersão dos resultados dos ensaios de compressão pontiforme com amostras de BB e BD secas e saturadas por imersão em água (72 h).

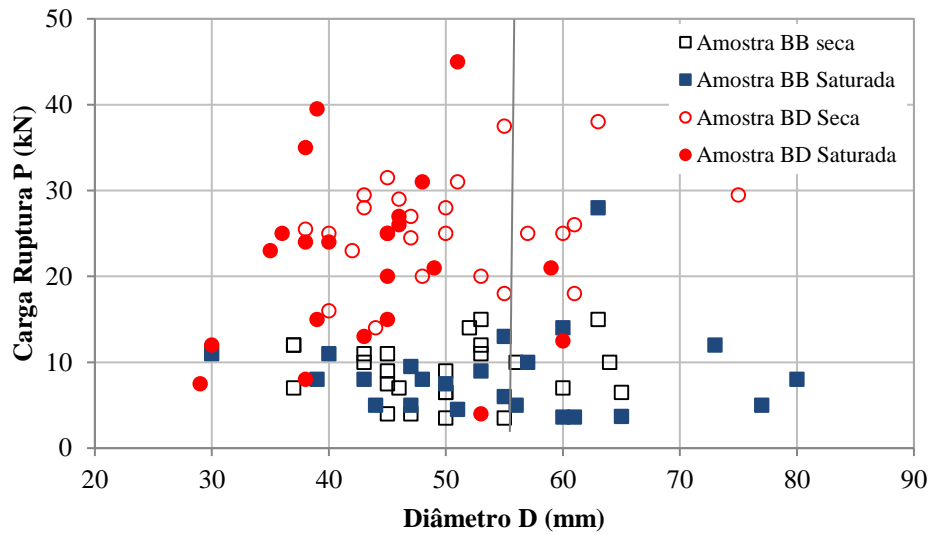


Figura C. 7 - Variação da carga de ruptura pontual (P) em função do diâmetro da amostra para BB e BD de Campos Novos.

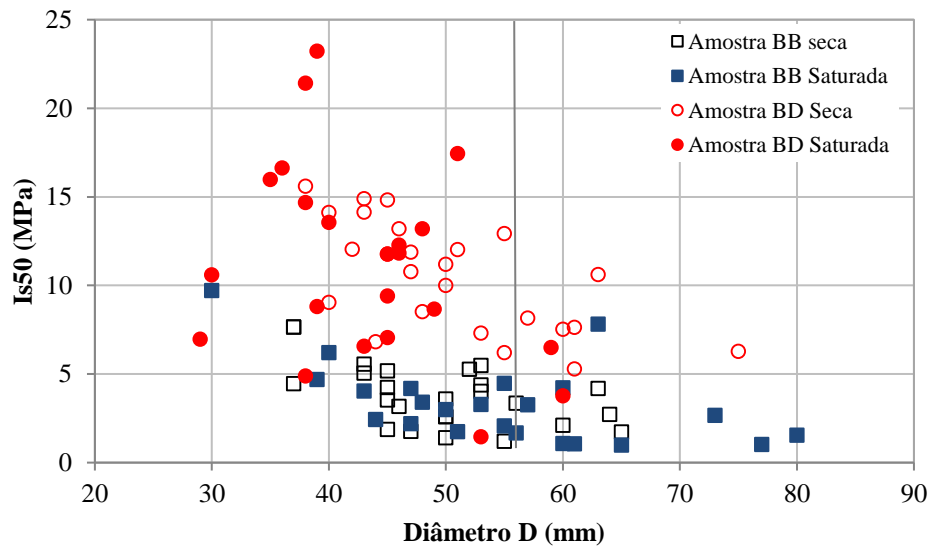


Figura C. 8 - Variação do índice de resistência pontual (I_{s50}) em função do diâmetro da amostra para a BB e BD de Campos Novos.

C.2.4. Metassilito do APM Manso

A Tabela C.4 apresenta média dos resultados dos ensaios-índice com o metassilito de Manso, material A de cor rosa e material B de cor cinza esverdeada (FURNAS, 2003).

Tabela C. 4 – Caracterização do metassilito de Manso.

Propriedades -Índice	Unidade	Resultados		Resultados	
		A Média	Desvio Padrão	B Média	Desvio Padrão
γ_{dg}	kN/m ³	25,26	-	26,02	-
γ_{natg}	kN/m ³	-	-	-	-
γ_{satg}	kN/m ³	25,93	-	26,44	-
Absorção	%	2,60	-	1,60	-
n_p	%	6,7	-	4,1	-
e	-	0,072	-	0,043	-
V₁	m/s	3445	-	3597	-
Ciclagem água – estufa (N_{cl} = 120)	%	12,13	-	4,60	-
Ciclagem acelerada com etilenoglicol (N_{cl} = 6)	%	0,25	-	0,04	-
Abrasão Los Angeles	%	39	-	39	-
I_{s50} (N_a=10)	MPa	-	-	-	-
I_{s50-sat} (N_a=10)	MPa	-	-	-	-

C.2.5. Biotita Gnaiss da UHE Peixe Angical

Para a biotita gnaiss foram determinados o peso específico seco $\gamma_{dg} = 26,21$ kN/m³ e a velocidade sônica $V_1 = 5.836$ m/s.

C.3. COMPRESSÃO DIAMETRAL (TRAÇÃO INDIRETA)

A Tabela C.5 apresenta resistência à tração (σ_T) obtida nos ensaios de compressão diametral com os seguintes materiais: granito (Gr), gnaisse (Gn), basalto denso (BD), brecha basáltica (BB) e metassiltito (Ms).

Tabela C. 5 – Resumo dos ensaios de compressão diametral.

Resistência à tração em compressão diametral	σ_T Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
Gr seco ($N_a = 33$)	6,81	0,87
Gr saturado ($N_a = 31$)	6,46	1,00
Gn seco ($N_a = 11$) ⁽¹⁾	4,80	0,73
BD seco ($N_a = 9$)	18,00	5,82
BD saturado ($N_a = 10$)	13,57	6,57
BB seco ($N_a = 33$)	8,06	2,73
BB saturado ($N_a = 27$)	5,07	2,37
Ms A seco ($N_a = 10$) ⁽¹⁾	7,15	2,25
Ms B seco ($N_a = 10$) ⁽¹⁾	7,60	1,13

(1) Resultados obtidos do relatório de FURNAS (2003).

C.4. COMPRESSÃO UNIAXIAL

C.4.1. Granito da UHE Serra da Mesa

A Tabela C.6 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão uniaxial com o granito. As Figuras C.9 a C.13 apresentam gráficos tensão axial vs. deformações axial, radial e volumétrica desses ensaios.

Tabela C. 6 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial com o granito.

Identificação	V _I m/s	Ruptura		E _{50u} GPa	ν
		σ _c MPa	ε _{axi} με		
UNIX1233-Gr	3119	167,8	4100	39	0,23
UNIX1235-Gr	2985	160,0	4000	59	0,14
UNIX1236-Gr	3335	183,2	4700	51	0,19
UNIX1237-Gr	2975	160,0	4000	39	0,14
UNIX1238-Gr	2956	162,0	4000	39	0,14
Média	3.074	166,6	-	45	0,17

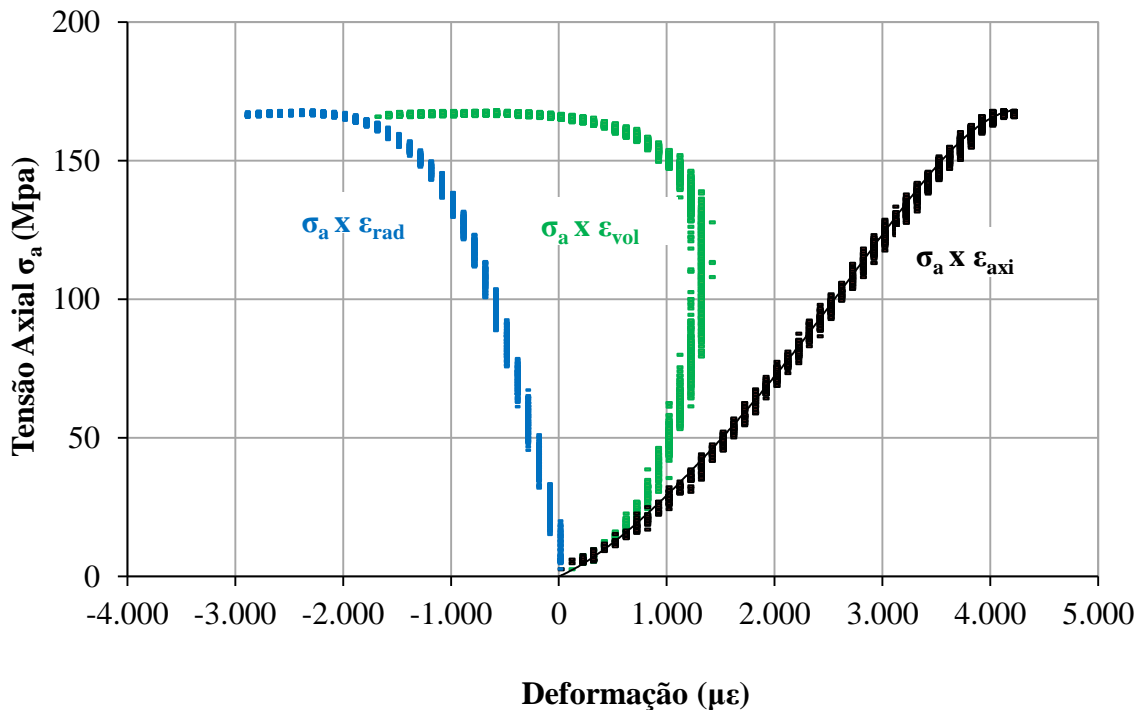


Figura C. 9 – Compressão uniaxial UNIX1233-Gr.

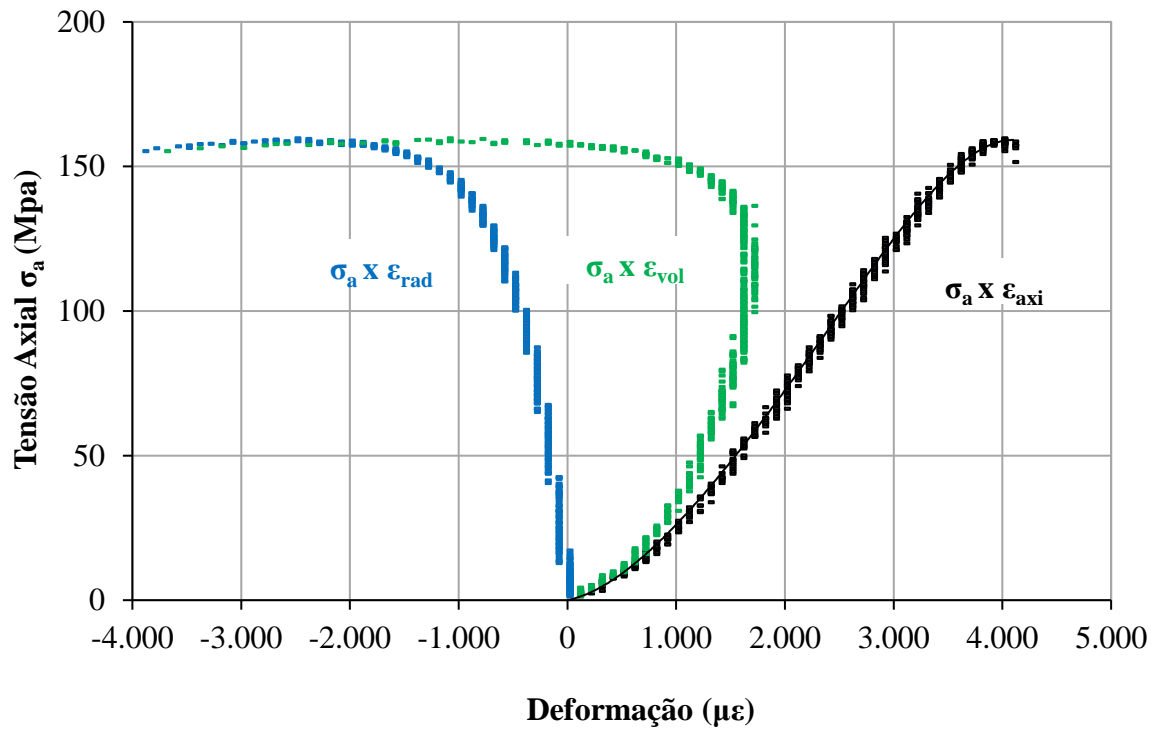


Figura C. 10 - Compressão uniaxial UNIX1235-Gr.

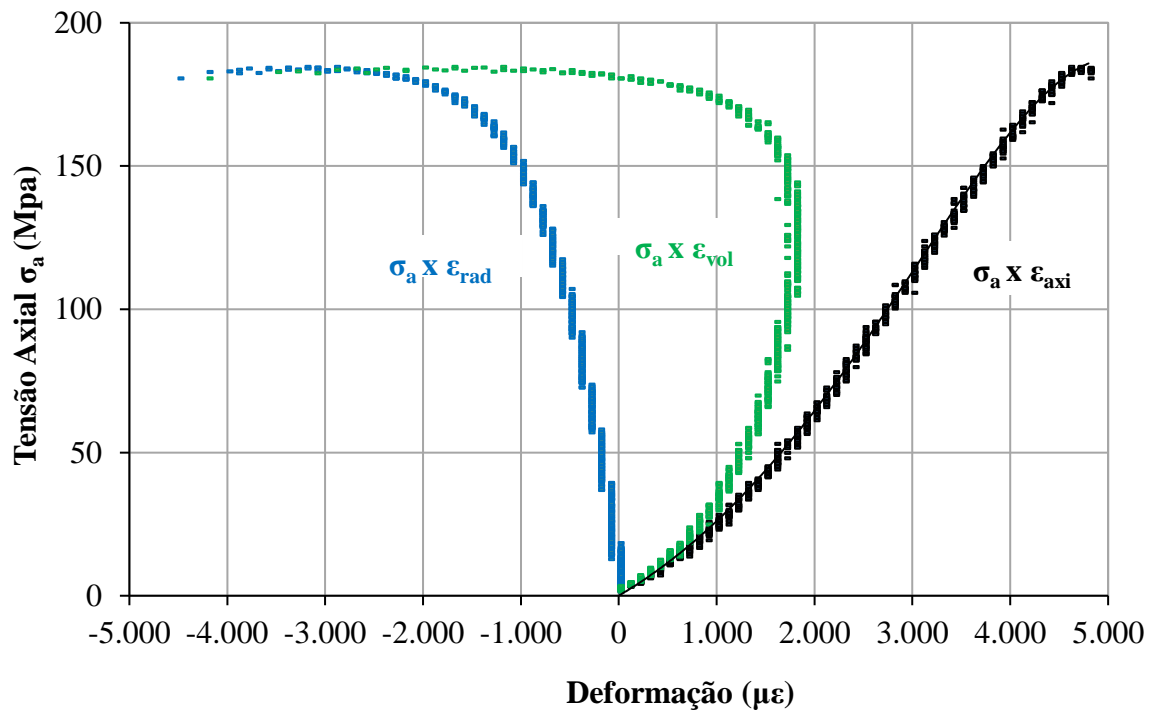


Figura C. 11 - Compressão uniaxial UNIX1236-Gr.

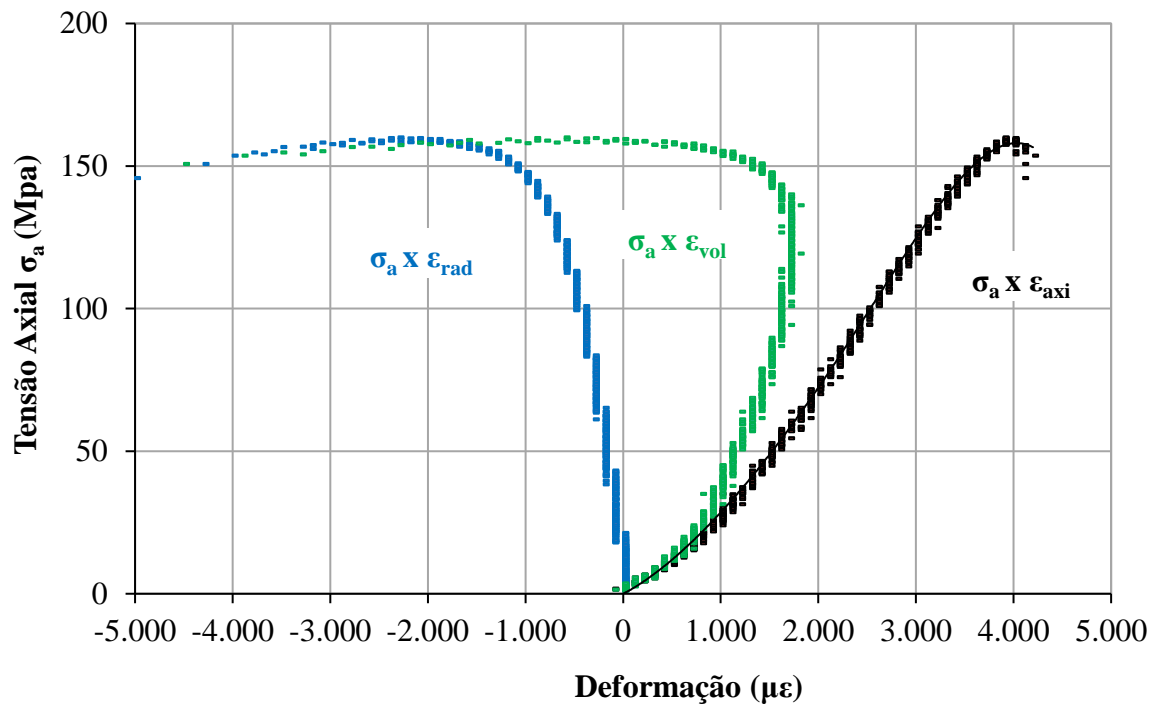


Figura C. 12 - Compressão uniaxial UNIX1237-Gr.

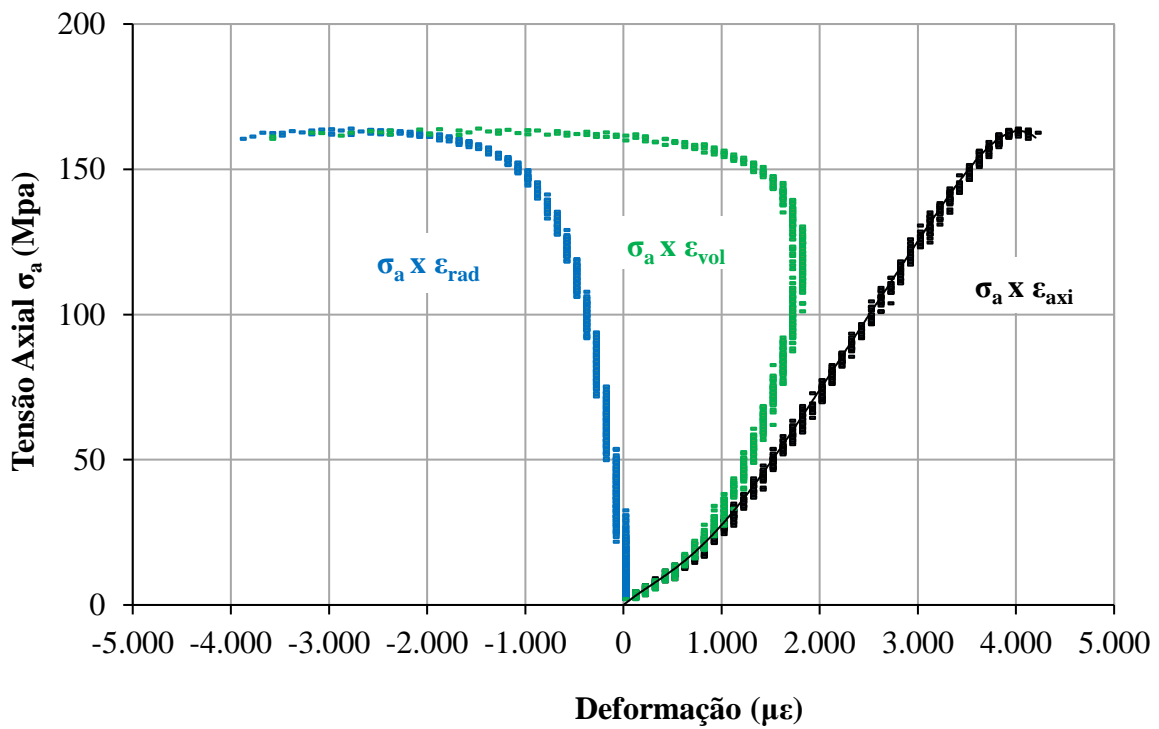


Figura C. 13 - Compressão uniaxial UNIX1238-Gr.

C.4.2. Gnaisse da AHE Itapebi

A Tabela C.7 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão uniaxial com o gnaisse. As Figuras C.14 a C.18 apresentam gráficos tensão axial vs. deformações axial, radial e volumétrica desses ensaios (FURNAS, 2003).

Tabela C.7 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial com o gnaisse.

Identificação	Ruptura		E_{50u} GPa	ν
	σ_c Mpa	ϵ_{axi} $\mu\epsilon$		
UNIXA-Gn	49,8	3800	12,8	0,20
UNIXB-Gn	46,9	4000	11,8	0,23
UNIXC-Gn	52,7	4500	11,7	0,20
UNIXD-Gn	55,7	4500	14,4	0,24
UNIXE-Gn ⁽¹⁾	85,2	3125	27,1	0,20
Média	51,3	-	12,7	0,2

(1) Não considerado na determinação da média.

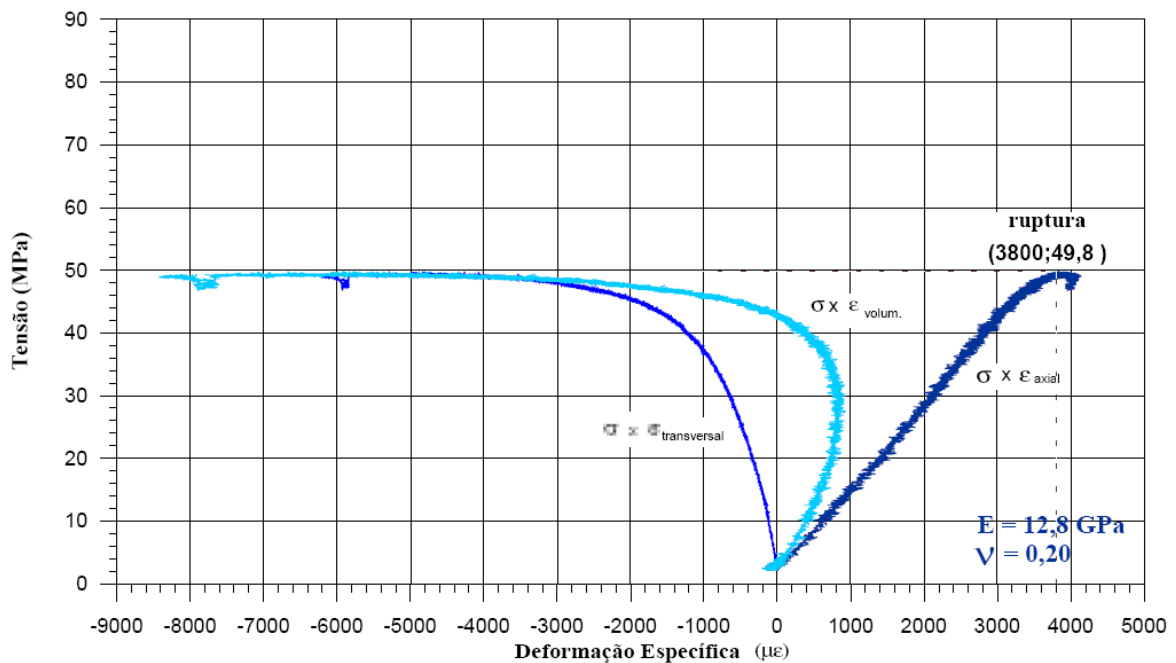


Figura C. 14 - Compressão uniaxial UNIXA-Gn.

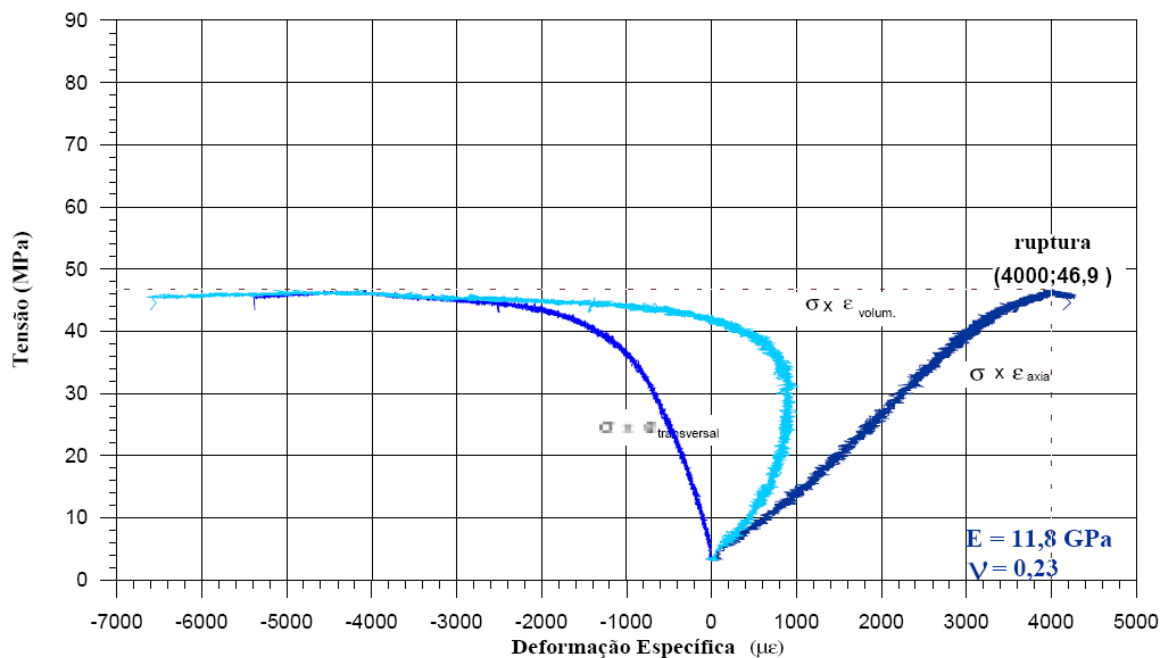


Figura C. 15 - Compressão uniaxial UNIXB-Gn.

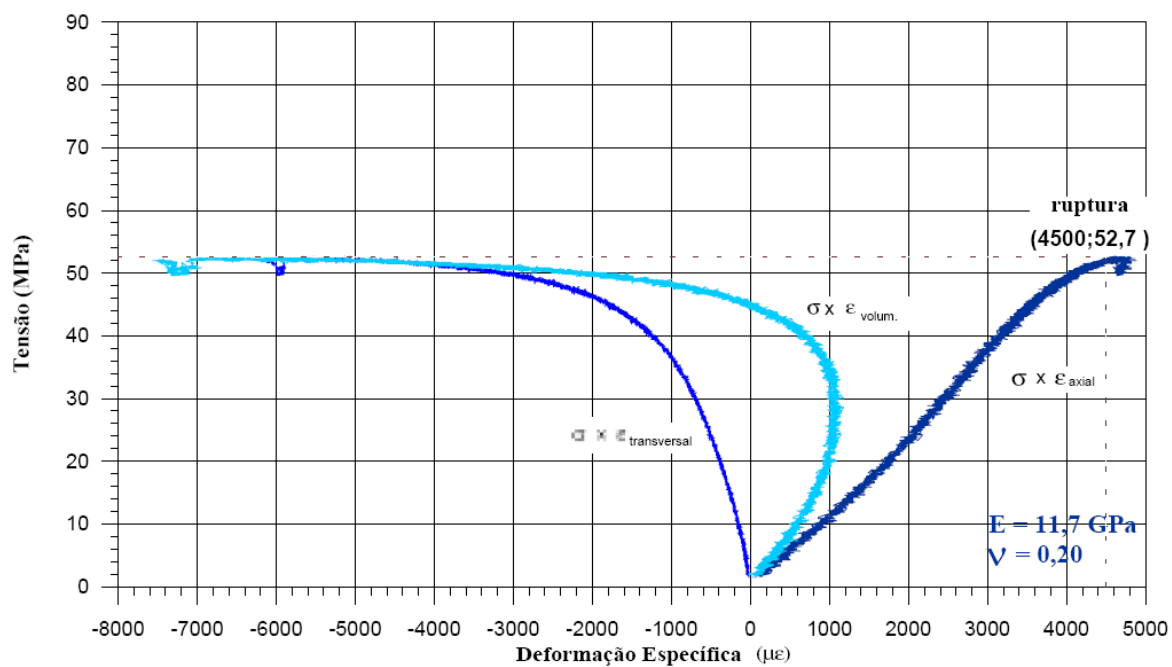


Figura C. 16 - Compressão uniaxial UNIXC-Gn.

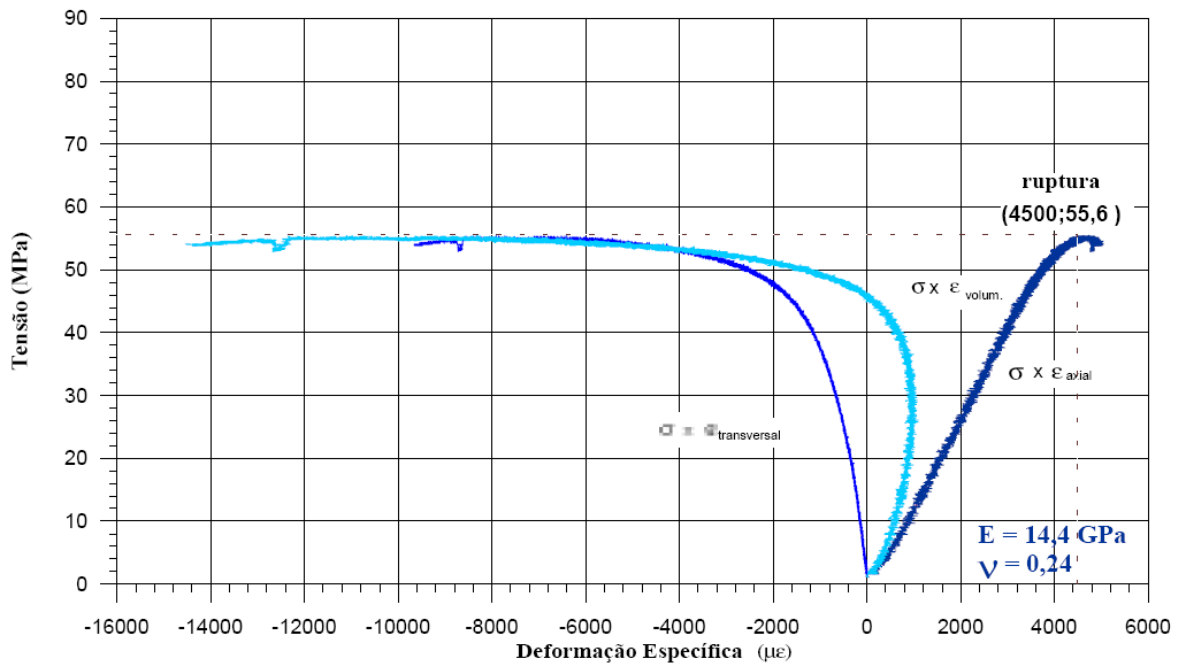


Figura C. 17 - Compressão uniaxial UNIXD-Gn.

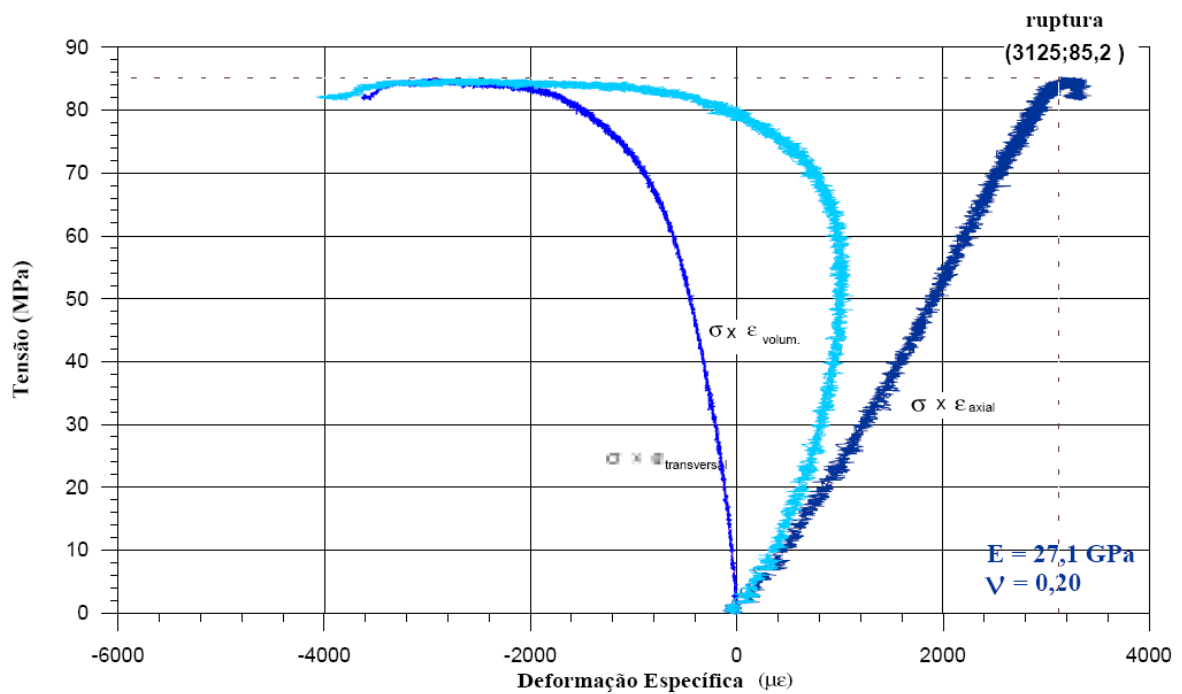


Figura C. 18 - Compressão uniaxial UNIXE-Gn.

C.4.3. Basalto da UHE Campos Novos

A Tabela C.8 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão uniaxial com o basalto denso (BD) e a brecha basáltica (BB). As Figuras C.19 a C.23 apresentam gráficos tensão axial vs. deformações axial, radial e volumétrica dos ensaios com o basalto denso e as Figuras C.24 a C.28 com a brecha basáltica.

Tabela C. 8 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial com o basalto.

Identificação	Ruptura		E_{50u} GPa	ν
	σ_c Mpa	ϵ_{axi} $\mu\epsilon$		
UNIX1264-BD	261,0	4500	68,0	0,12
UNIX1278-BD	275,8	5000	69,0	0,21
UNIX1290-BD	237,1	3800	64,0	0,20
UNIX1275-BD ⁽¹⁾	217,6	3300	71,0	0,23
UNIX1289-BD ⁽¹⁾	152,6	2600	65,0	0,20
Média	258,0	-	67,0	0,18
UNIX1286-BB	80,3	3200	29,0	0,13
UNIX1287-BB	87,2	3400	28,0	0,13
UNIX1288-BB	90,3	3400	33,0	0,13
UNIX1291-BB	59,4	2300	32,0	0,18
UNIX1292-BB	56,8	2800	23,0	0,20
UNIX1A-BB ⁽²⁾	56,2	3255	18,4	-
UNIX1B-BB ⁽²⁾	51,5	2850	21,0	0,12
UNIX1C-BB ⁽²⁾	93,9	4125	24,4	-
Média	72,0	-	26,1	0,15

(1) Não considerado na determinação da média.

(2) FURNAS (2003).

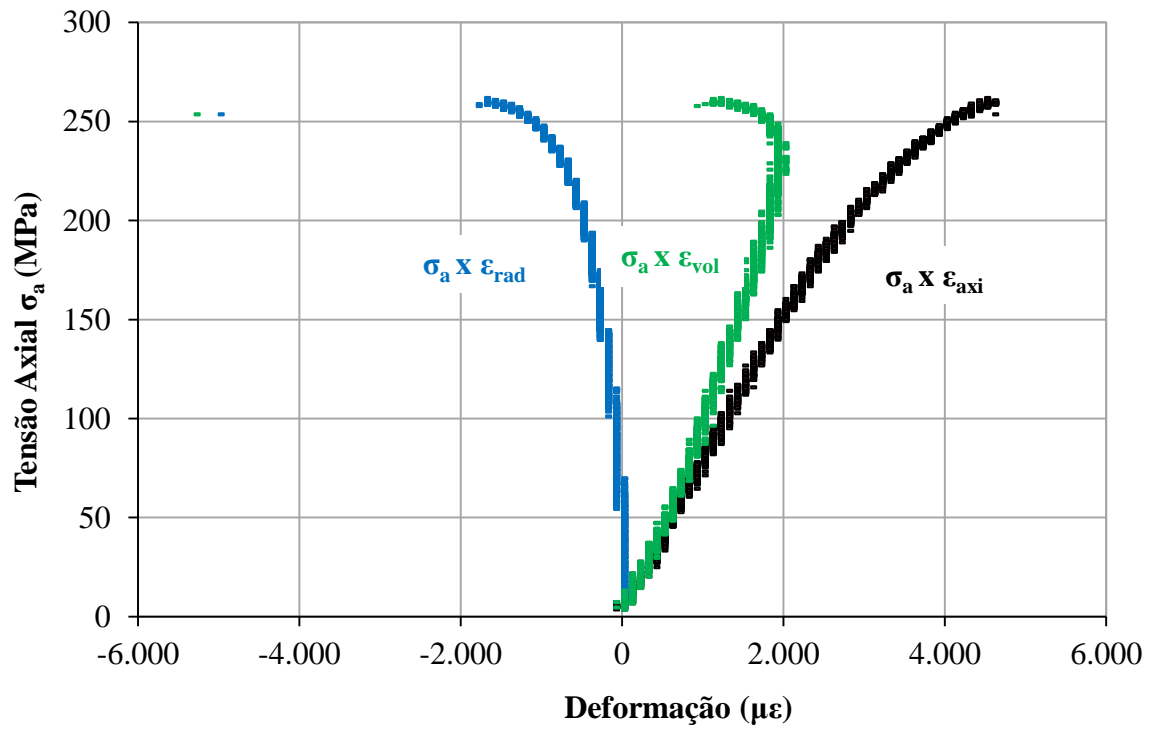


Figura C. 19 - Compressão uniaxial UNIX1264-BD.

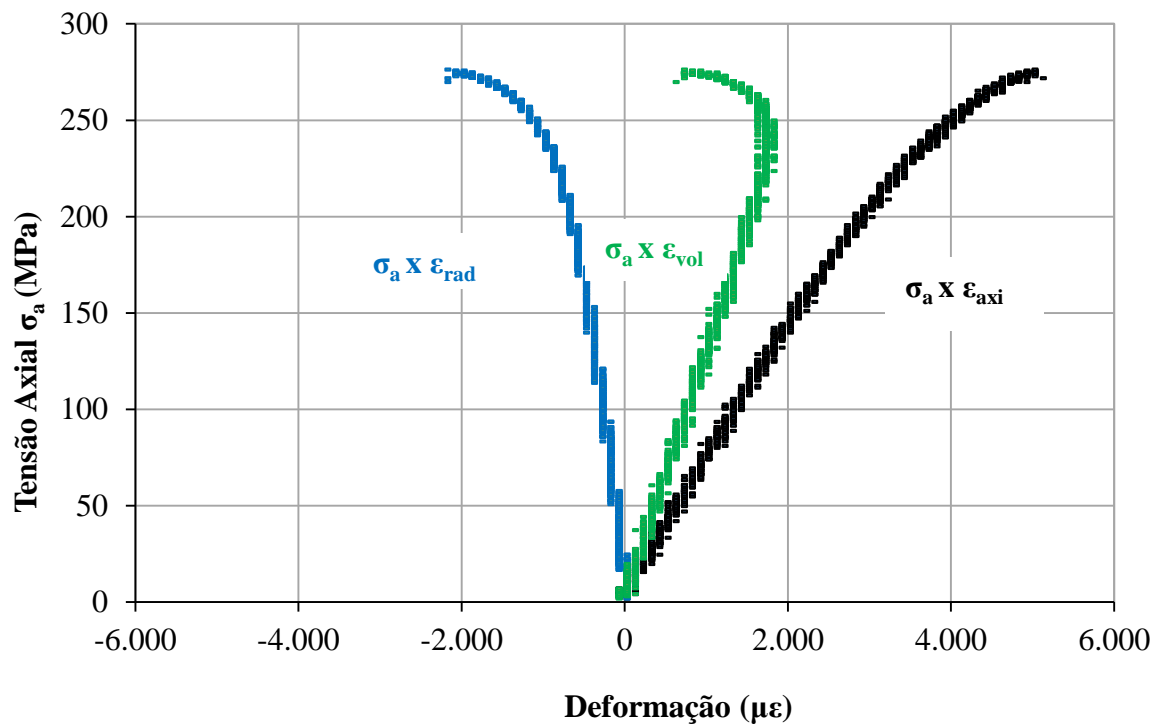


Figura C. 20 - Compressão uniaxial UNIX1278-BD.

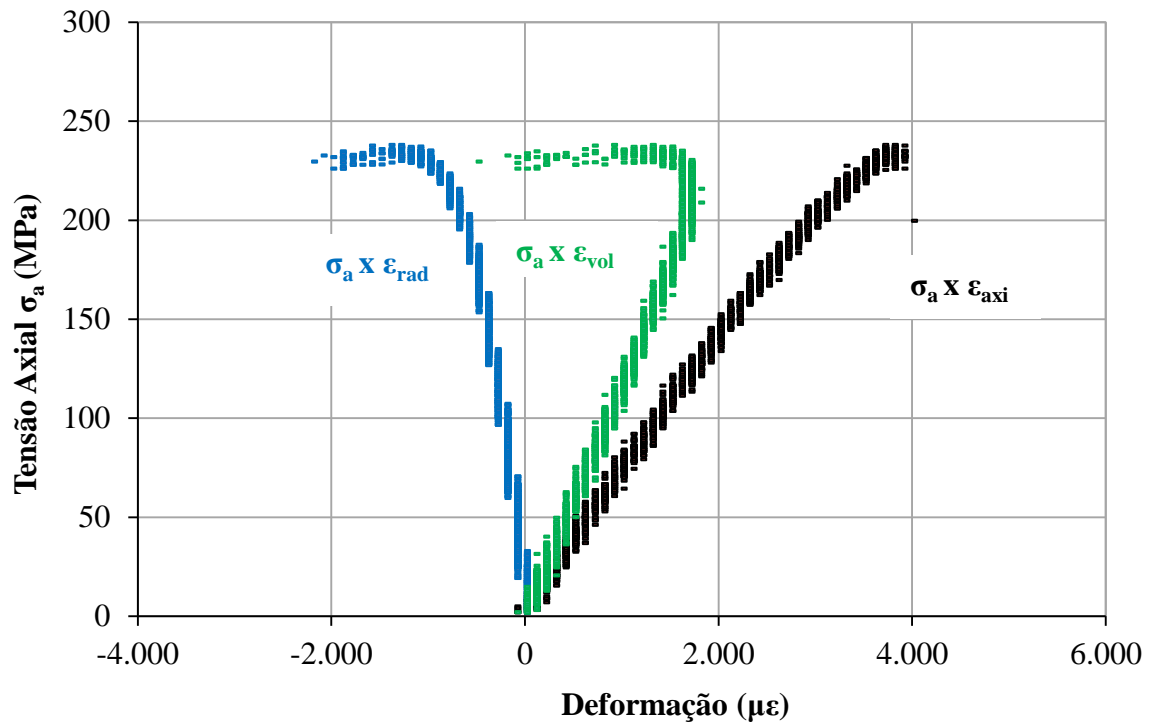


Figura C. 21 - Compressão uniaxial UNIX1290-BD.

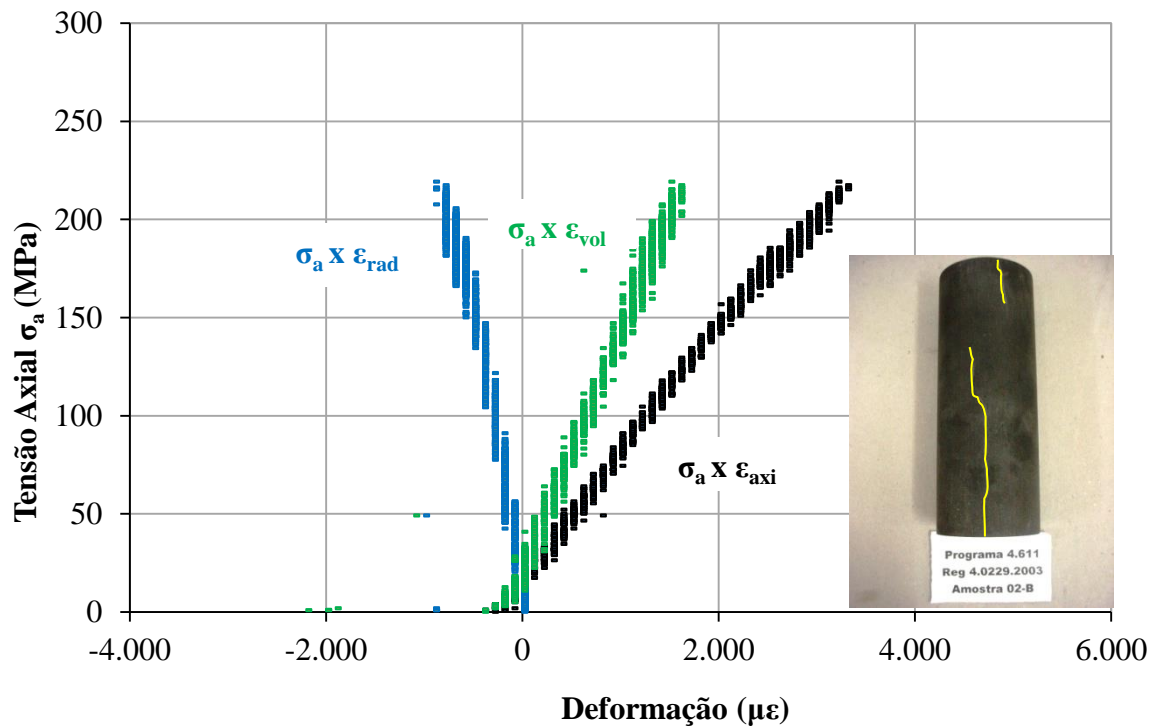


Figura C. 22 - Compressão uniaxial UNIX1275-BD e foto mostrando micro-fissuras preenchidas (marcadas de amarelo).

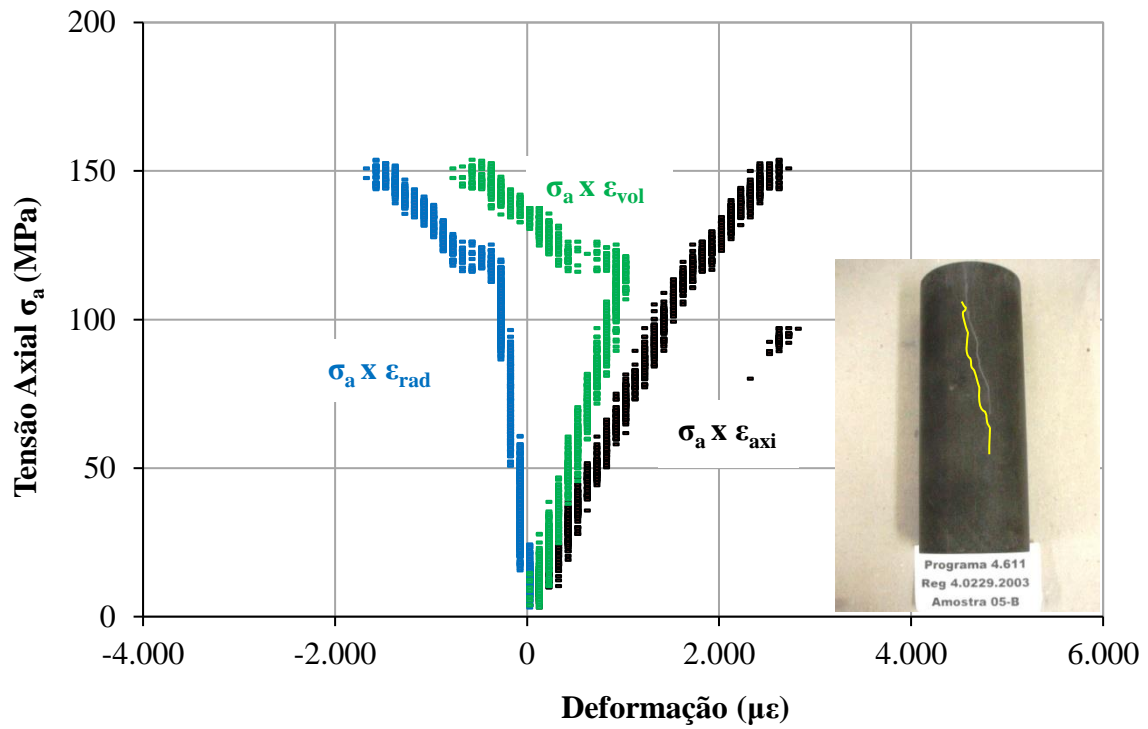


Figura C. 23 - Compressão uniaxial UNIX1289-BD e foto mostrando micro-fissuras preenchidas (marcadas de amarelo).

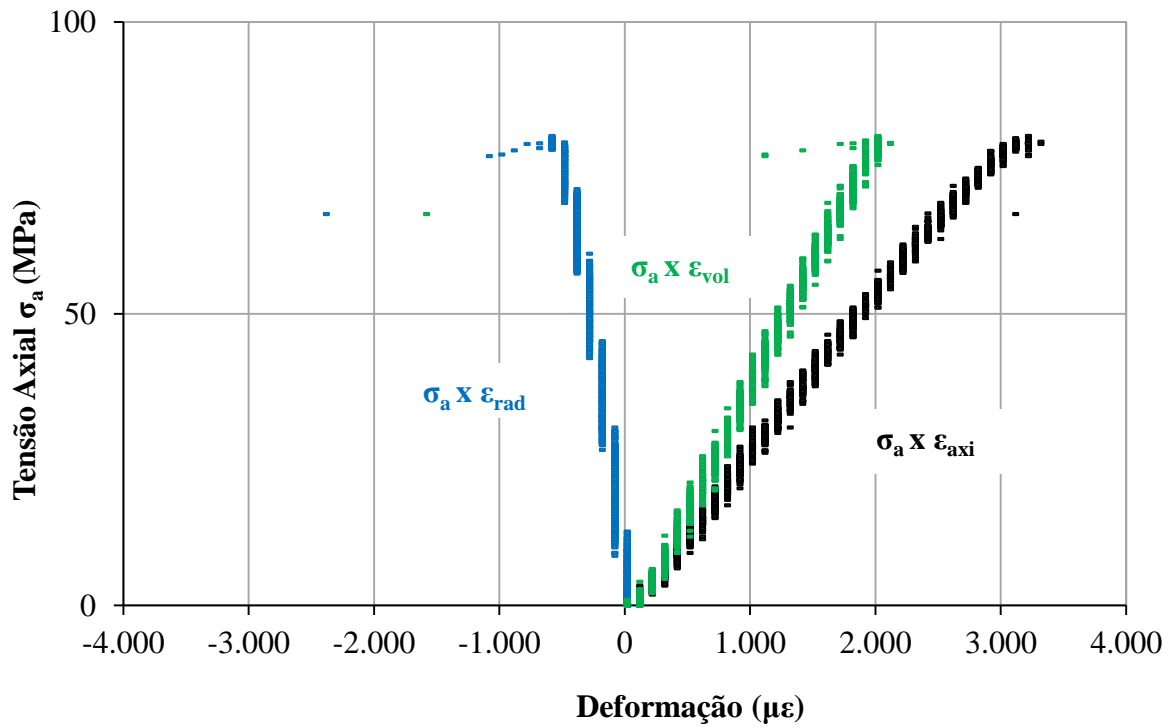


Figura C. 24 - Compressão uniaxial UNIX1286-BB.

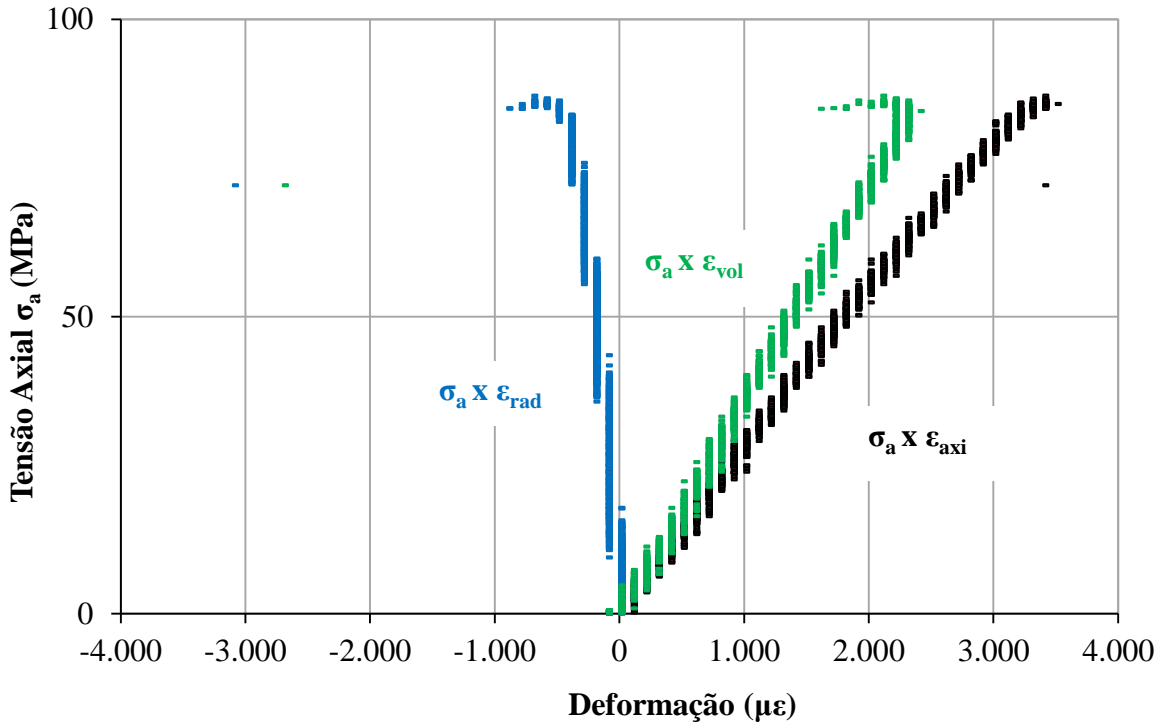


Figura C. 25 - Compressão uniaxial UNIX1287-BB.

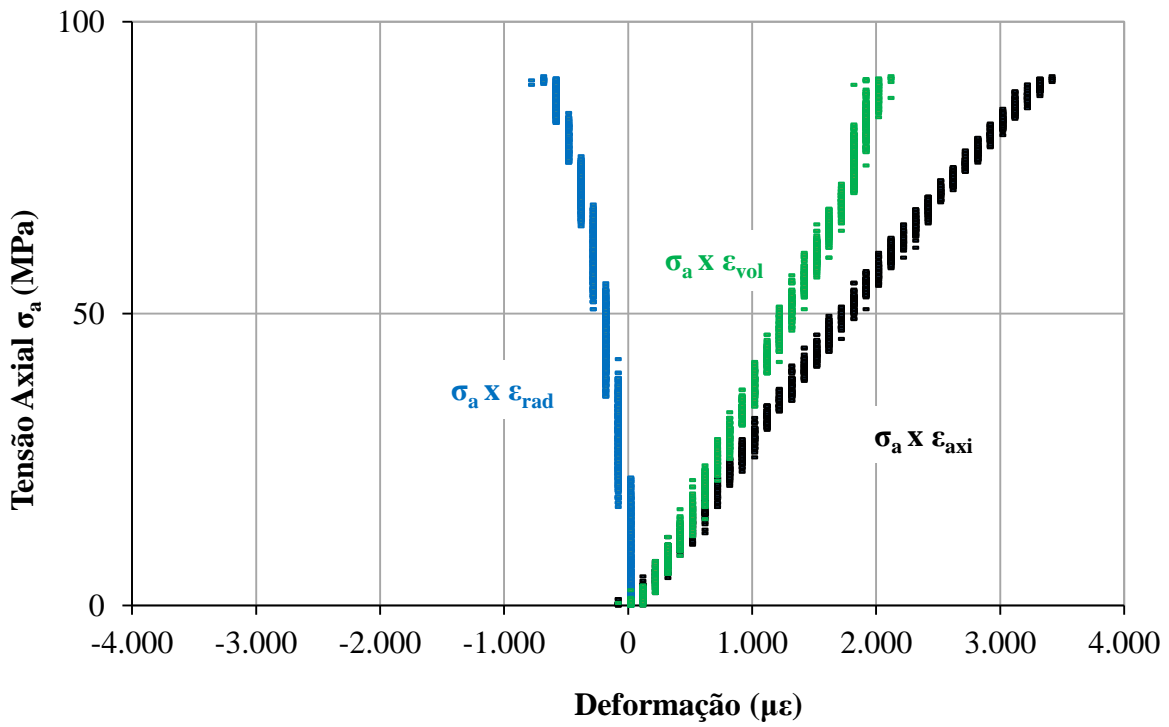


Figura C. 26 - Compressão uniaxial UNIX1288-BB.

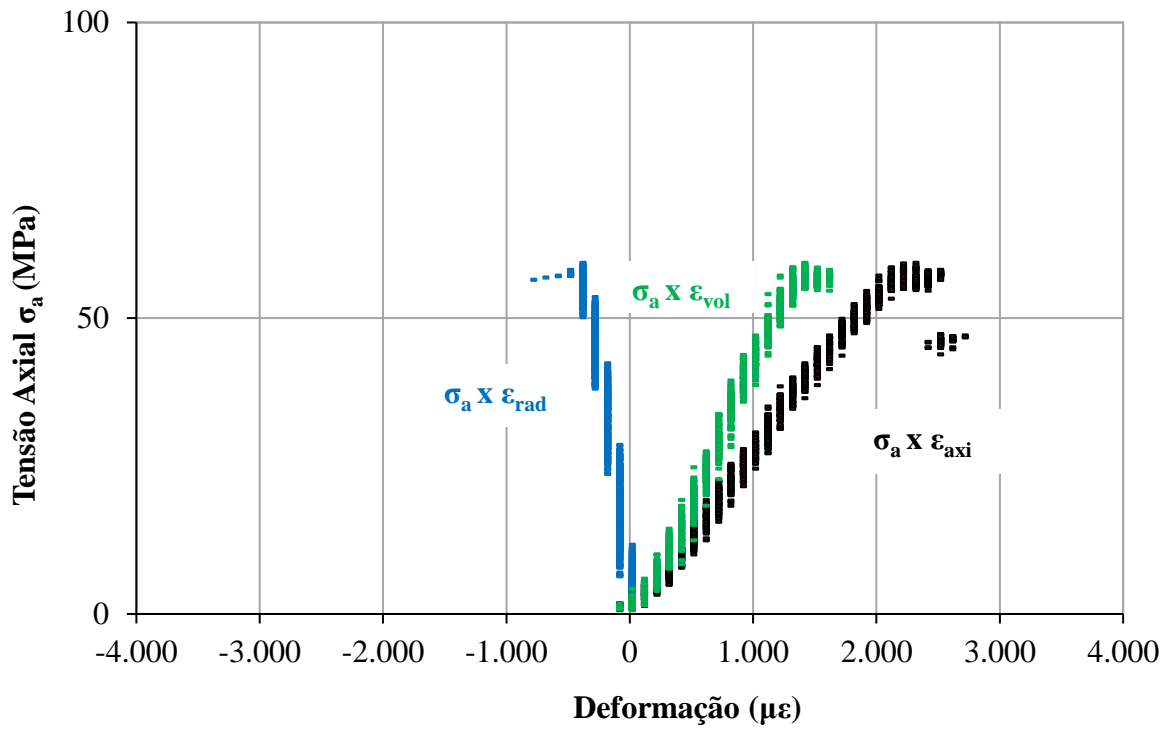


Figura C. 27 - Compressão uniaxial UNIX1291-BB.

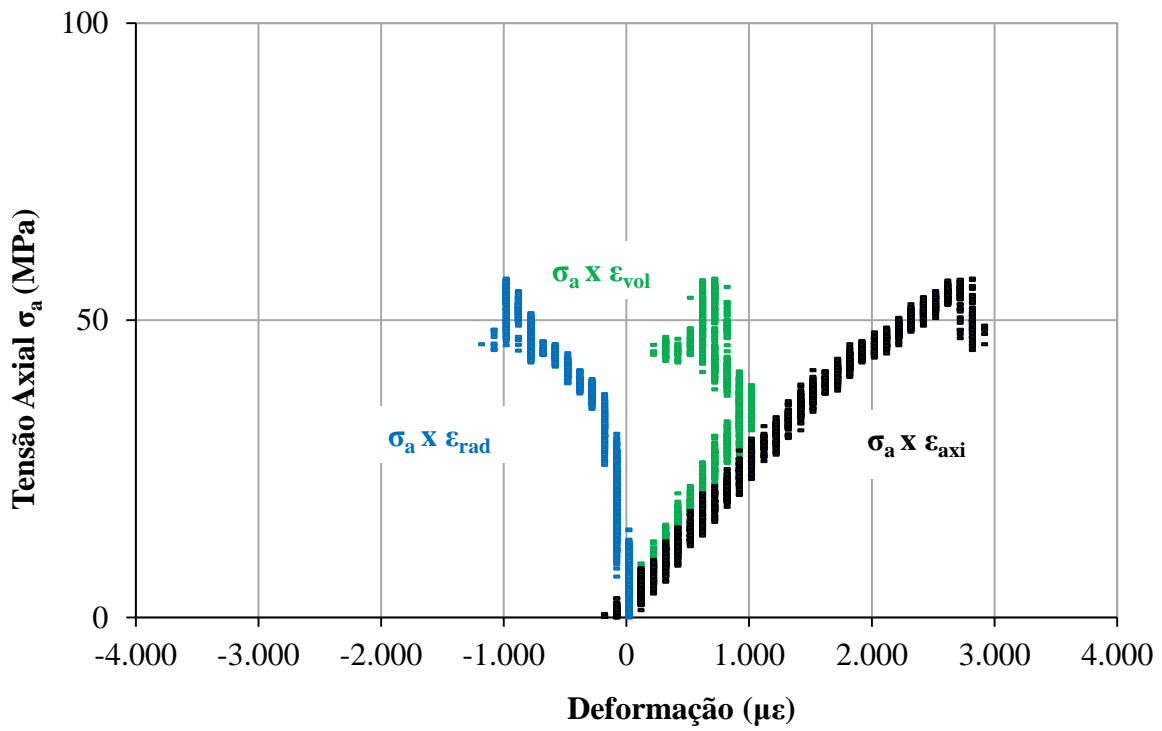


Figura C. 28 - Compressão uniaxial UNIX1292-BB.

C.4.4. Metassilito do APM Manso

A Tabela C.9 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão uniaxial com o metassilito, material A (MsA) e material B (MsB) (FURNAS, 2003).

Tabela C. 9 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial com o metassilito.

Identificação	Ruptura		E _{50u} GPa	ν
	σ _c Mpa	ε _{axi} με		
UNIX1A-MsA	88,5	7500	-	-
UNIX1B-MsA	88,3	6600	15,2	0,13
UNIX1C-MsA	88,8	6650	14,8	0,13
Média	88,5	-	15,0	0,13
UNIX2A-MsB	41,7	3200	-	-
UNIX2B-MsB	41	3400	-	-
UNIX2C-MsB	35,9	3000	12,3	-
Média	39,5	-	12,3	-

C.4.5. Biotita Gnaiss da UHE Peixe Angical

A Tabela C.10 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão uniaxial com a biotita gnaiss.

Tabela C. 10 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial com a biotita gnaiss.

Identificação	Vl m/s	Ruptura		E _{50u} GPa
		σ _c Mpa	ε _{axi} με	
UNIX1-BG	5885	160,1	2650	69
UNIX2-BG	5886	147,2	2650	64
UNIX3-BG	5787	121,6	2000	64
UNIX4-BG	5787	162,0	2835	63
Média	5836	147,7	-	65,0

C.5. COMPRESSÃO TRIAXIAL

C.5.1. Granito da UHE Serra da Mesa

A Tabela C.11 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão triaxial com o granito. As Figuras C.29 a C.34 apresentam gráficos tensão axial vs. deformações axial, radial e volumétrica desses ensaios.

Tabela C. 11 - Resultados dos ensaios de compressão triaxial com o granito.

Identificação	V ₁ m/s	Ruptura			E _{50T} GPa	ν
		σ ₃ ' Mpa	σ _{dr} Mpa	ε _{axi} με		
TRI459-Gr	3259	0,5	181,0	4600	46	0,17
TRI462-Gr	3395	2,0	203,7	4900	48	0,17
TRI464-Gr	2760	4,0	211,4	5200	56	0,08
TRI465-Gr	2815	7,0	244,3	5600	58	0,12
TRI470-Gr	2770	15,0	318,6	7100	55	0,17
TRI520-Gr	2852	30	435,3	8200	62	0,21

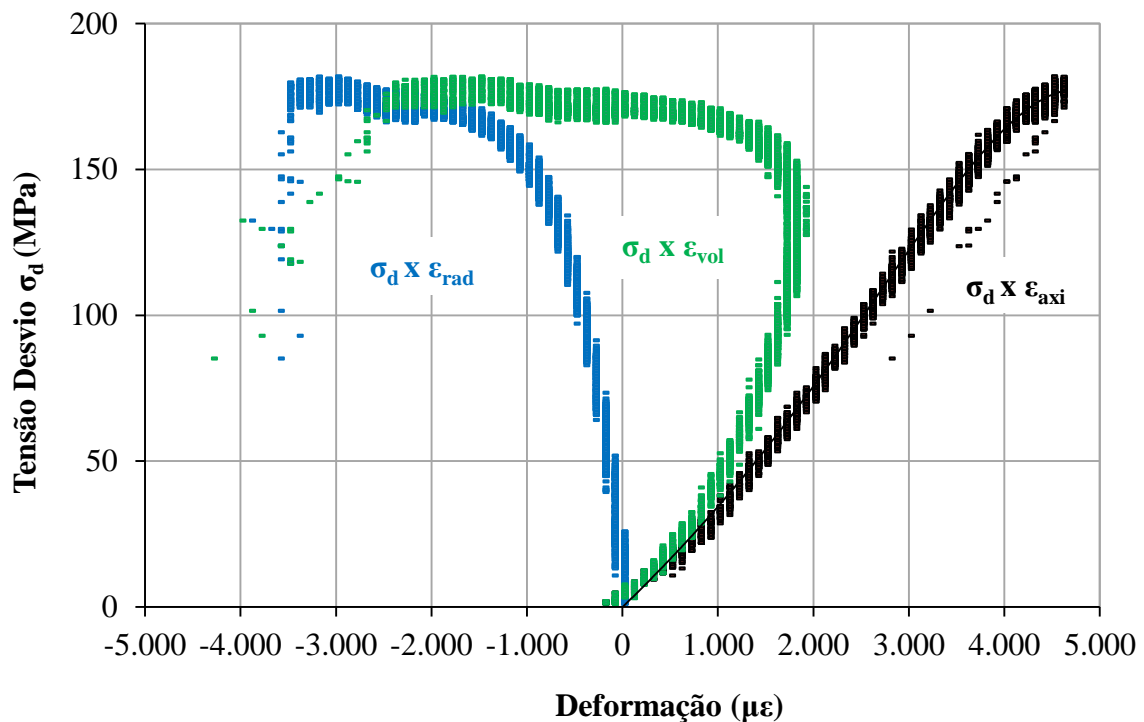


Figura C. 29 – Compressão triaxial TRI459-Gr.

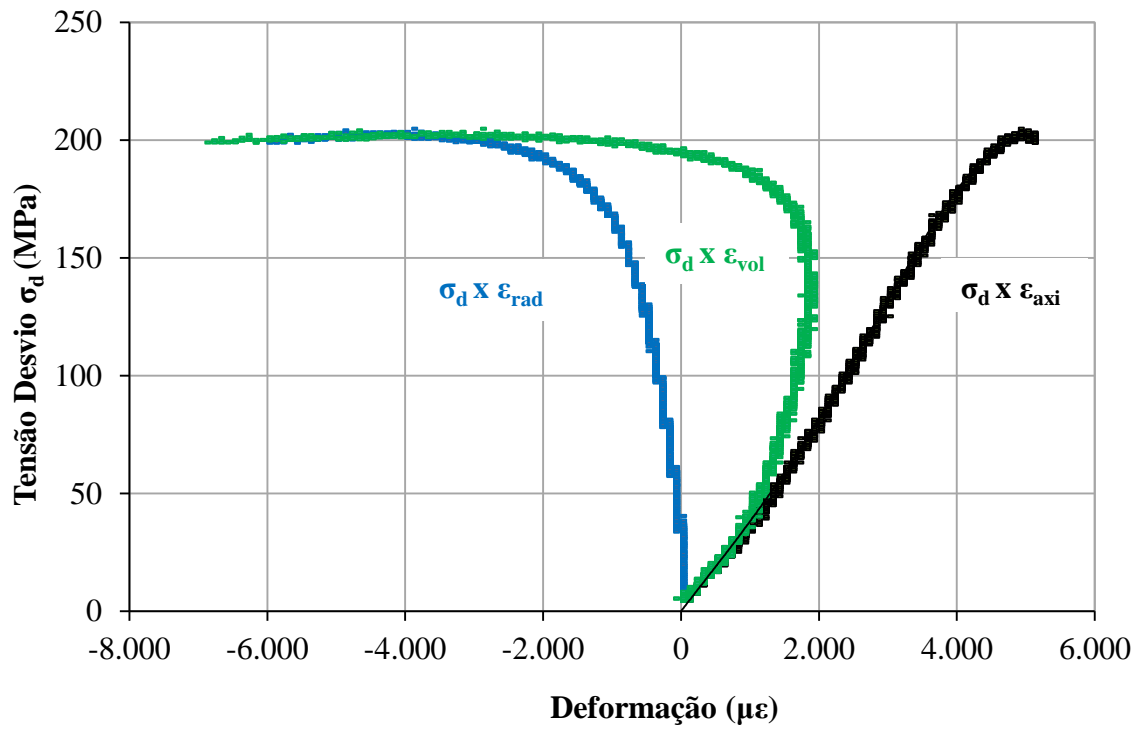


Figura C. 30 - Compressão triaxial TRI462-Gr.

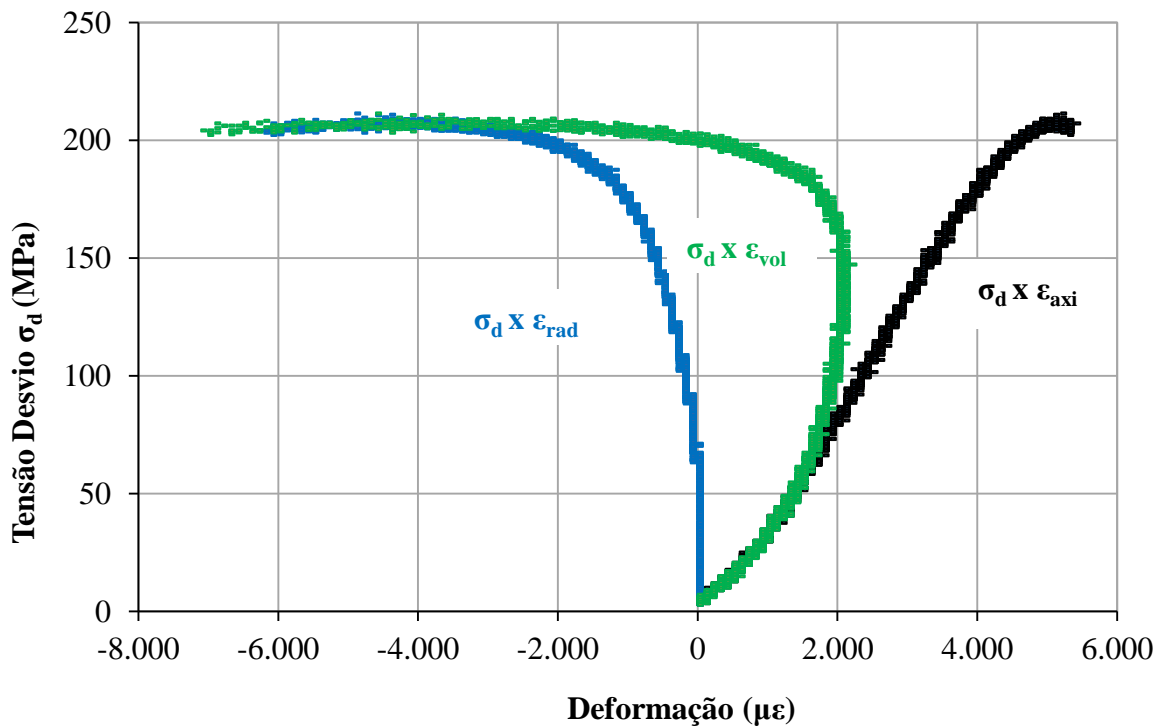


Figura C. 31 - Compressão triaxial TRI464-Gr.

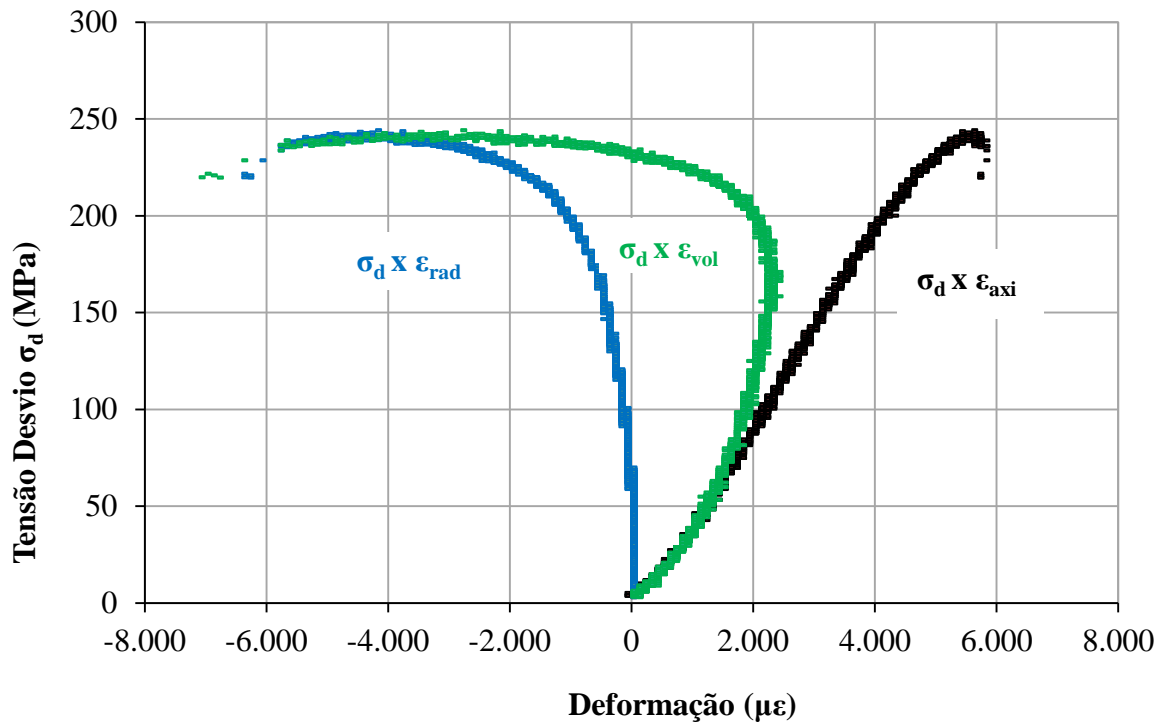


Figura C. 32 - Compressão triaxial TRI465-Gr.

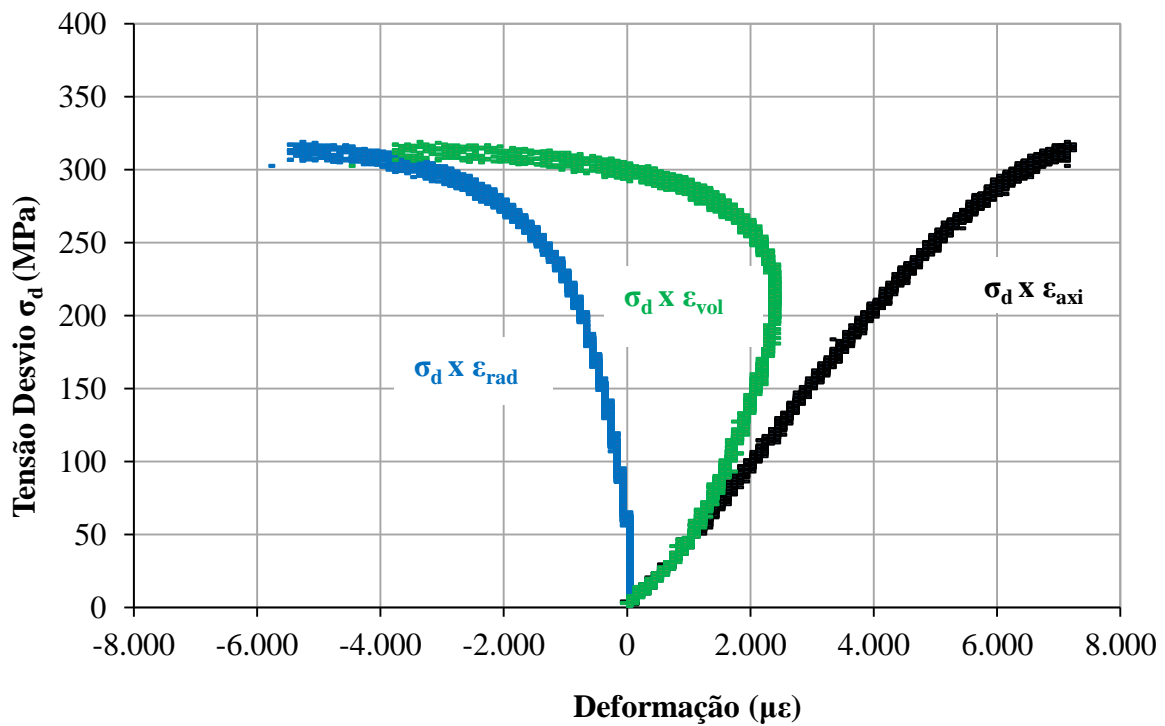


Figura C. 33 - Compressão triaxial TRI470-Gr.

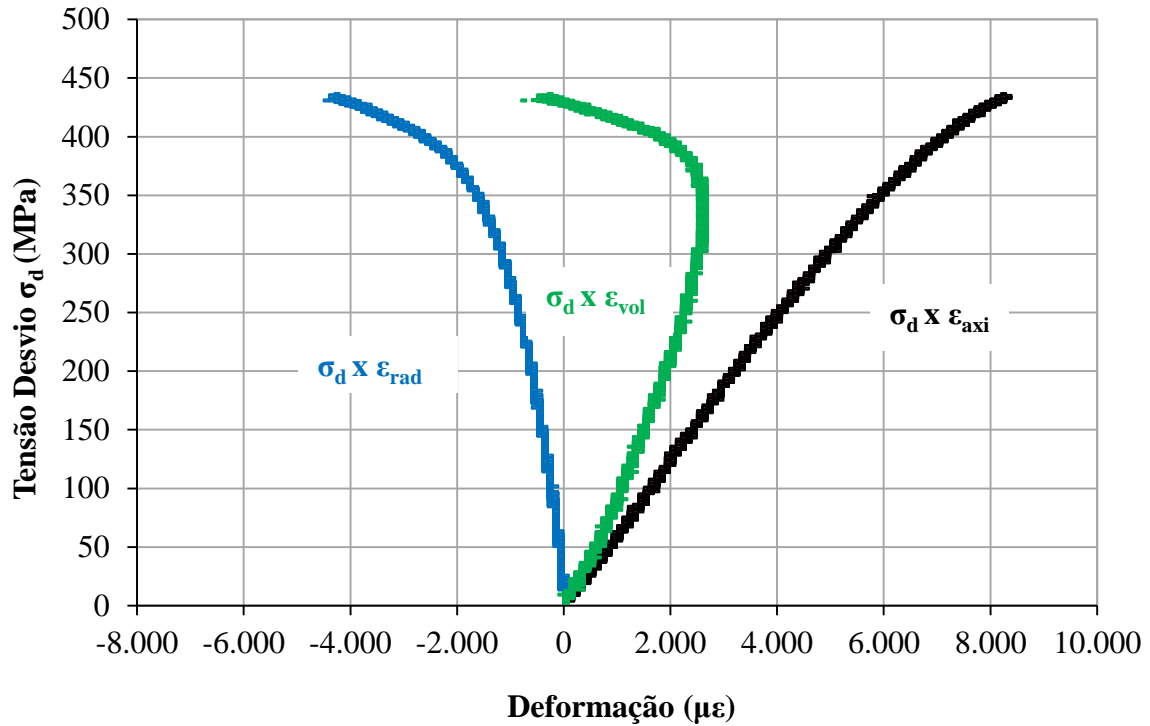


Figura C. 34 - Compressão triaxial TRI520-Gr.

C.5.2. Gnaisse da AHE Itapebi

A Tabela C.12 apresenta resumo dos resultados de ensaios de compressão triaxial com o gnaisse. As Figuras C.35 a C.40 apresentam gráficos tensão axial vs. deformações axial, radial e volumétrica desses ensaios.

Tabela C. 12 - Resultados dos ensaios de compressão triaxial com o gnaisse.

Identificação	Ruptura			E_{50T} GPa	ν
	σ_3' Mpa	σ_{dr} Mpa	ϵ_{axi} $\mu\epsilon$		
TRI471-Gn	1,0	126,8	4100	35	0,15
TRI472-Gn	2,0	151,4	4900	40	0,13
TRI473-Gn	4,0	167,7	5200	40	0,21
TRI474-Gn	7,0	218,0	6000	45	0,22
TRI521-Gn	15,0	283,5	7100	47	0,23
TRI522-Gn	30,0	331,2	10600	37	0,19

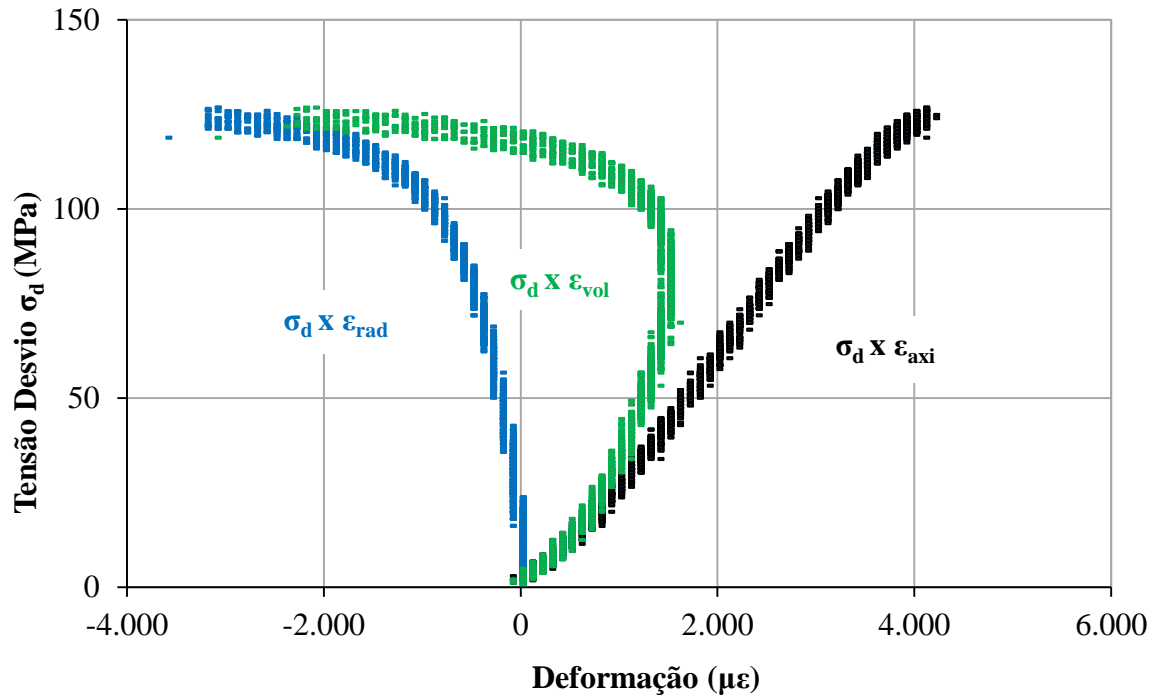


Figura C. 35 - Compressão triaxial TRI471-Gn.

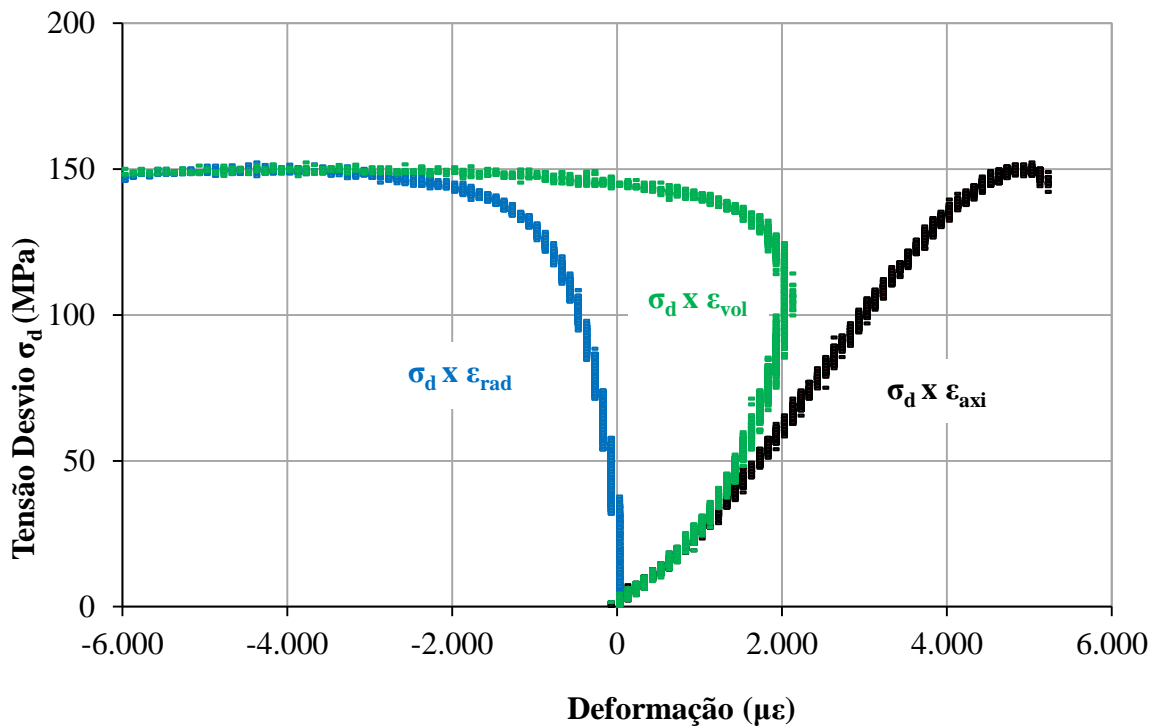


Figura C. 36 - Compressão triaxial TRI472-Gn.

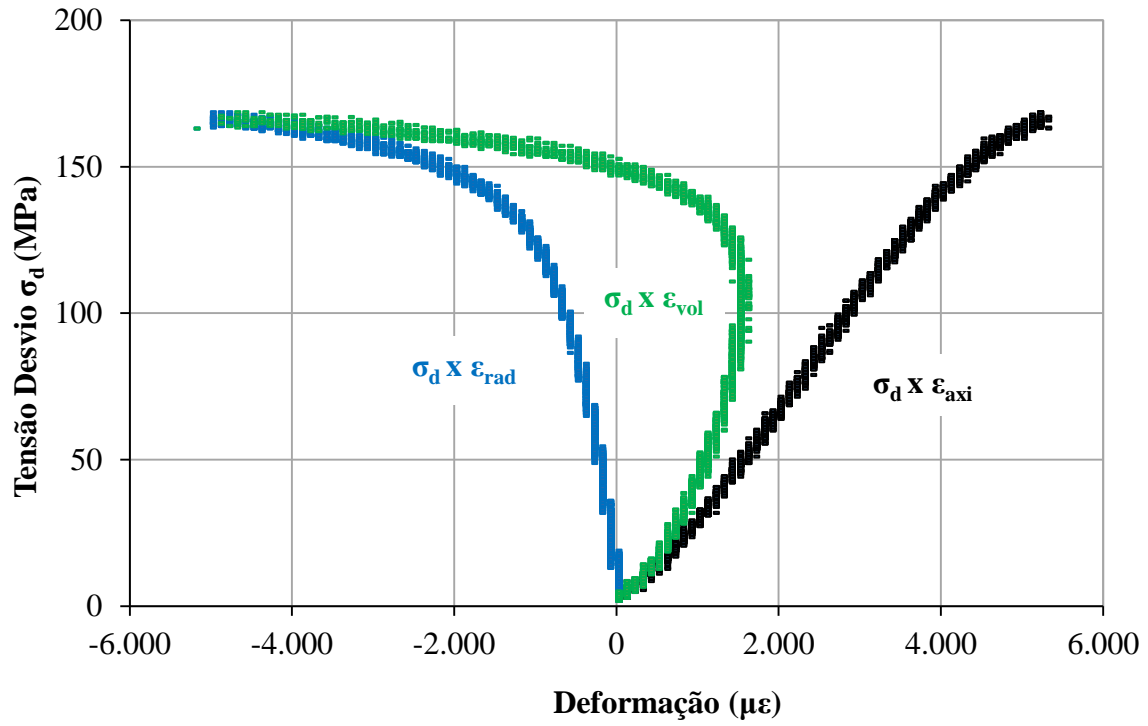


Figura C. 37 - Compressão triaxial TRI473-Gn.

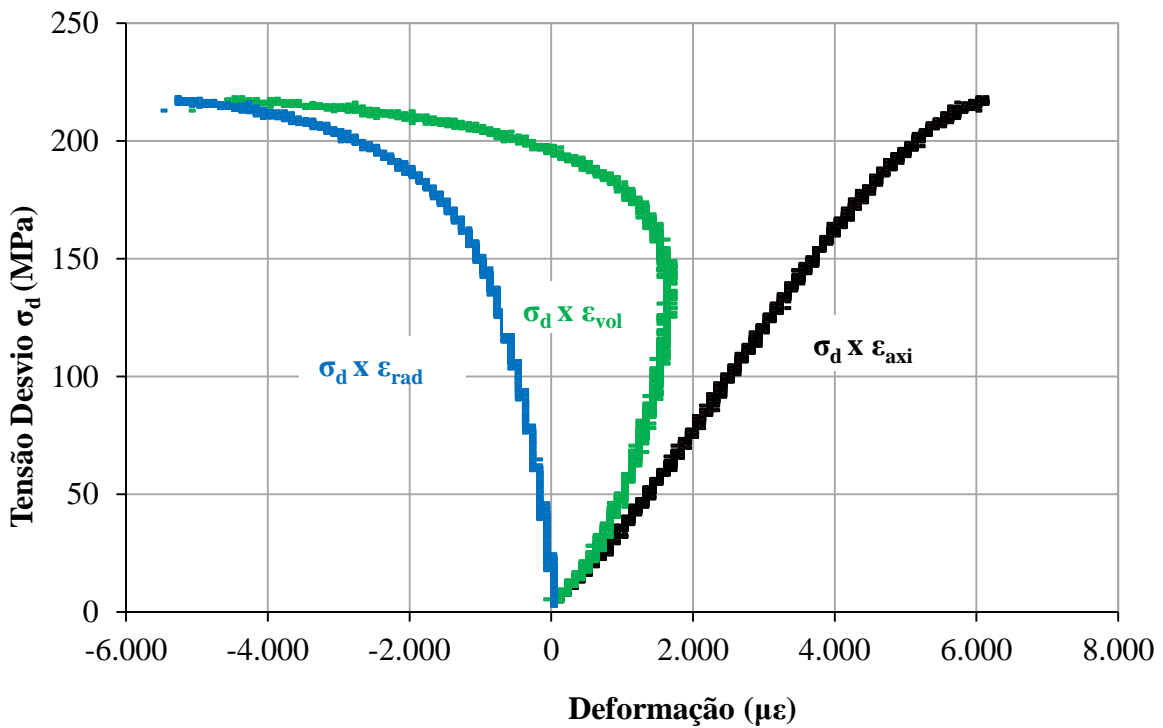


Figura C. 38 - Compressão triaxial TRI474-Gn.

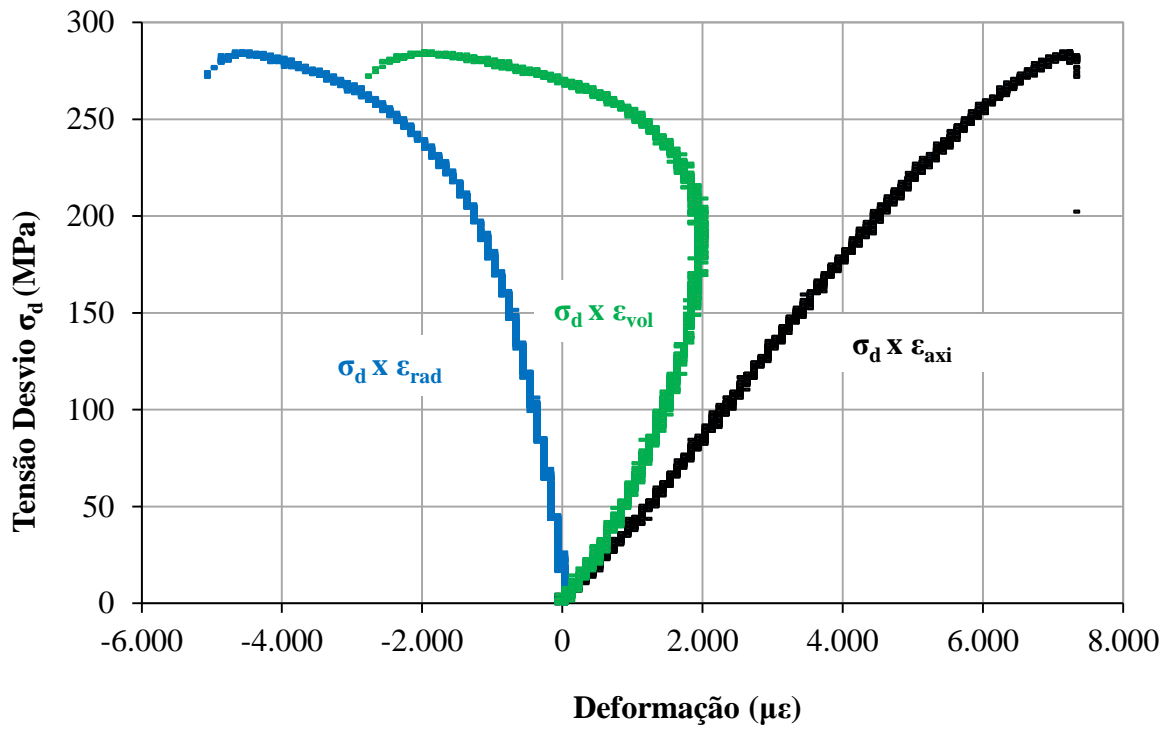


Figura C. 39 - Compressão triaxial TRI521-Gn.

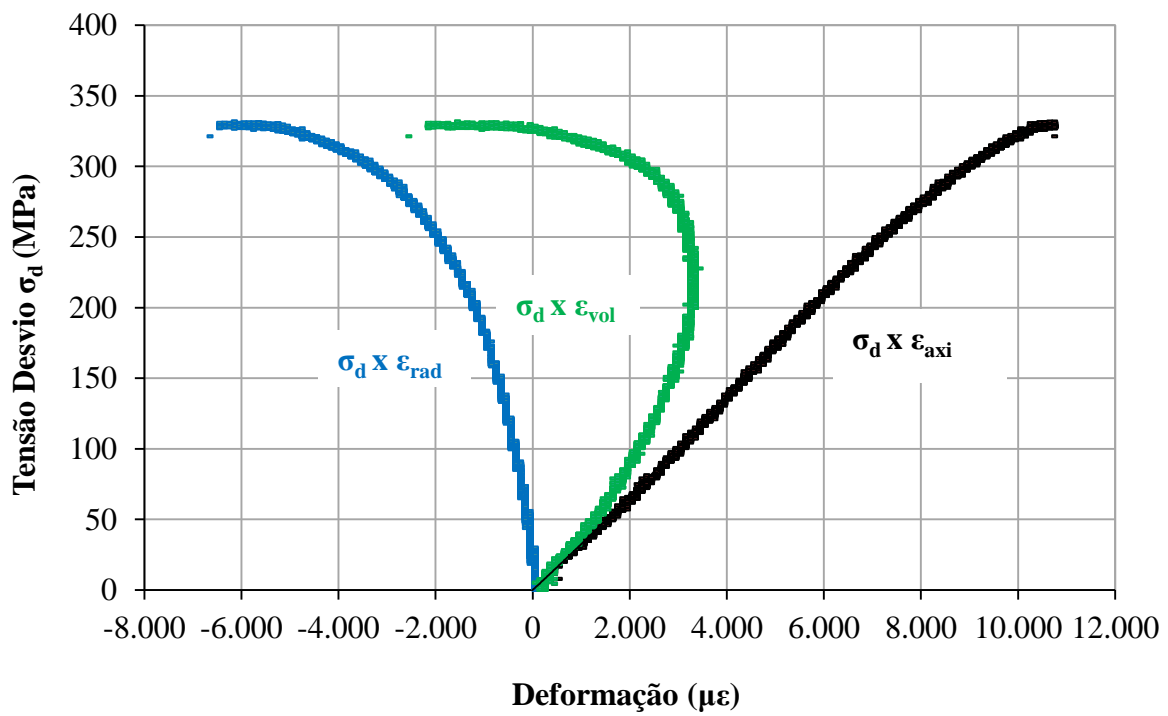


Figura C. 40 - Compressão triaxial TRI522-Gn.

D. RESULTADOS DOS ENSAIOS COM ENROCAMENTO

D.1. COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL

Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional são apresentados como gráficos tensão efetiva vertical (σ_v') vs. deformação vertical (ϵ_v) da altura total da amostra (H_c), σ_v' vs. ϵ_v ($2/3 H_c$), σ_v' vs. ϵ_v ($1/3 H_c$), índice de vazios (e) vs. σ_v' , coeficiente de empuxo (K_{un}) vs. σ_v' e tensão no topo/tensão na base vs. σ_v' .

Para o granito (Gr) de Serra da Mesa o gráfico σ_v' vs. ϵ_v apresenta os dados obtidos do ensaio sem interpretações, ou seja, apresenta as deformações imediatas após o acréscimo de tensão e aquelas ao longo do tempo (patamares), que indicam a deformação sofrida mantendo-se a carga constante até estabilização das leituras. Apresenta também curva resultante do ajuste à deformação máxima após cada incremento de tensão (destacada em vermelho), representada por equação polinomial que permitiu a interpretação do módulo tangente.

Como interpretações dos ensaios são apresentados gráficos da variação do índice de vazios (Δe_T) vs. σ_v' , do módulo secante vs. σ_v' e do módulo tangente (D_{un}) vs. σ_v' . A variação do índice de vazios para cada incremento de tensão é dada pela equação a seguir:

$$\Delta e_T = \frac{\Delta e_2}{1 + e_0} \quad (\text{D. 1})$$

onde,

Δe_2 = variação do índice de vazios entre acréscimos de tensão;
 e_0 = índice de vazios inicial da amostra.

O módulo tangente é dado pela seguinte equação:

$$D_{un} = \frac{d\sigma_v'}{d\epsilon_v} \quad (\text{D. 2})$$

O procedimento de ensaio é apresentado no Item 3.3.2.3.1 As características dos corpos de prova e sua identificação são apresentadas no Item 3.3.2.3. As Figuras D.1 a D.136 apresentam os resultados dos ensaios de compressão unidimensional.

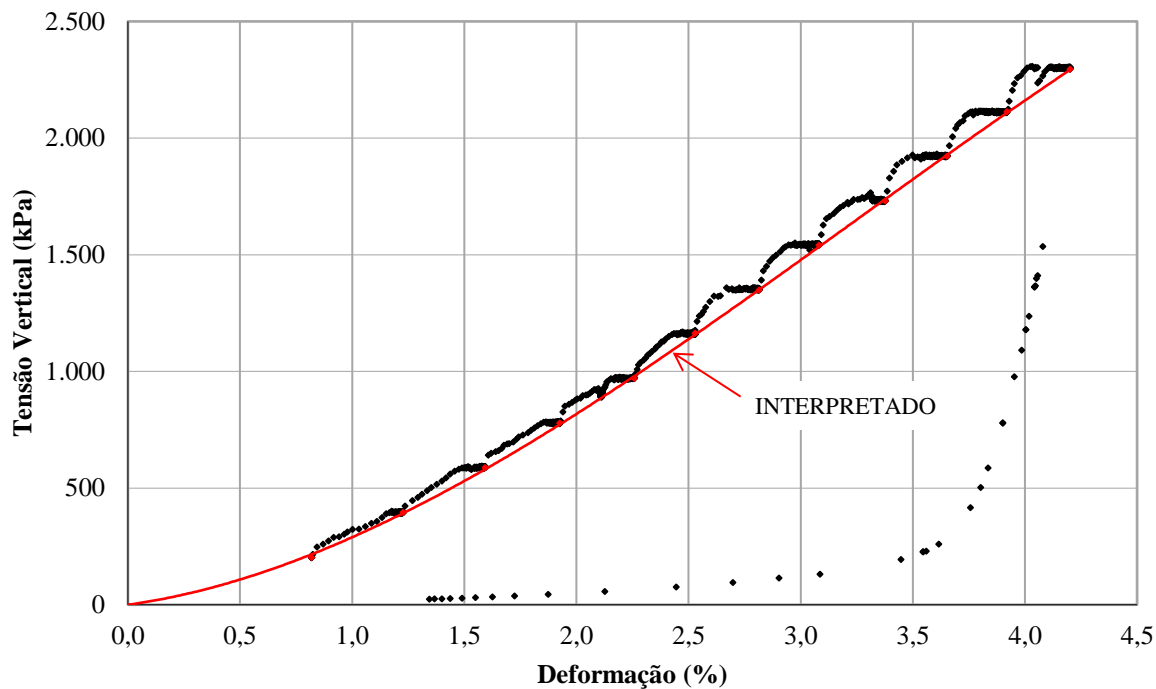


Figura D. 1 – Compressão unidimensional $D_{cf}\text{-Gr-8''T-D}_{85}$.

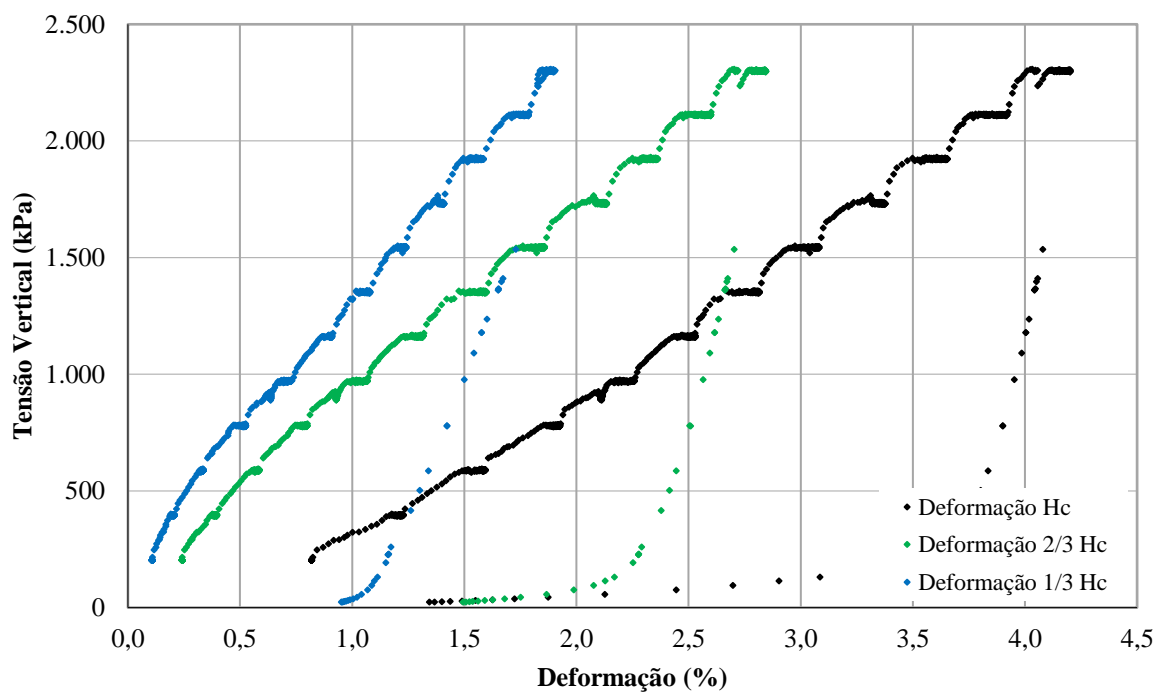


Figura D. 2 – Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf}\text{-Gr-8''T-D}_{85}$.

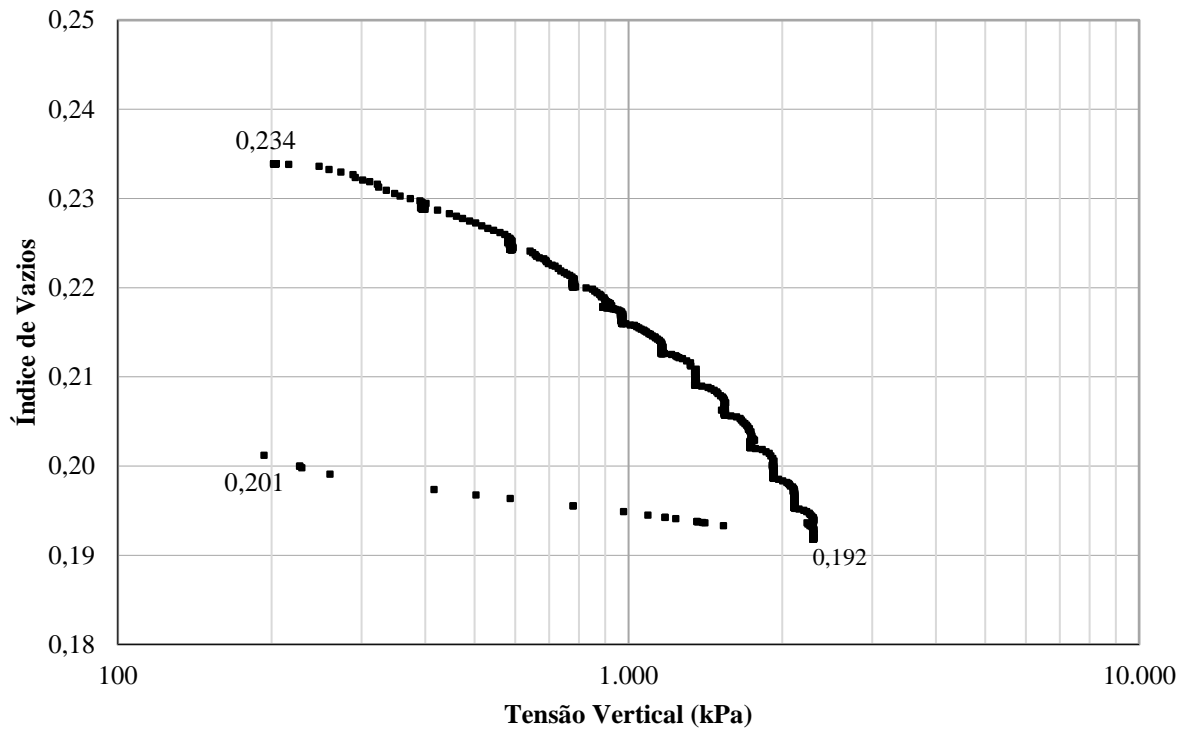


Figura D. 3 – Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-8''T-D₈₅.

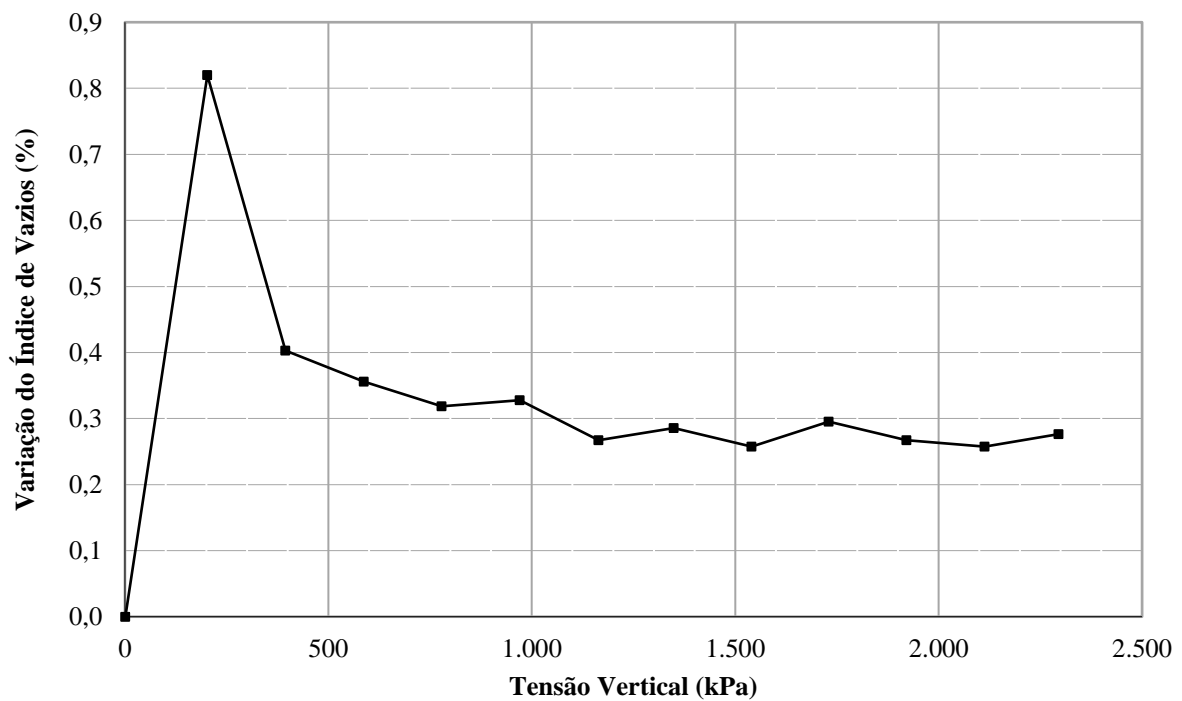


Figura D. 4 – Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8''T-D₈₅.

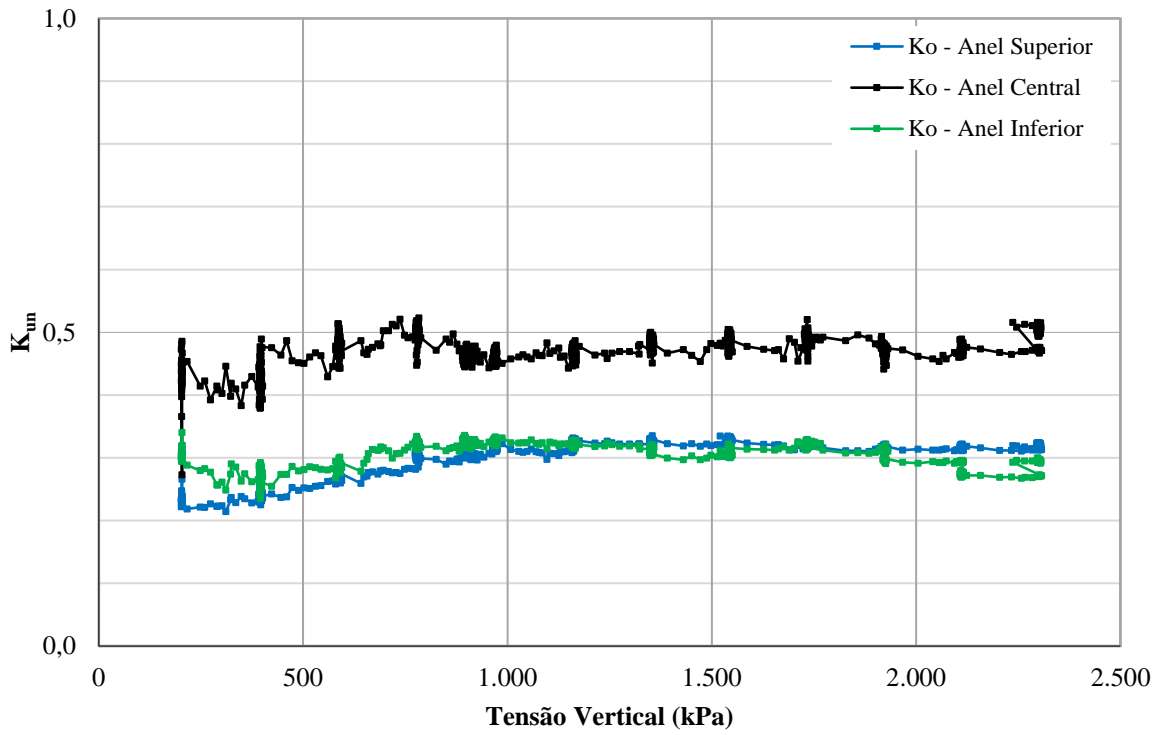


Figura D. 5 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-8”T-D₈₅.

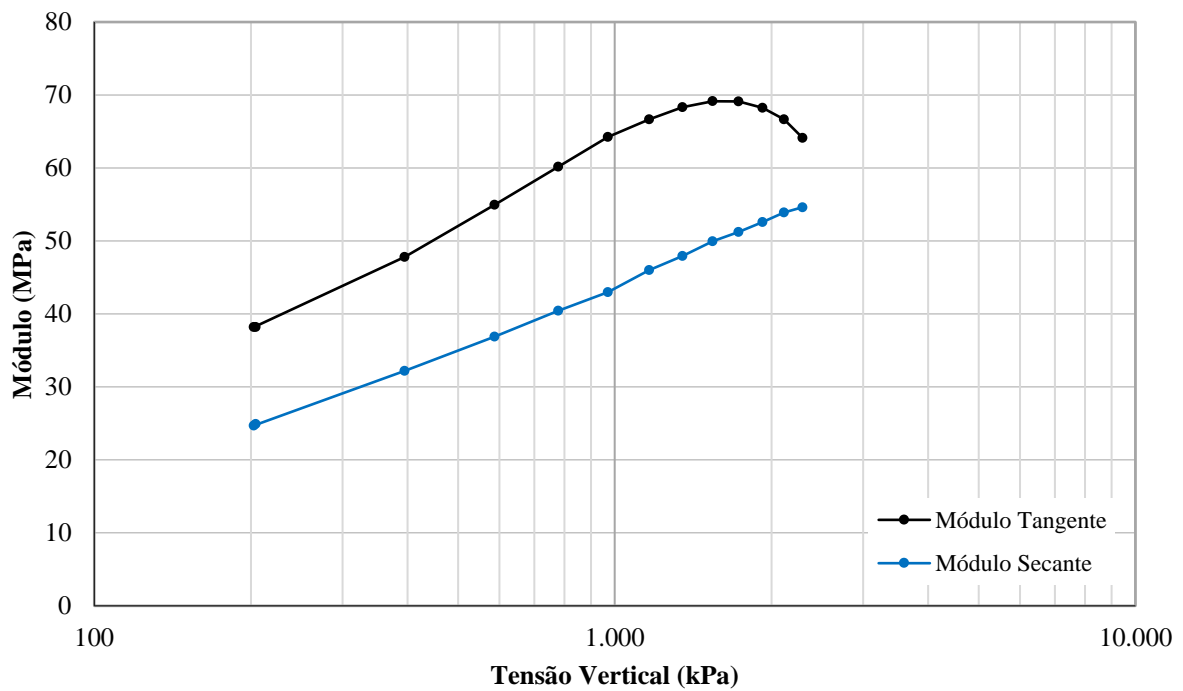


Figura D. 6 – Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8”T-D₈₅.

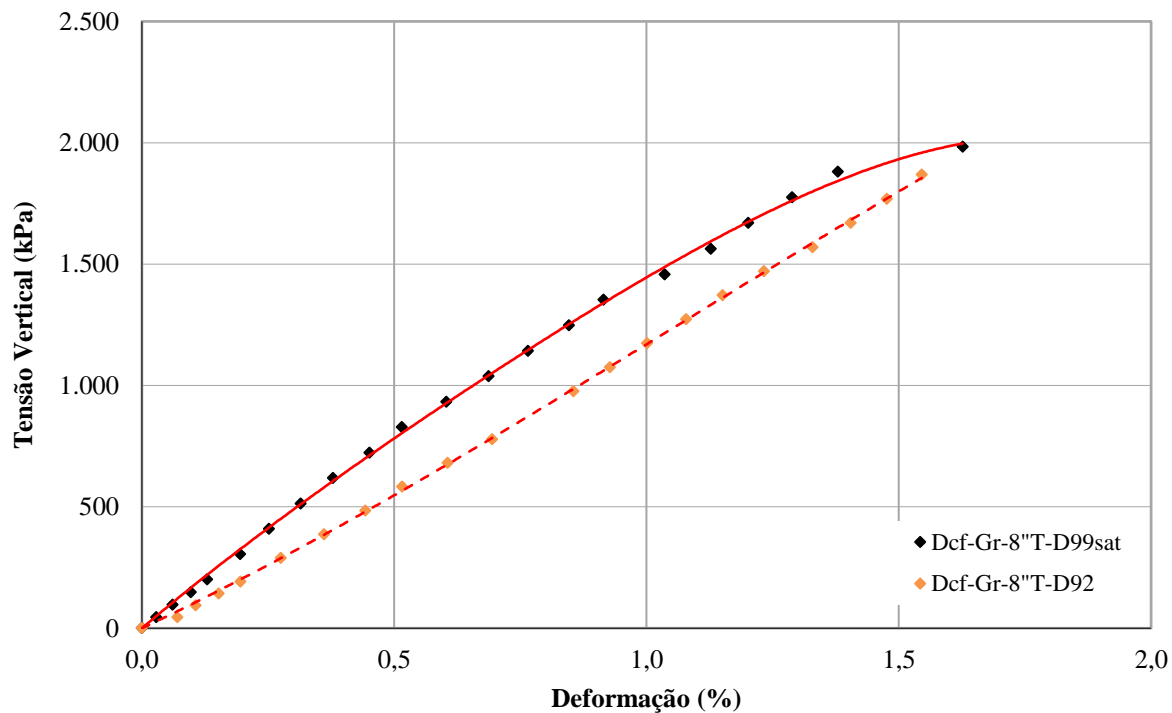


Figura D. 7 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-8''T-D₉₂ e D_{99sat}.

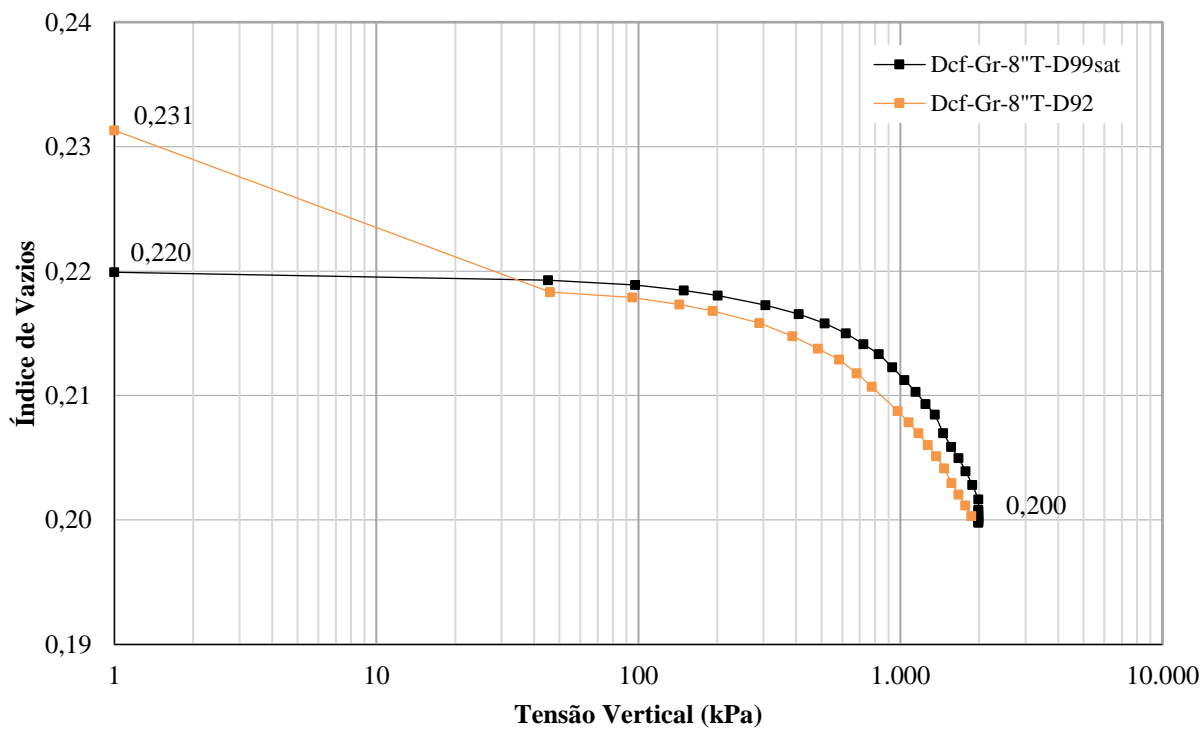


Figura D. 8 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-8''T-D₉₂ e D_{99sat}.

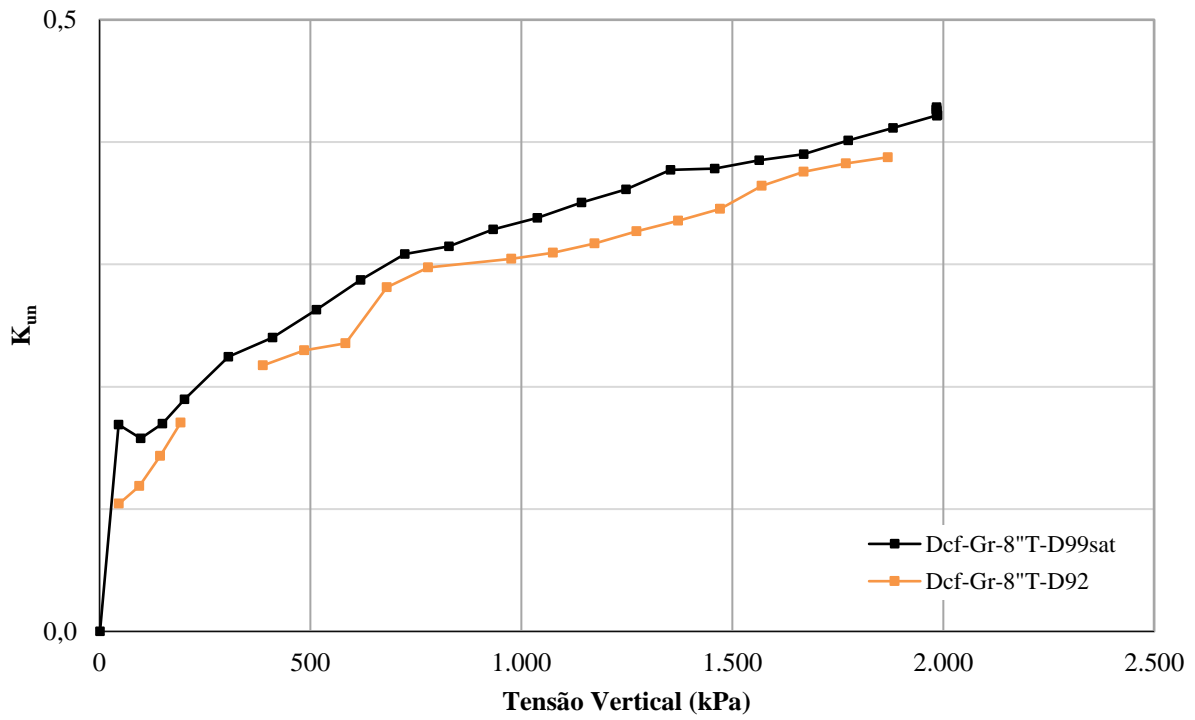


Figura D. 9 - K_{un} versus tensão vertical Dcf-Gr-8''T-D92 e D99sat.

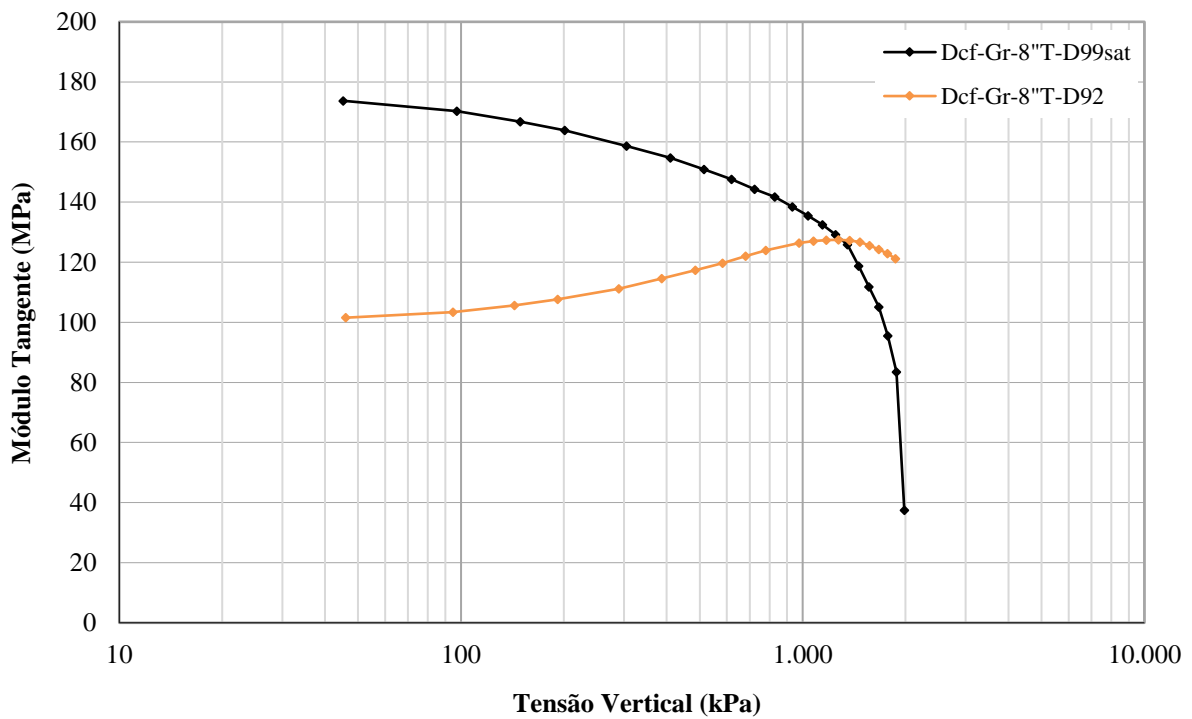


Figura D. 10 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão Dcf-Gr-8''T-D92 e D99sat.

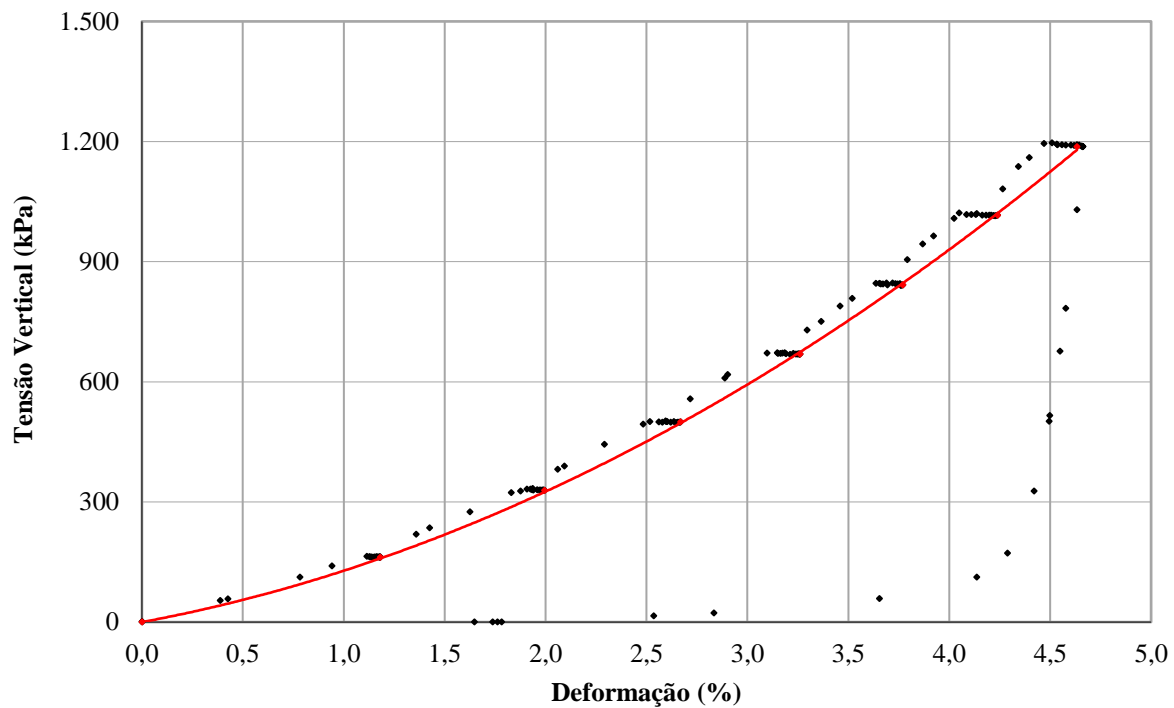


Figura D. 11 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-8''B-D₂₁.

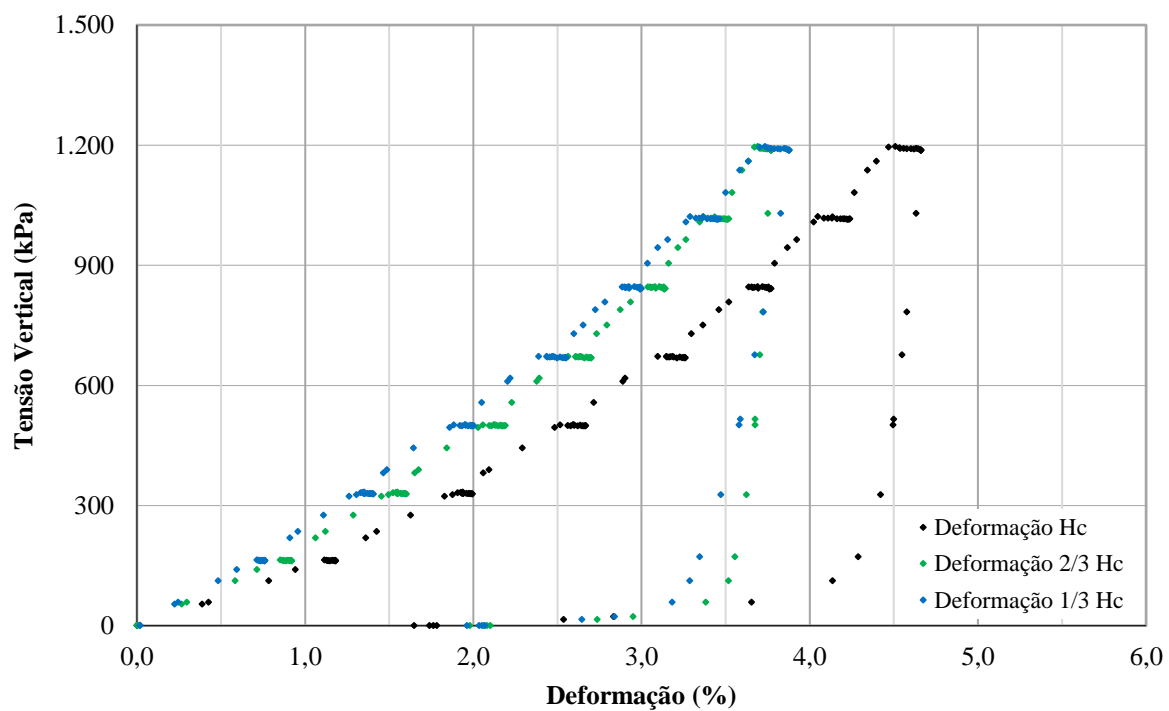


Figura D. 12 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-8''B-D₂₁.

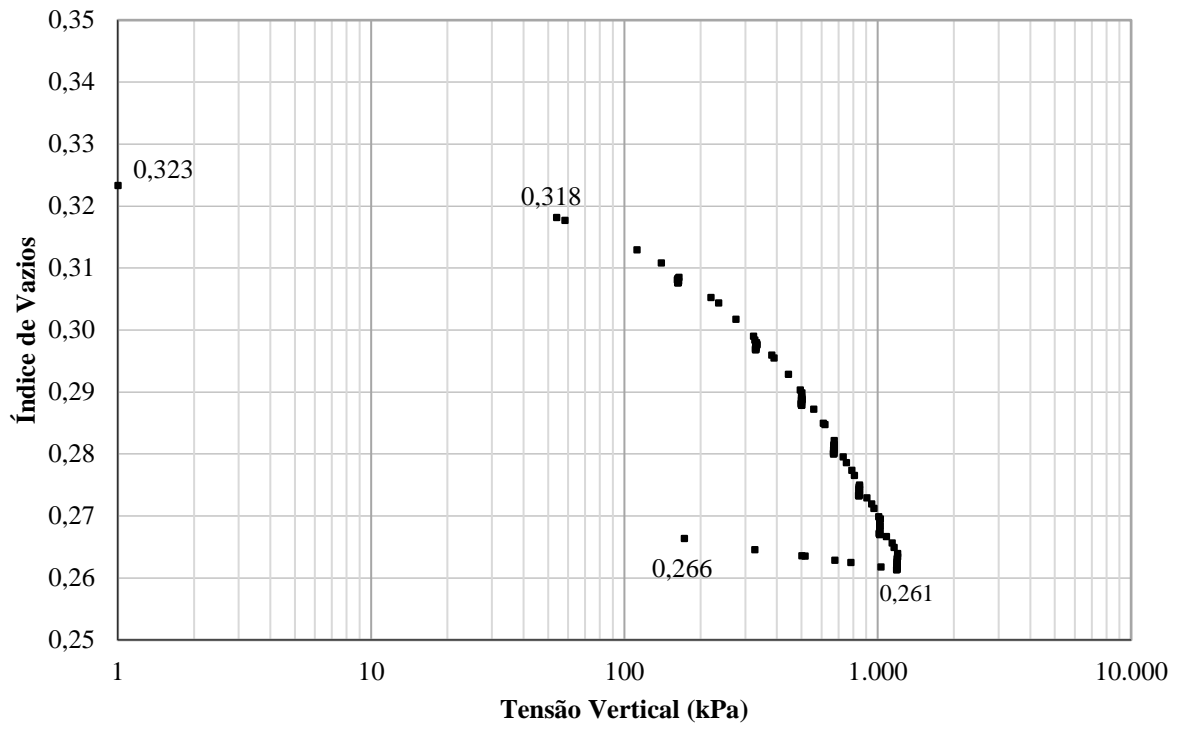


Figura D. 13 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-8''B-D₂₁.

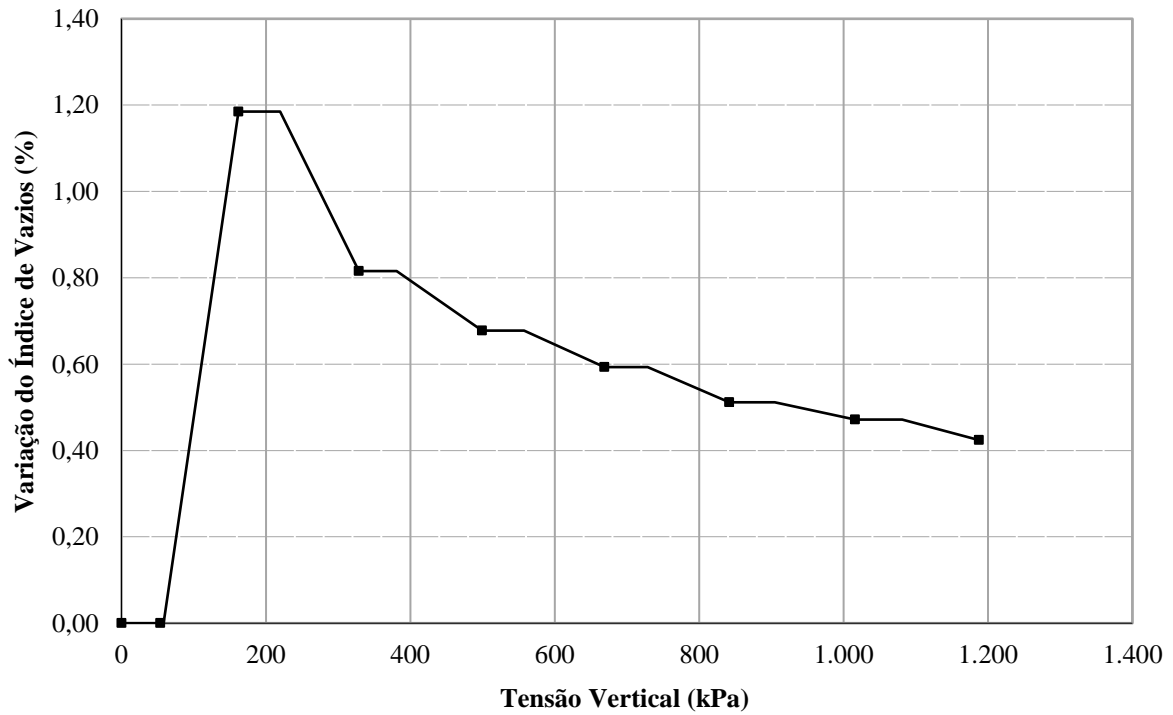


Figura D. 14 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8''B-D₂₁.

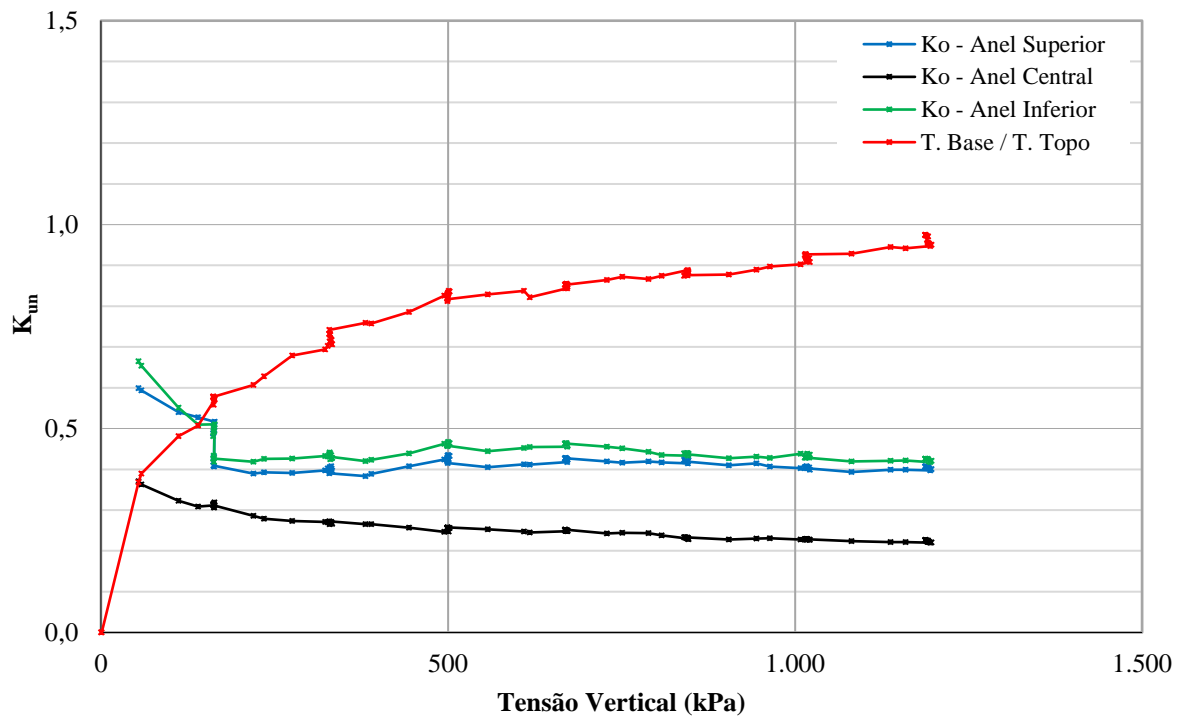


Figura D. 15 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf} -Gr-8''B-D₂₁.

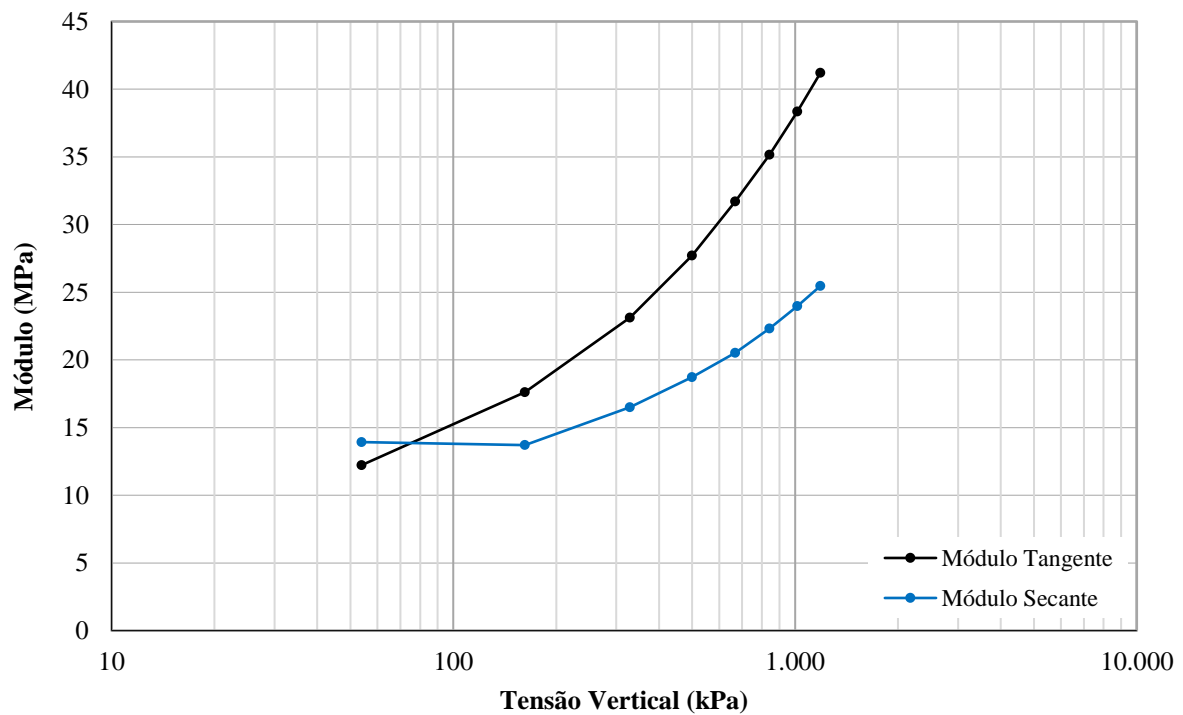


Figura D. 16 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf} -Gr-8''B-D₂₁.

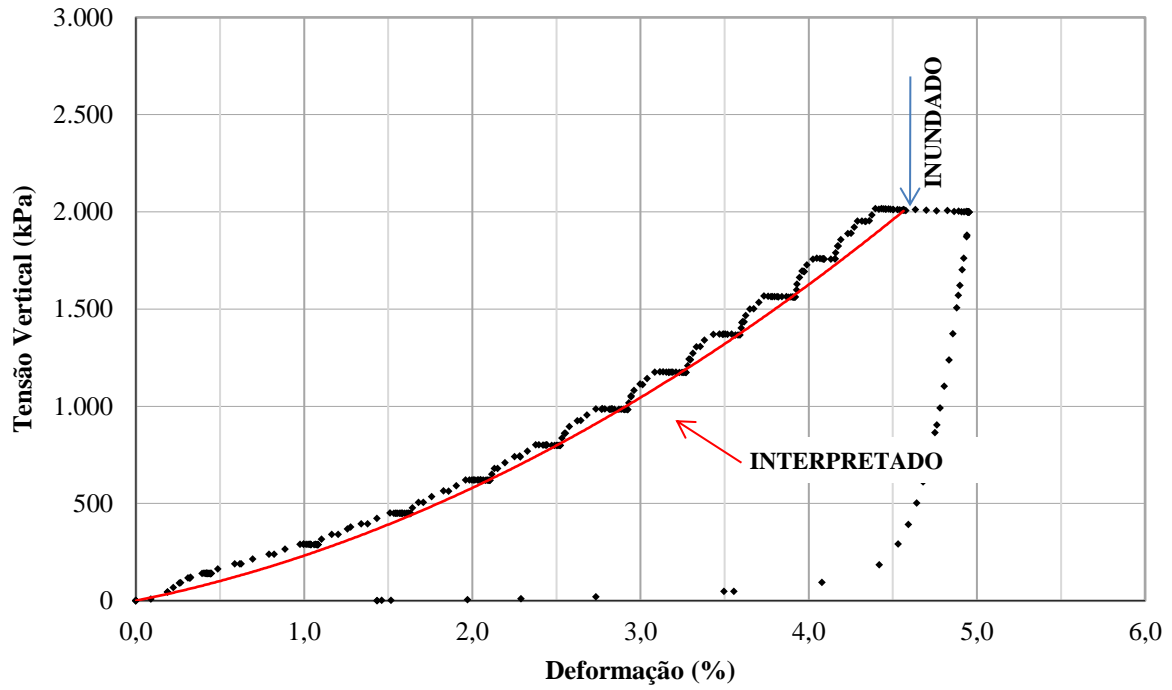


Figura D. 17 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-8”B-D₄₄.

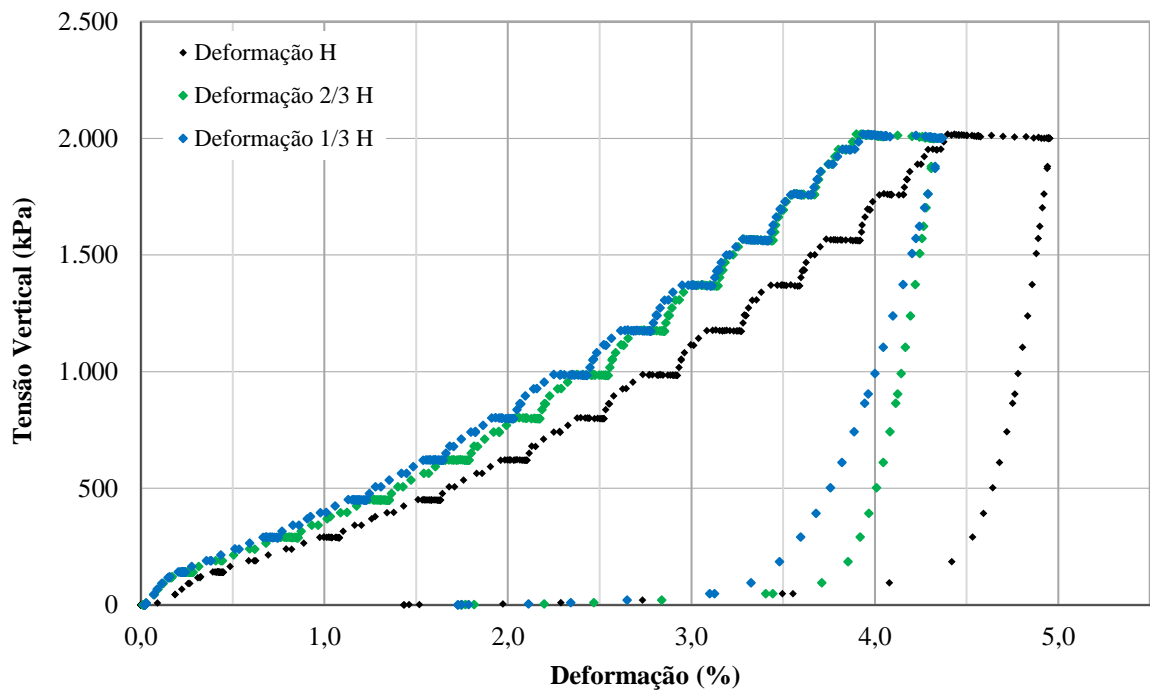


Figura D. 18 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-8”B-D₄₄.

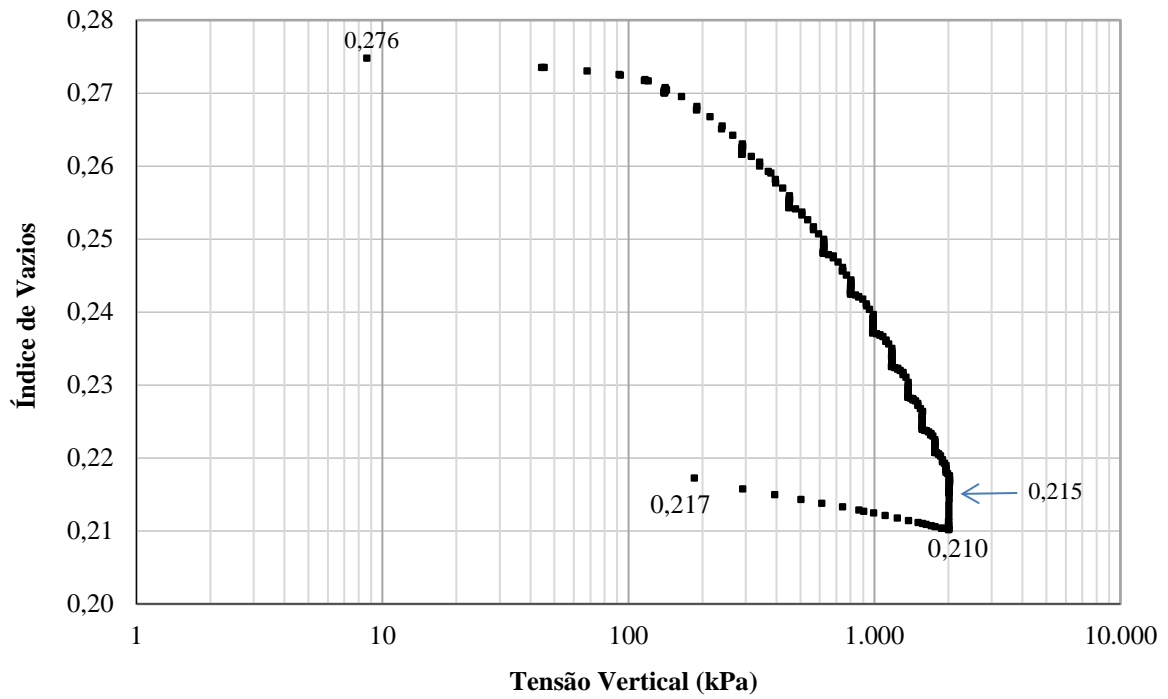


Figura D. 19 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-8''B-D₄₄.

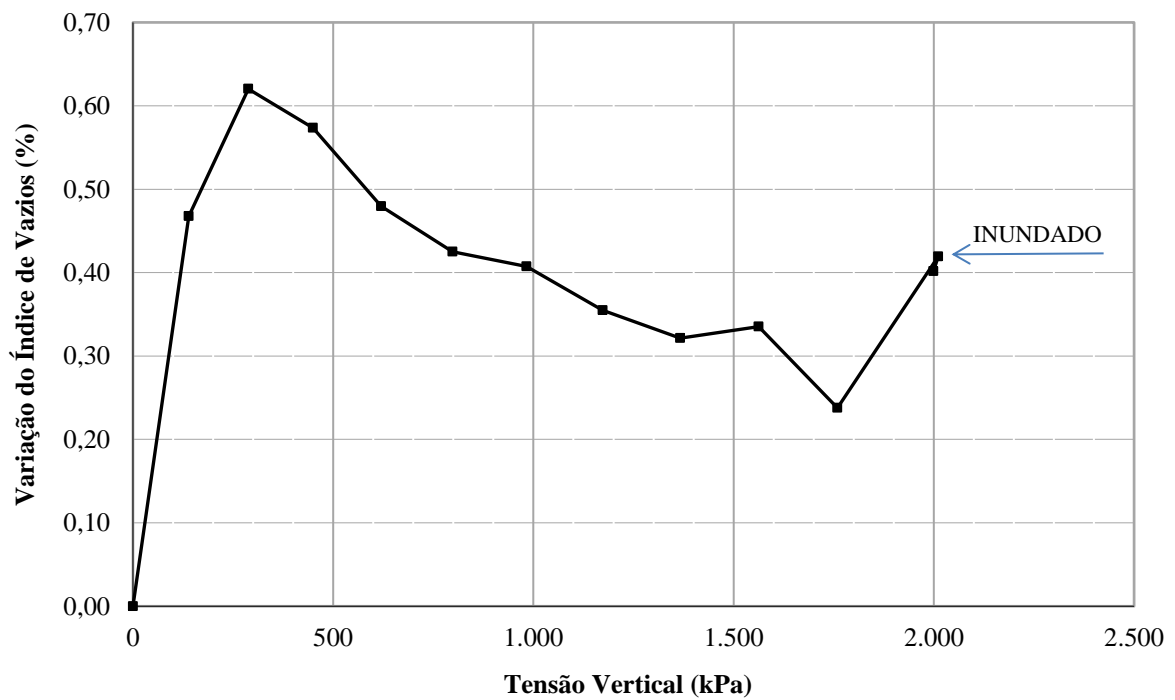


Figura D. 20 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8''B-D₄₄.

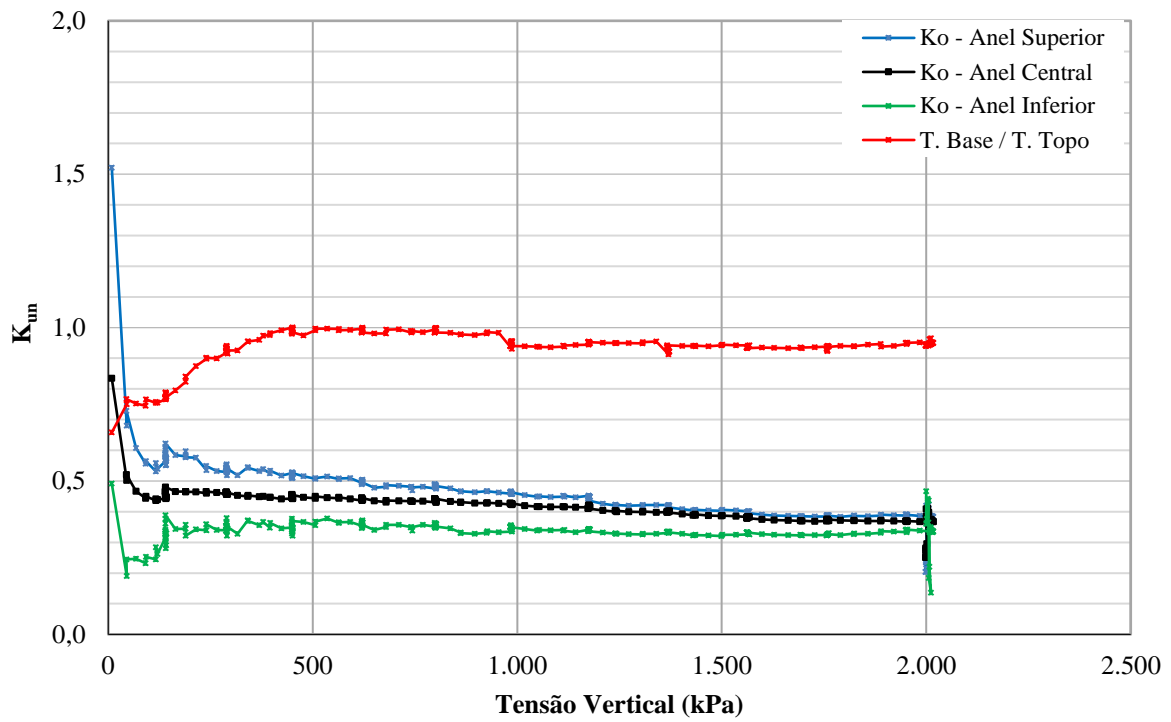


Figura D. 21 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-8”B-D₄₄.

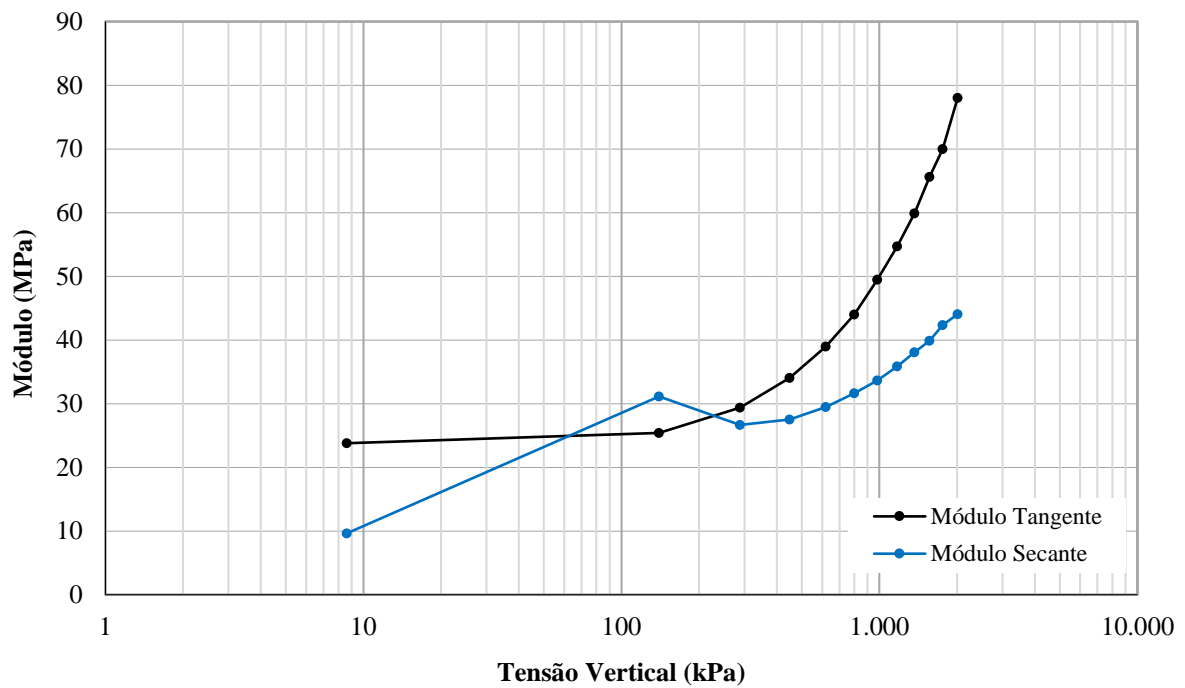


Figura D. 22 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8”B-D₄₄.

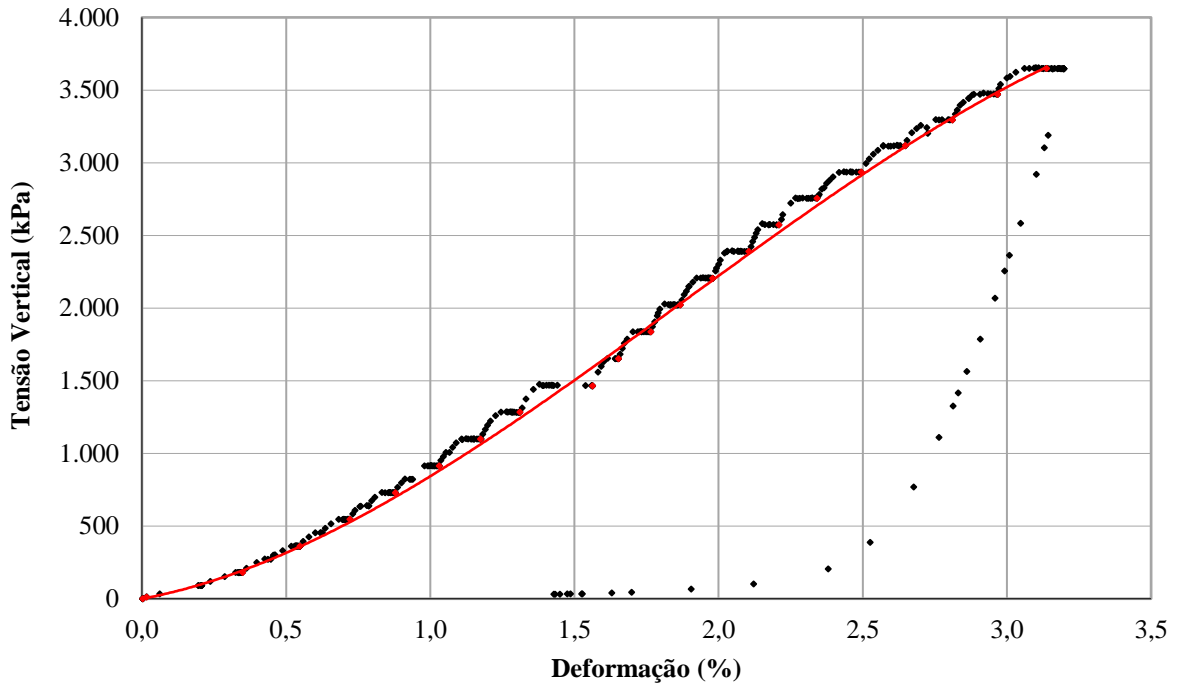


Figura D. 23 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-8''B-D₈₂.

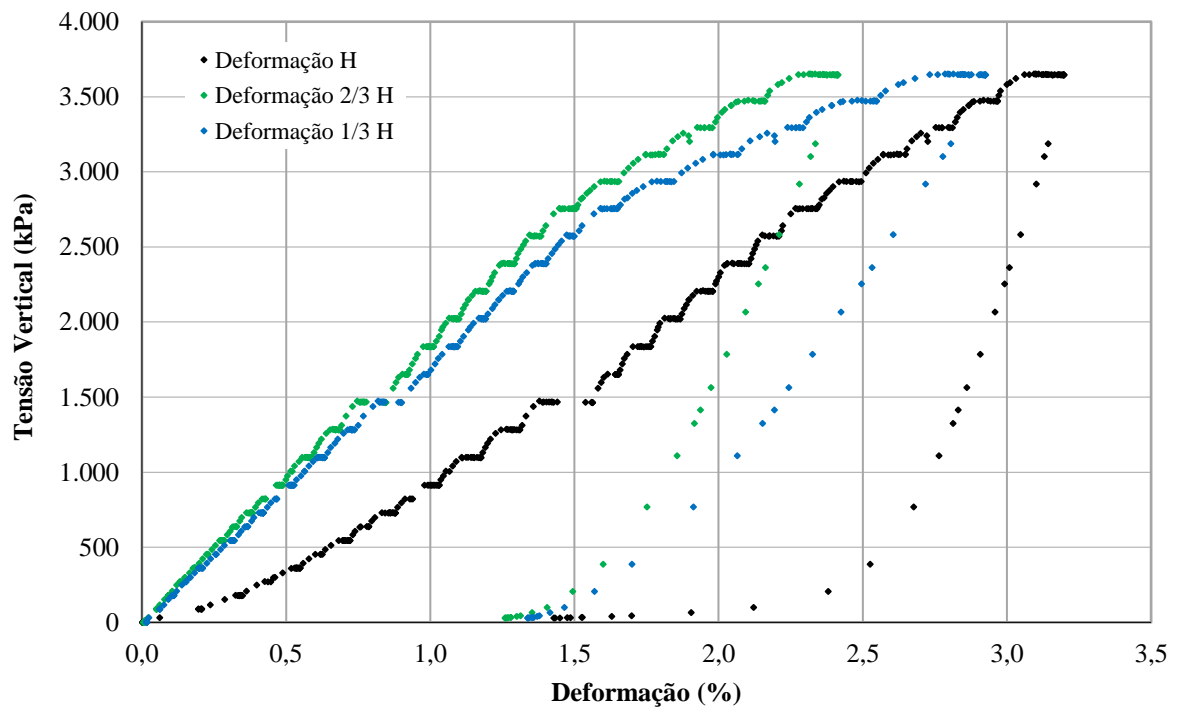


Figura D. 24 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-8''B-D₈₂.

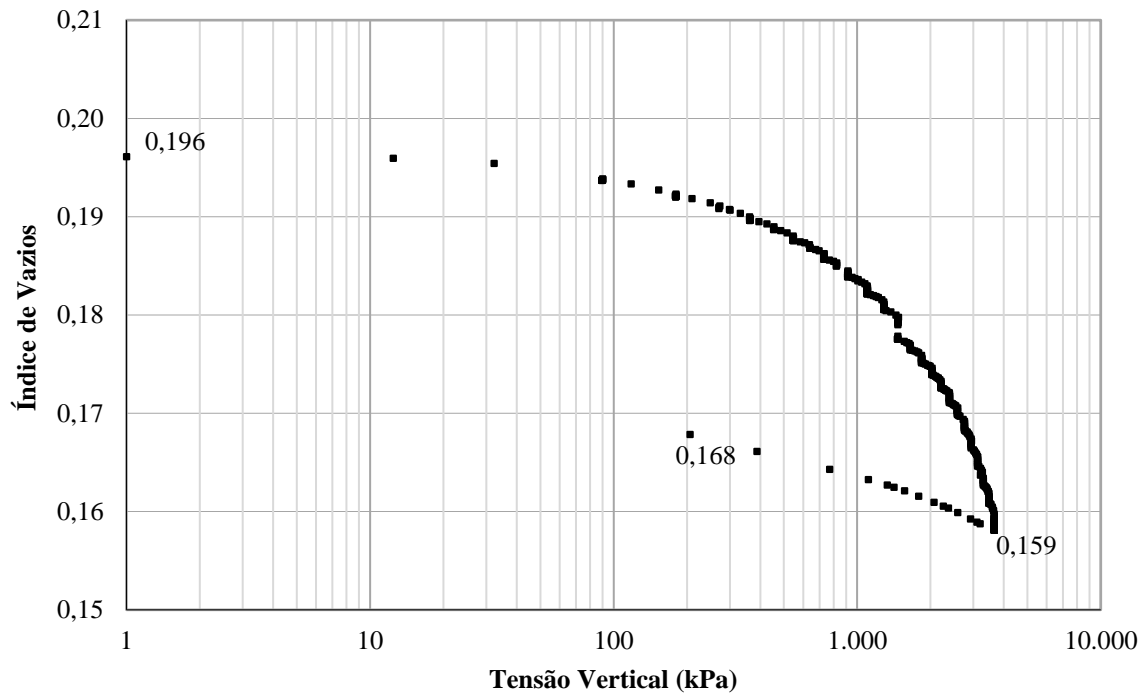


Figura D. 25 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-8''B-D₈₂.

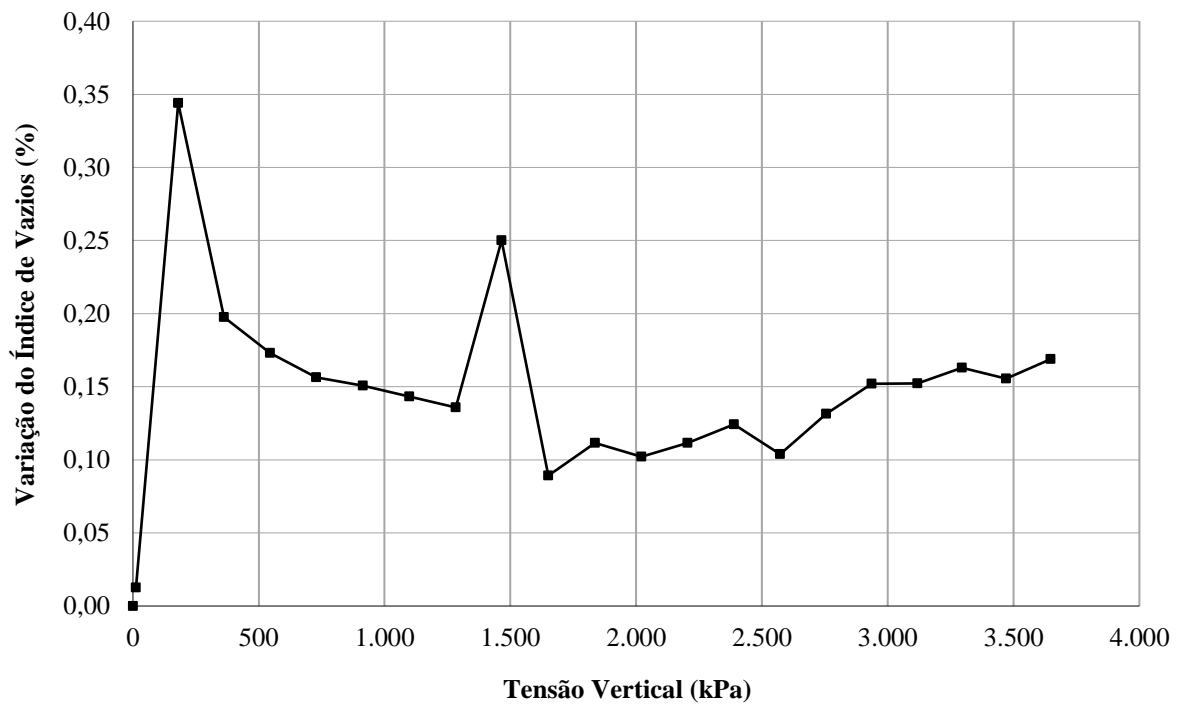


Figura D. 26 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-8''B-D₈₂.

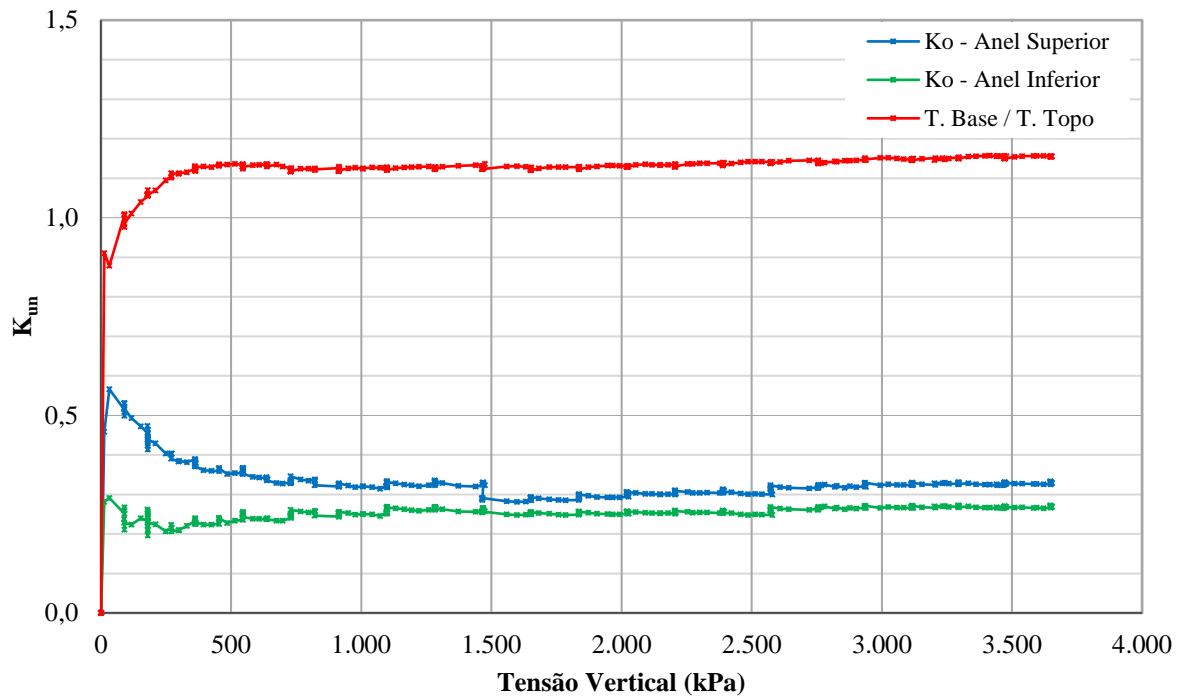


Figura D. 27 - K_{un} versus tensão vertical $D_{cf}\text{-Gr-8''B-D}_{82}$.

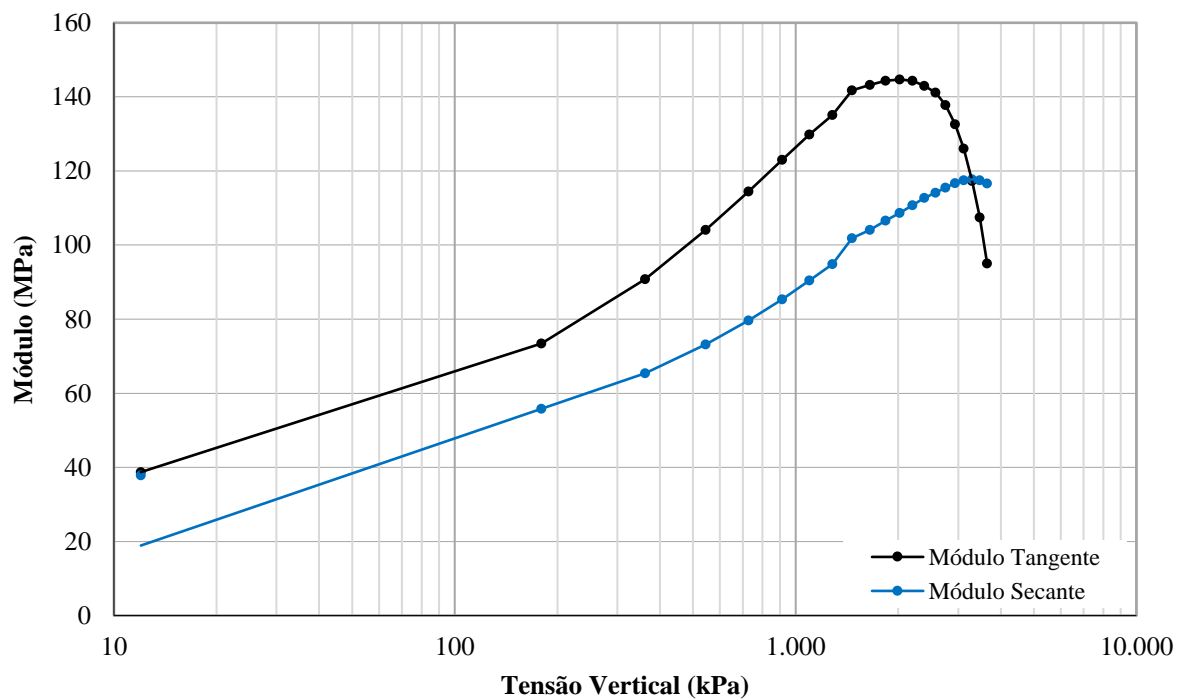


Figura D. 28 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{cf}\text{-Gr-8''B-D}_{82}$.

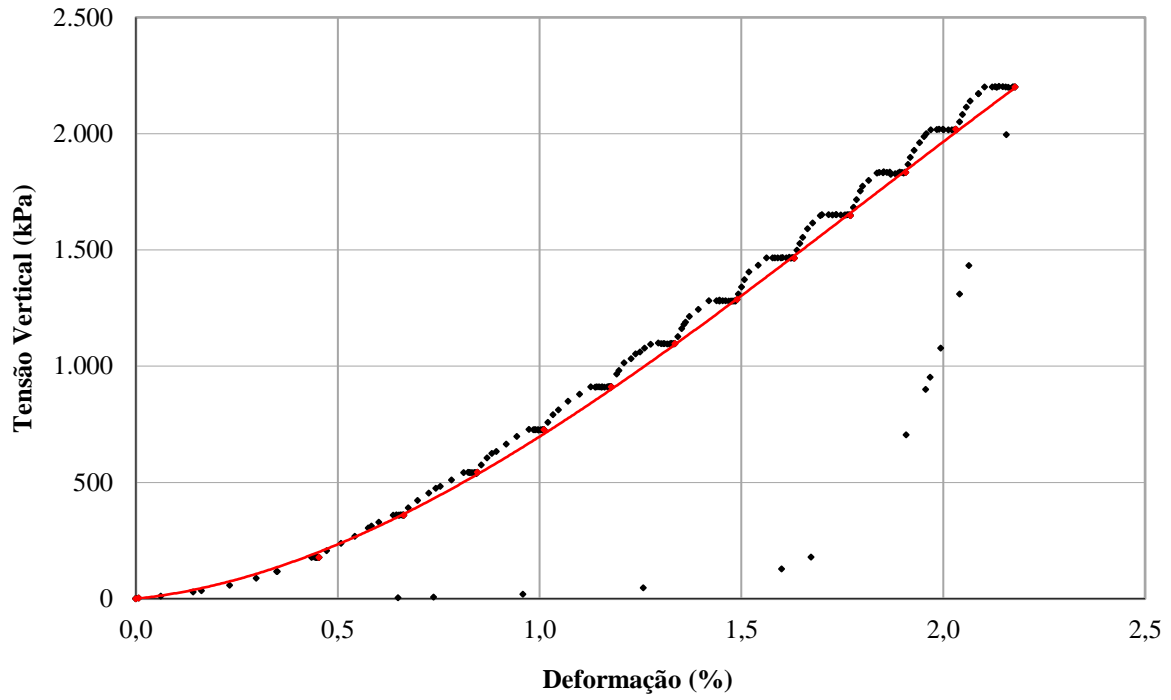


Figura D. 29 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-6''B-D₈₆.

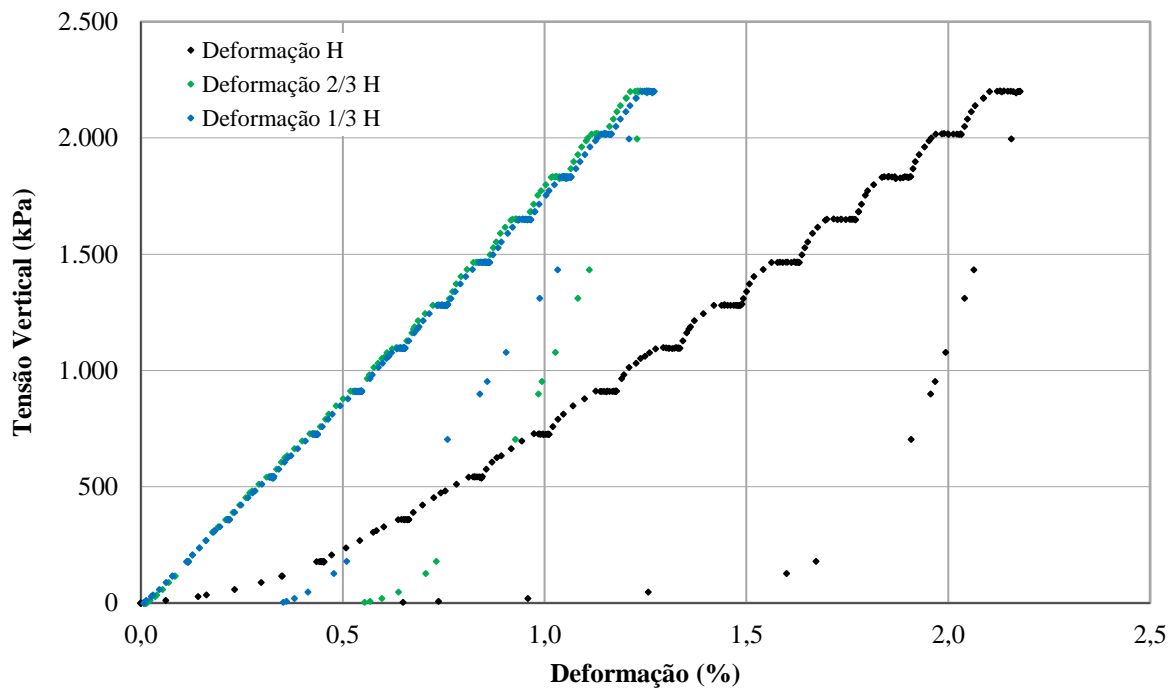


Figura D. 30 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-6''B-D₈₆.

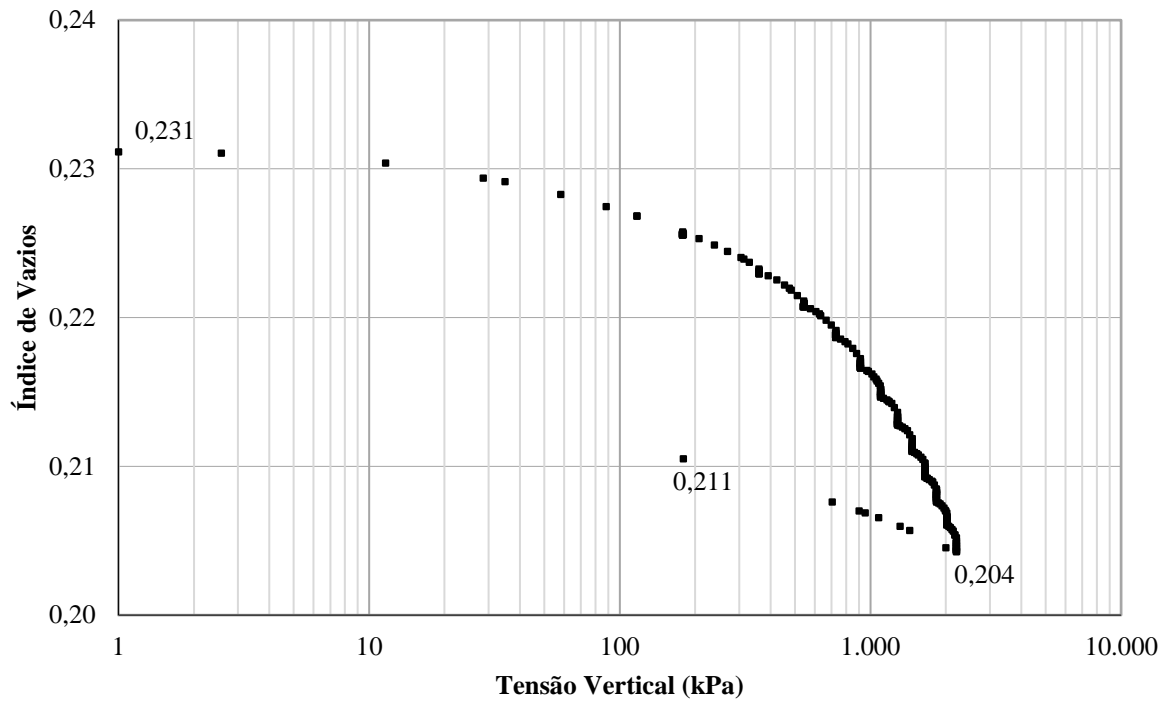


Figura D. 31 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-6''B-D₈₆.

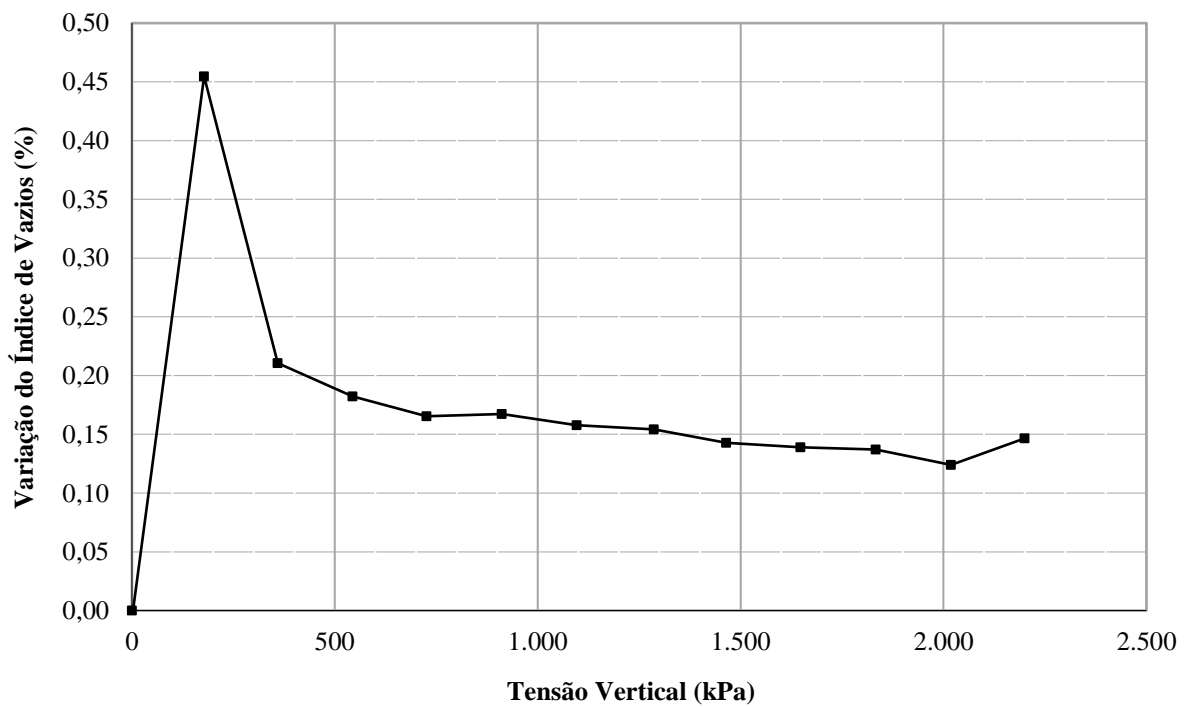


Figura D. 32 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-6''B-D₈₆.

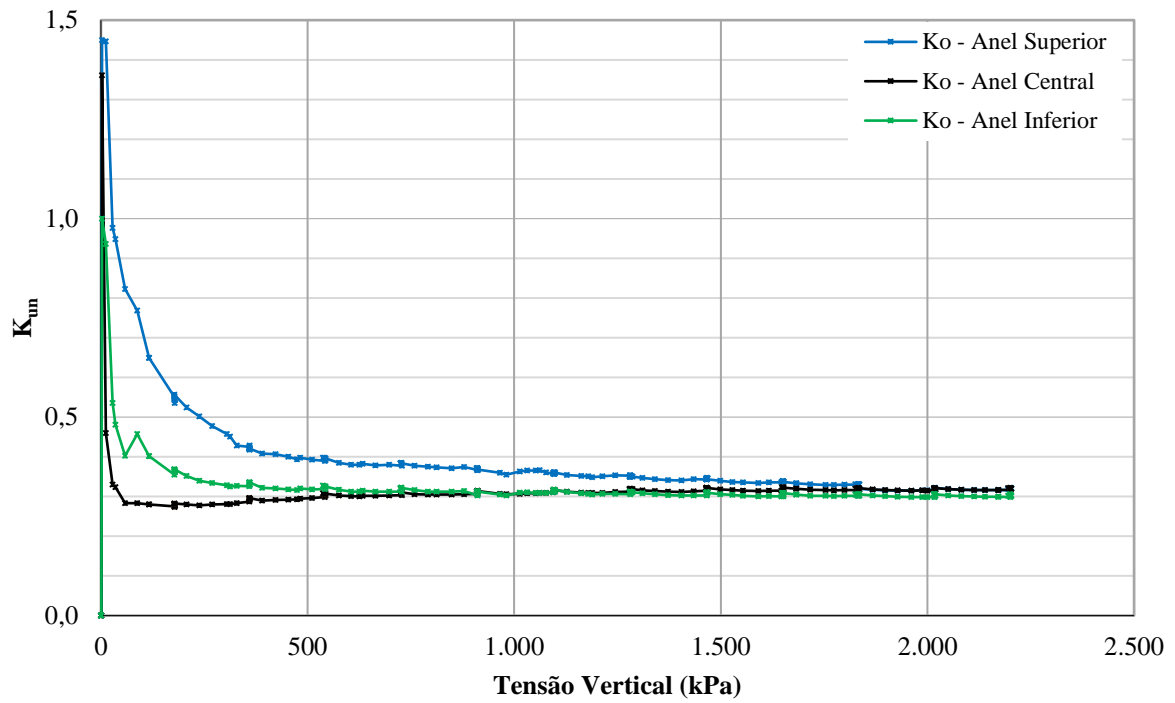


Figura D. 33 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf} -Gr-6''B- D_{86} .

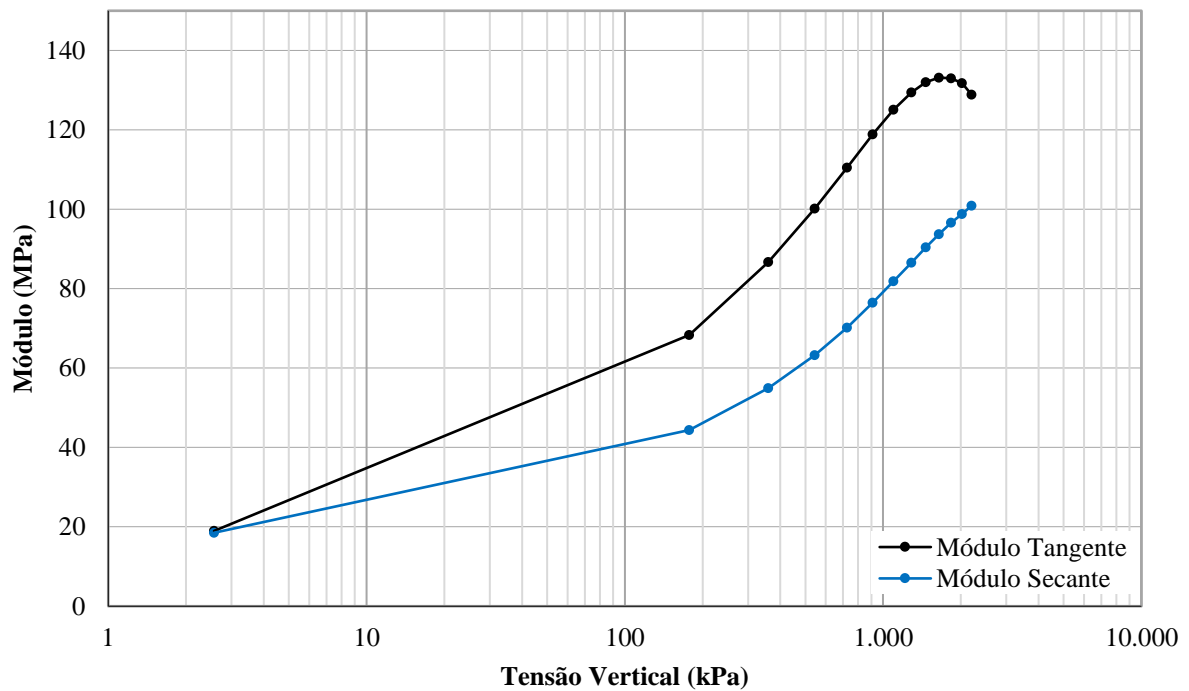


Figura D. 34 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf} -Gr-6''B- D_{86} .

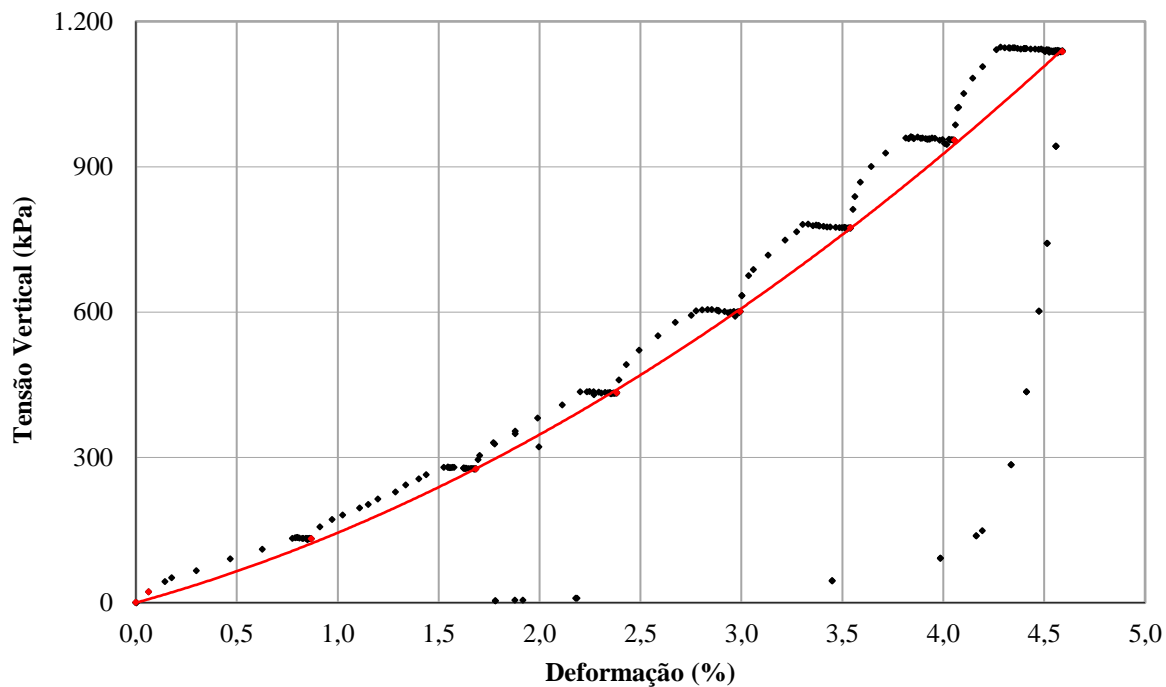


Figura D. 35 - Compressão unidimensional $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{35}$.

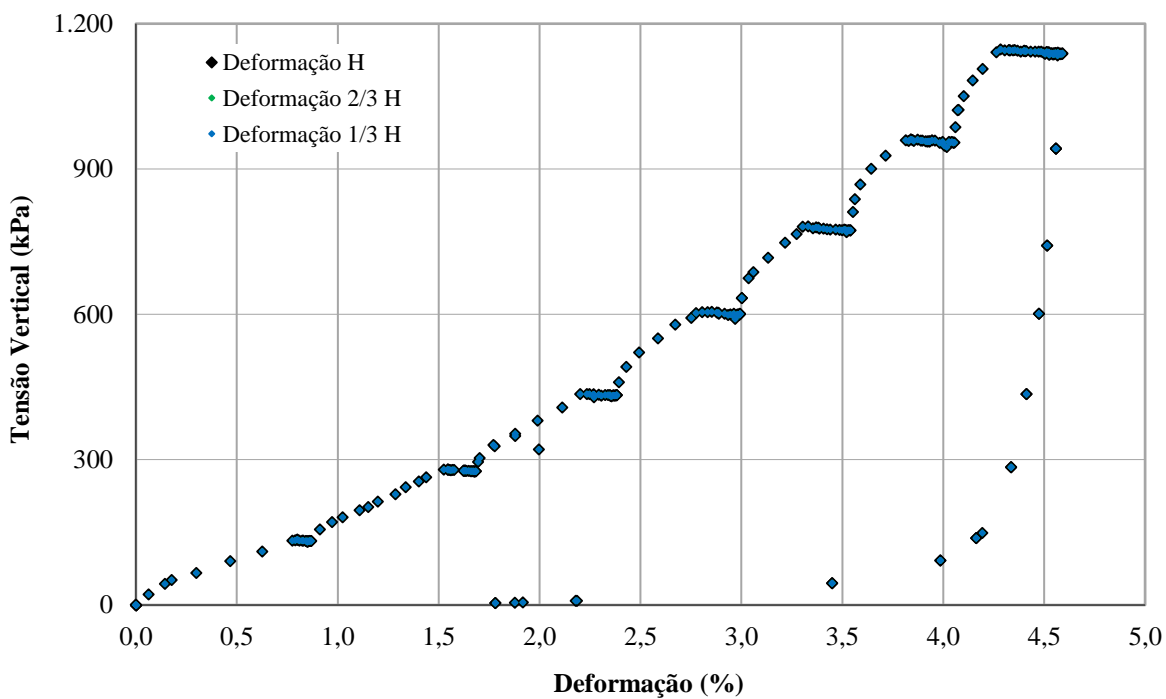


Figura D. 36 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{35}$.

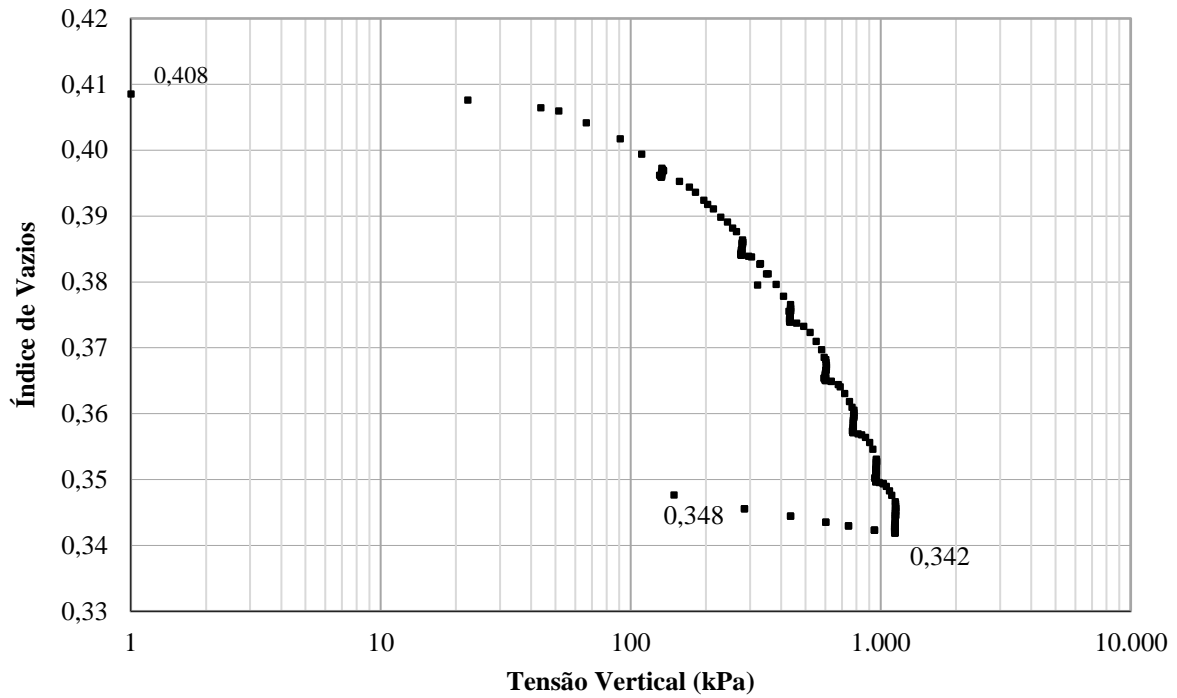


Figura D. 37 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-3''B-D₃₅.

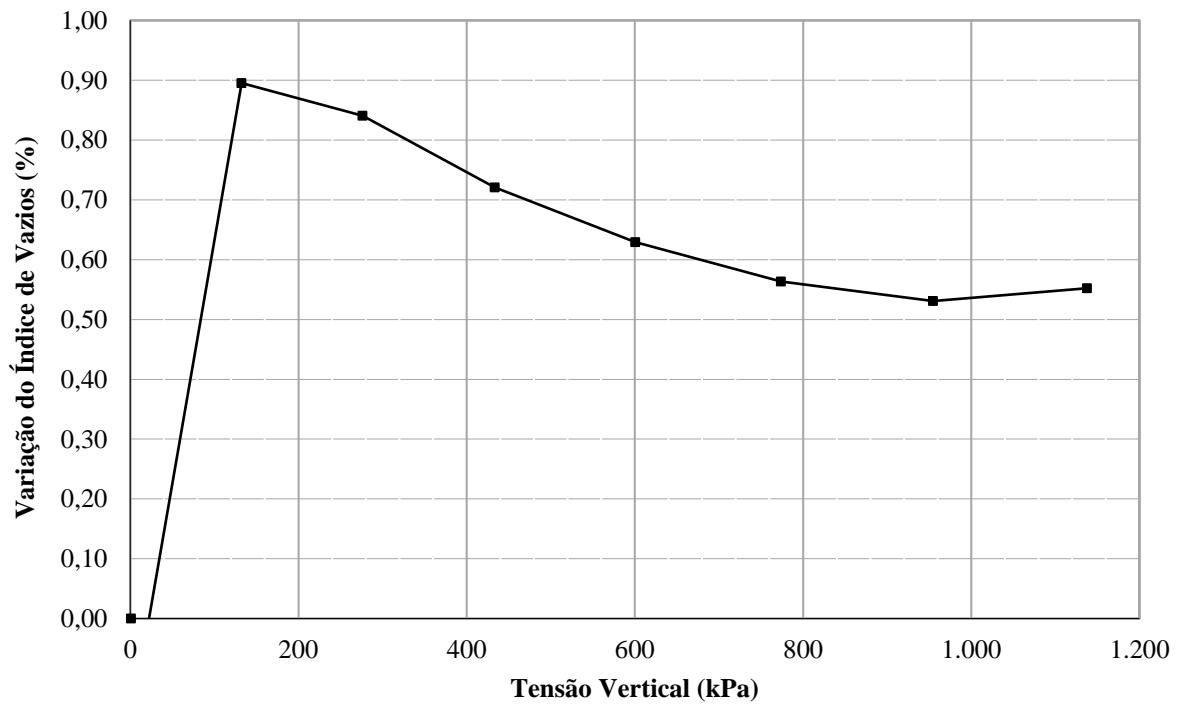


Figura D. 38 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-3''B-D₃₅.

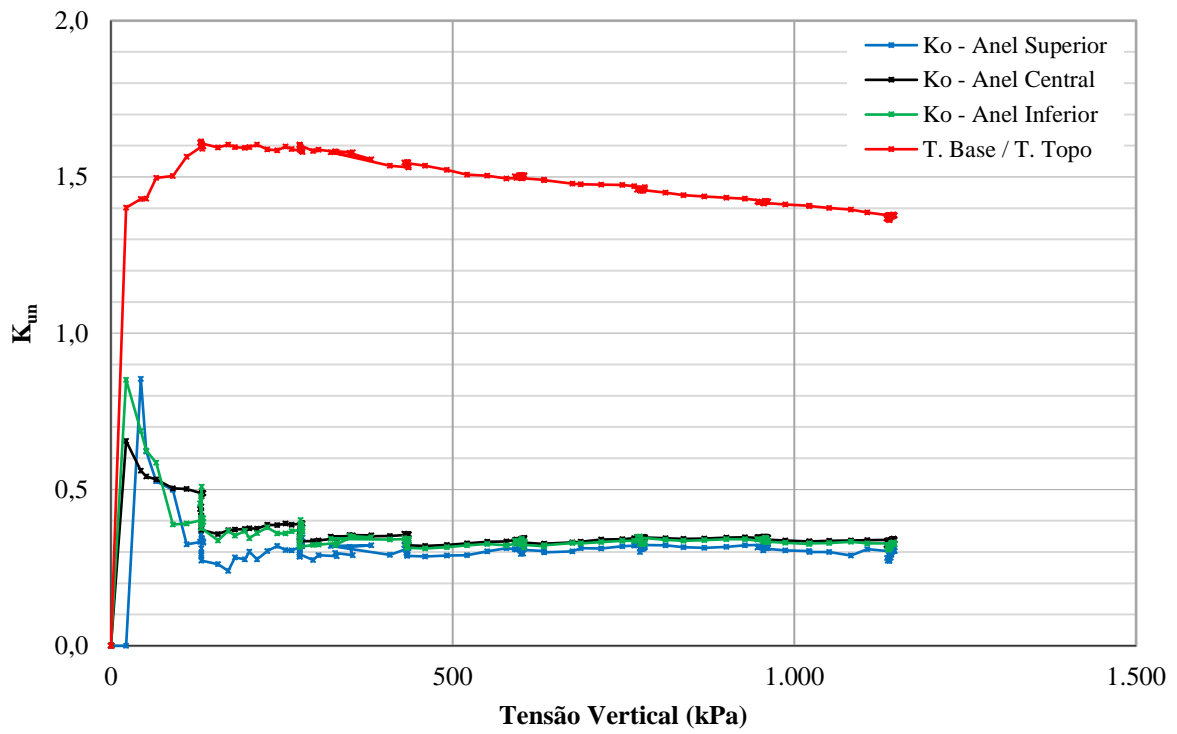


Figura D. 39 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-3''B-D₃₅.

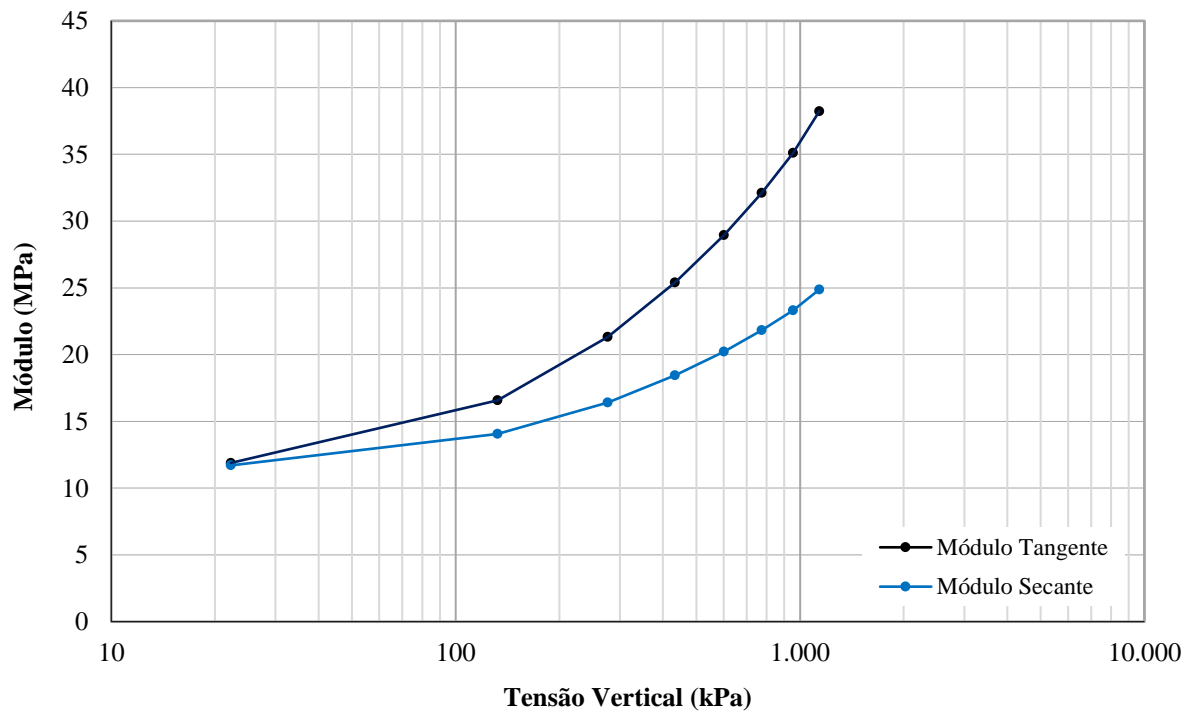


Figura D. 40 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-3''B-D₃₅.

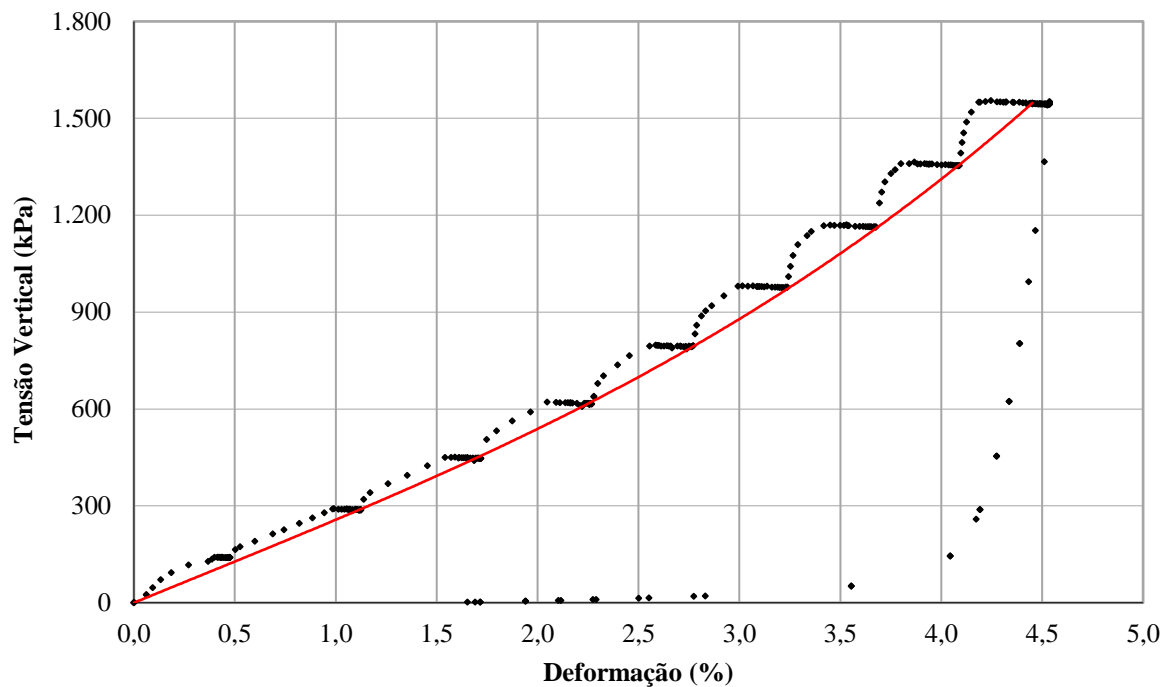


Figura D. 41 - Compressão unidimensional $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{47}$.

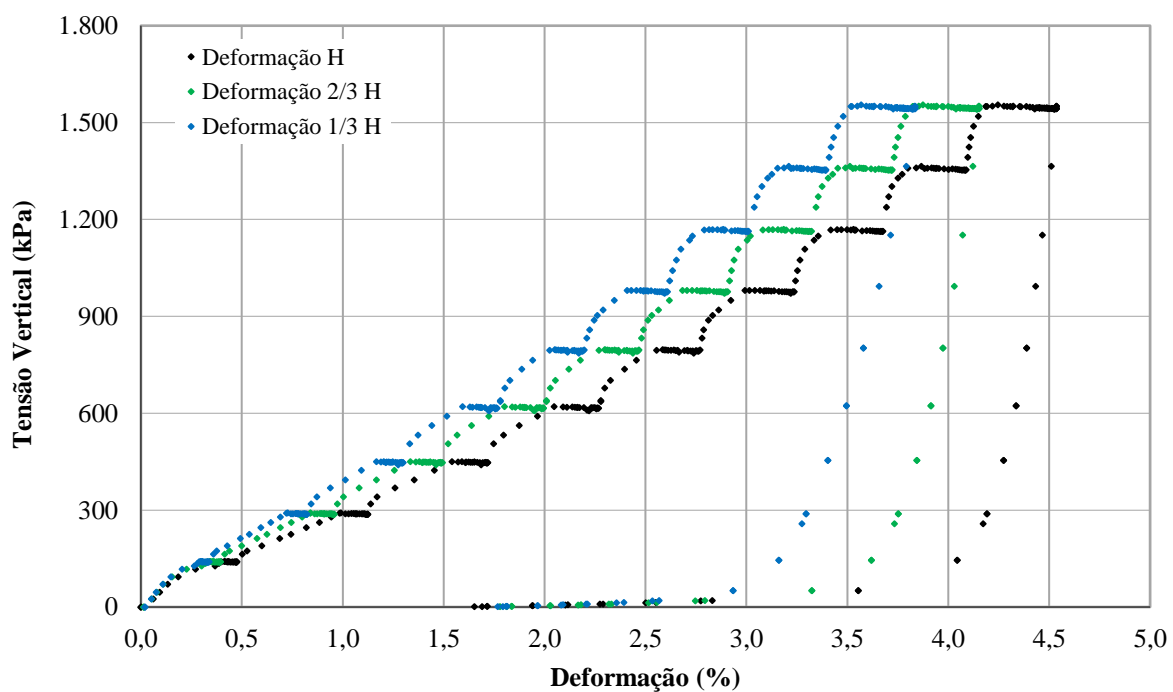


Figura D. 42 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{47}$.

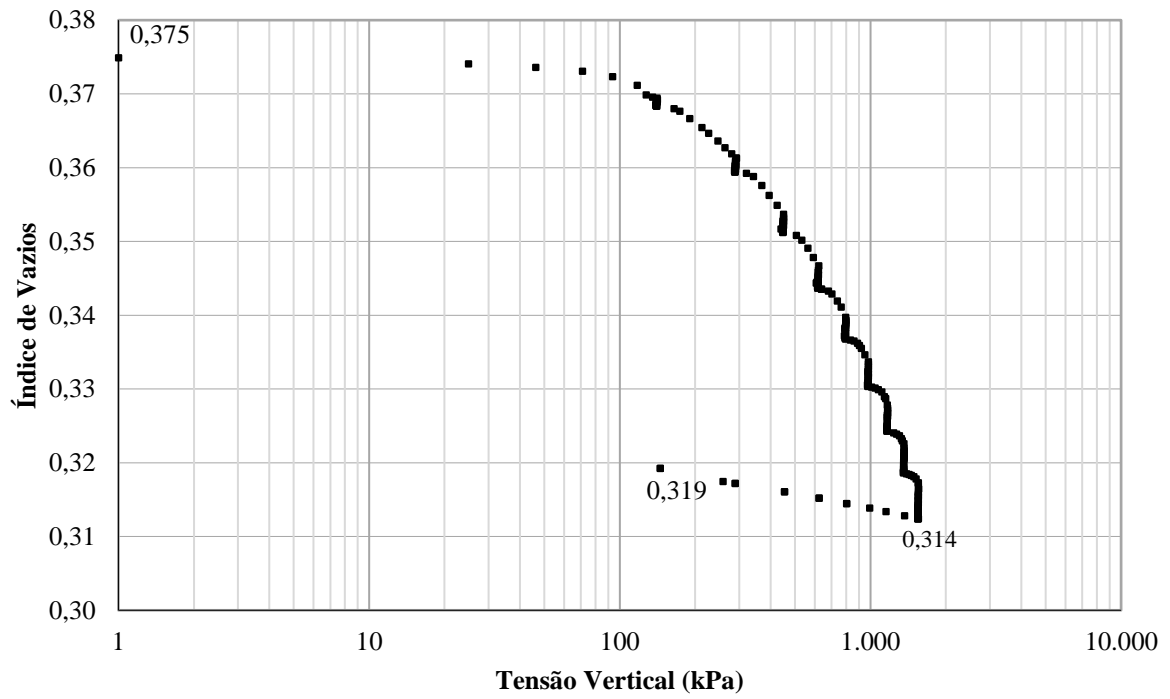


Figura D. 43 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-3''B-D₄₇.

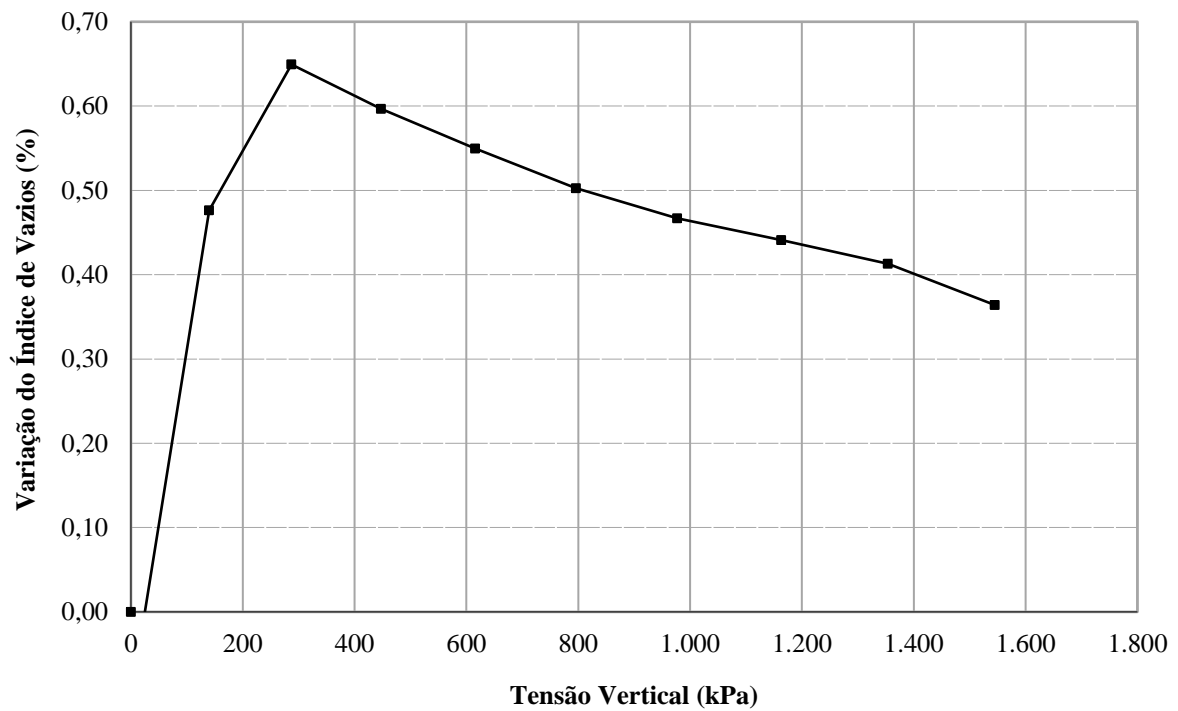


Figura D. 44 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-3''B-D₄₇.

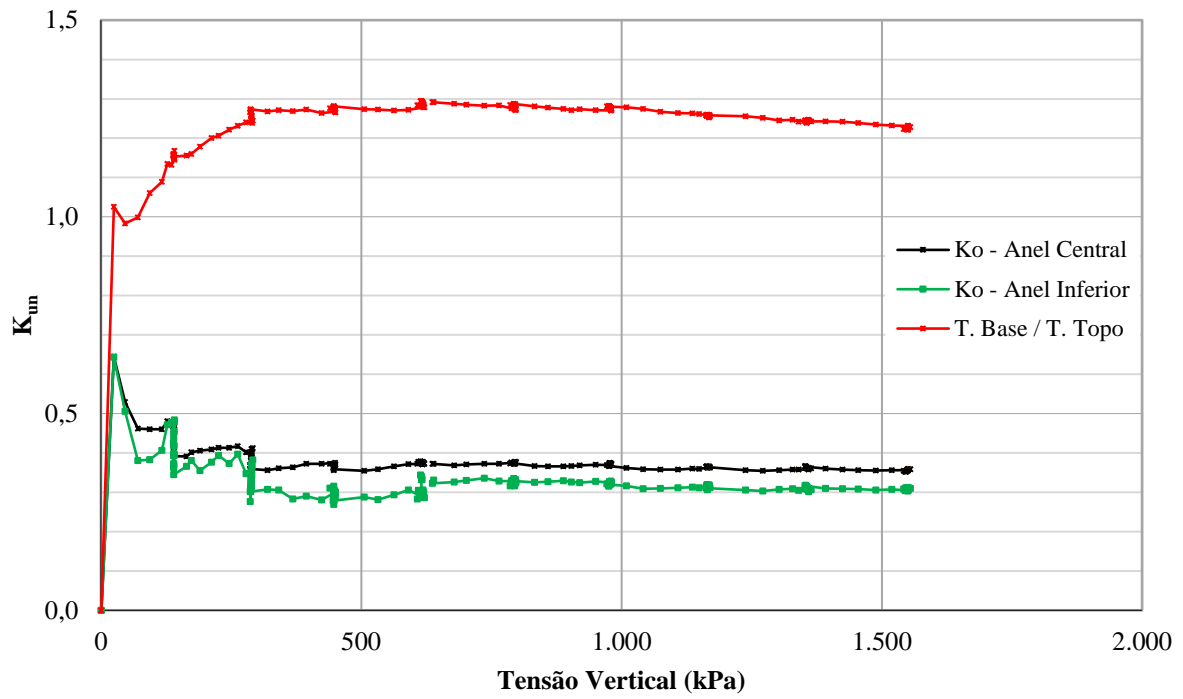


Figura D. 45 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-3''B-D₄₇.

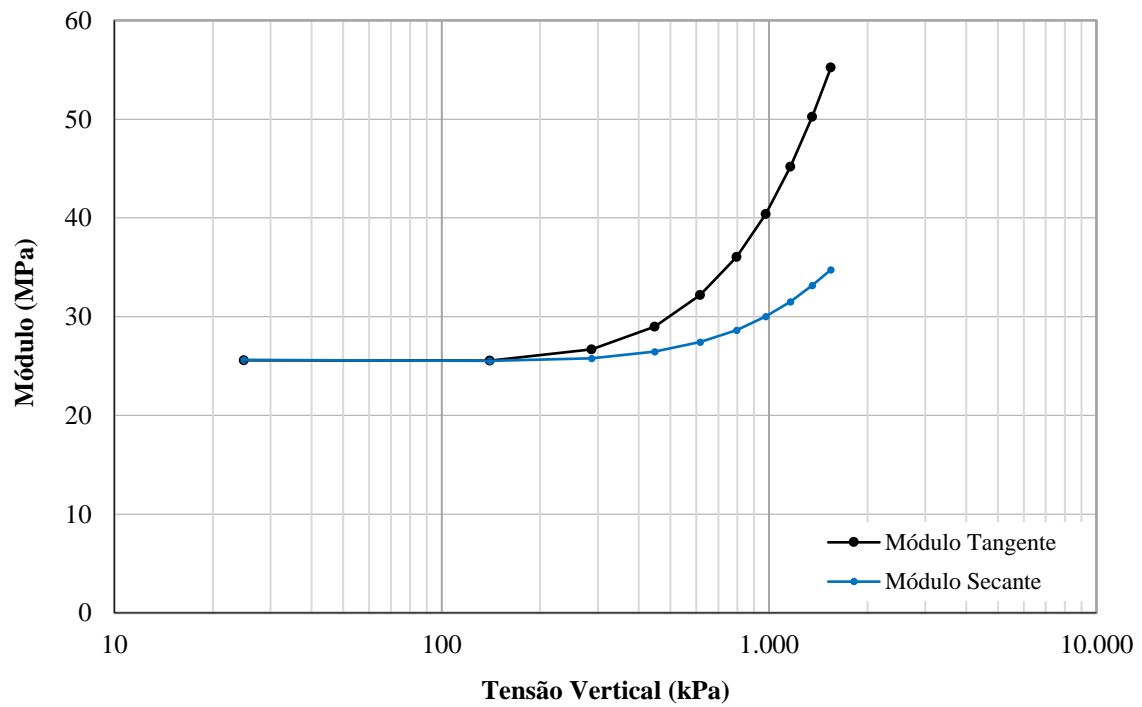


Figura D. 46 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-3''B-D₄₇.

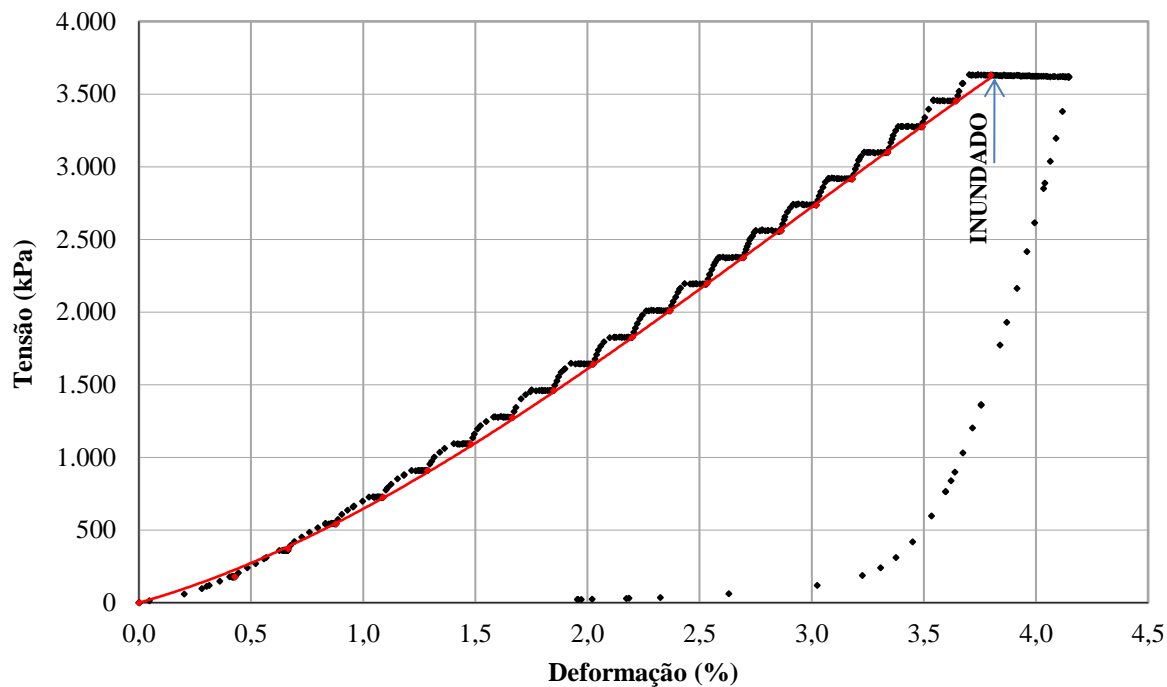


Figura D. 47 - Compressão unidimensional $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{86}$.

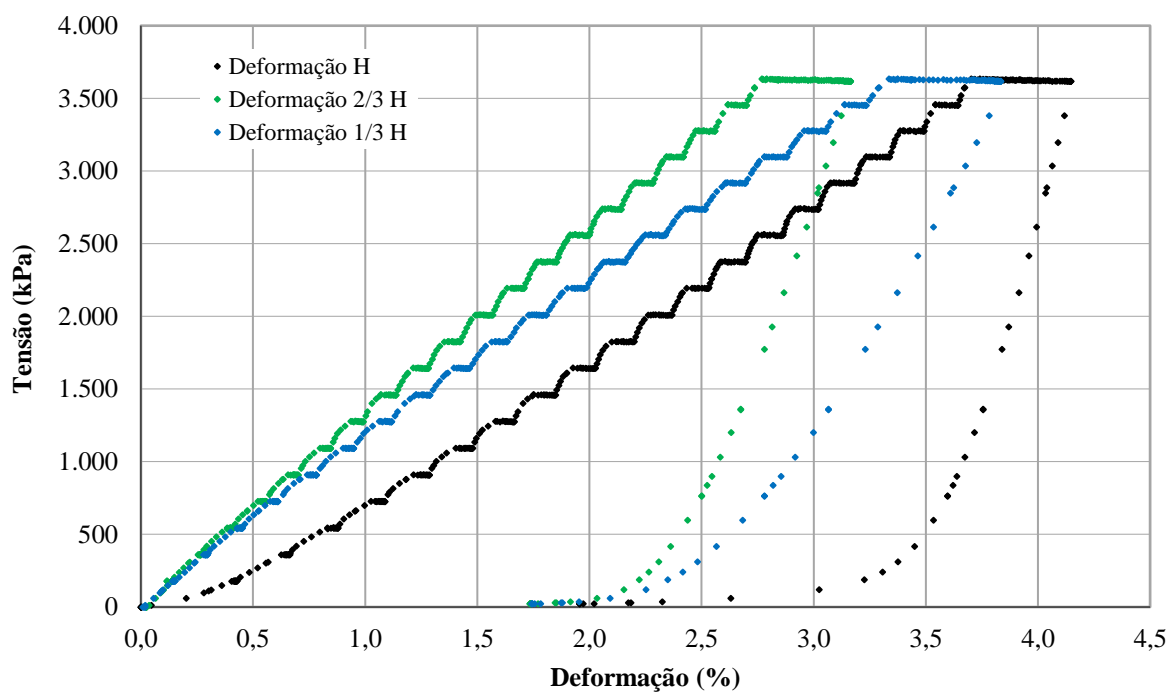


Figura D. 48 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf}\text{-Gr-3''B-D}_{86}$.

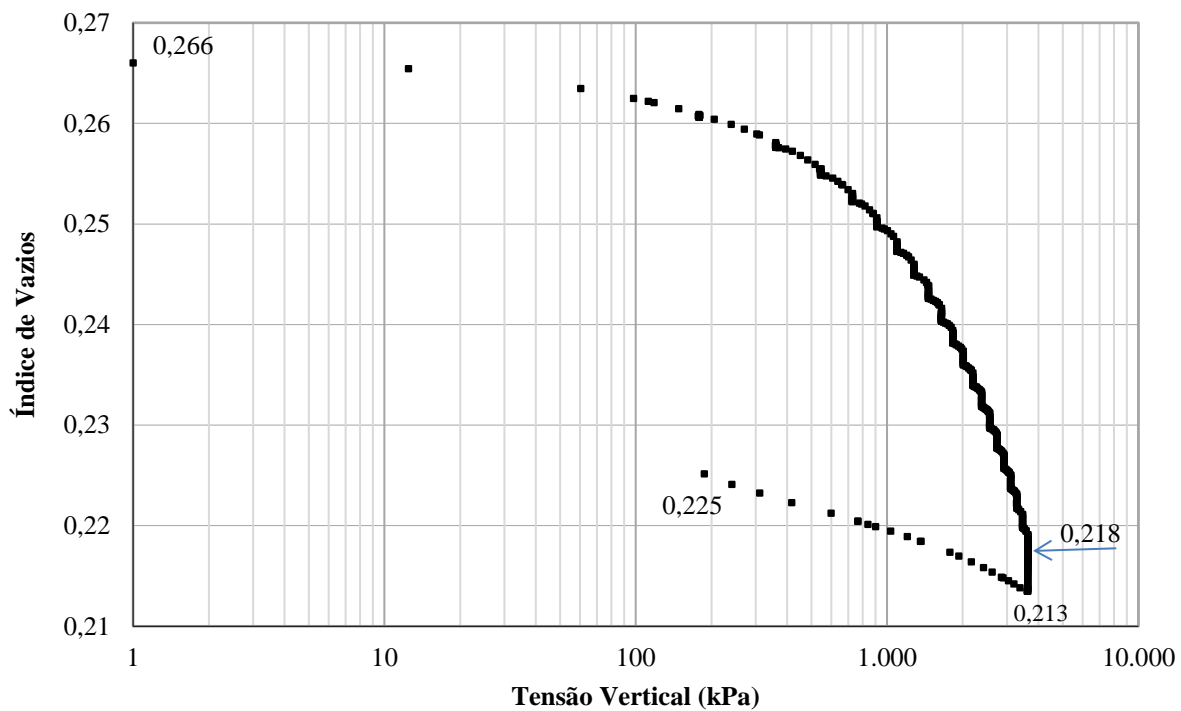


Figura D. 49 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-3''B-D₈₆.

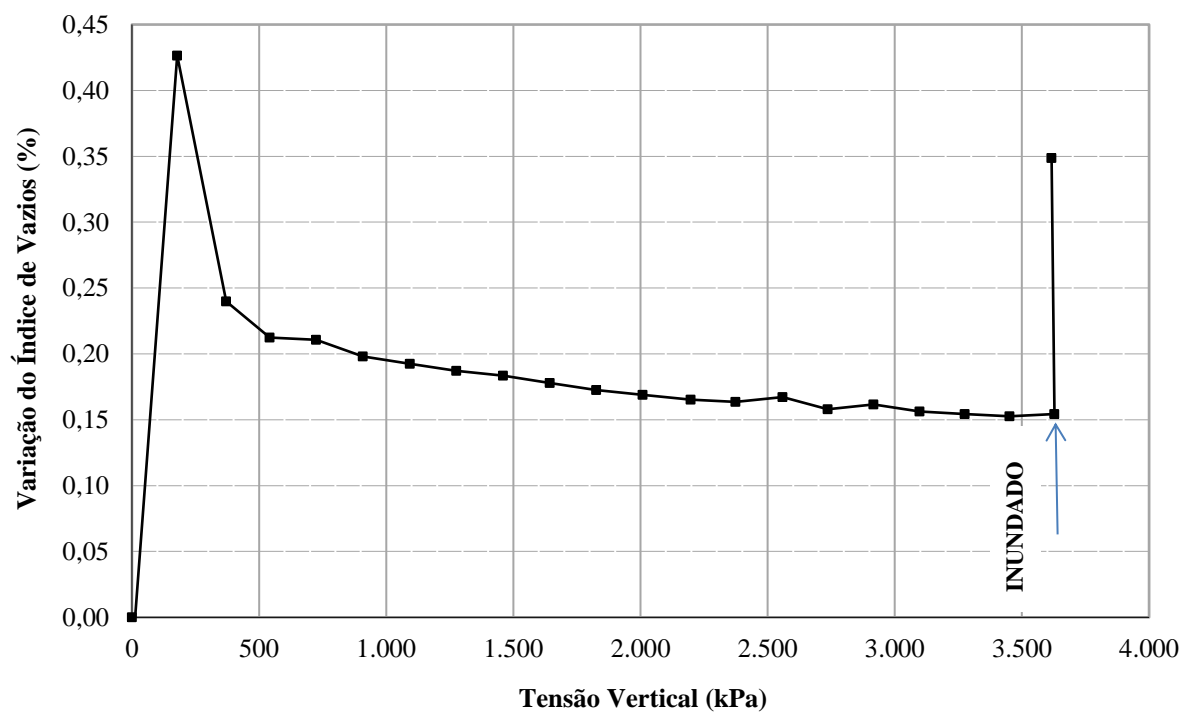


Figura D. 50 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-3''B-D₈₆.

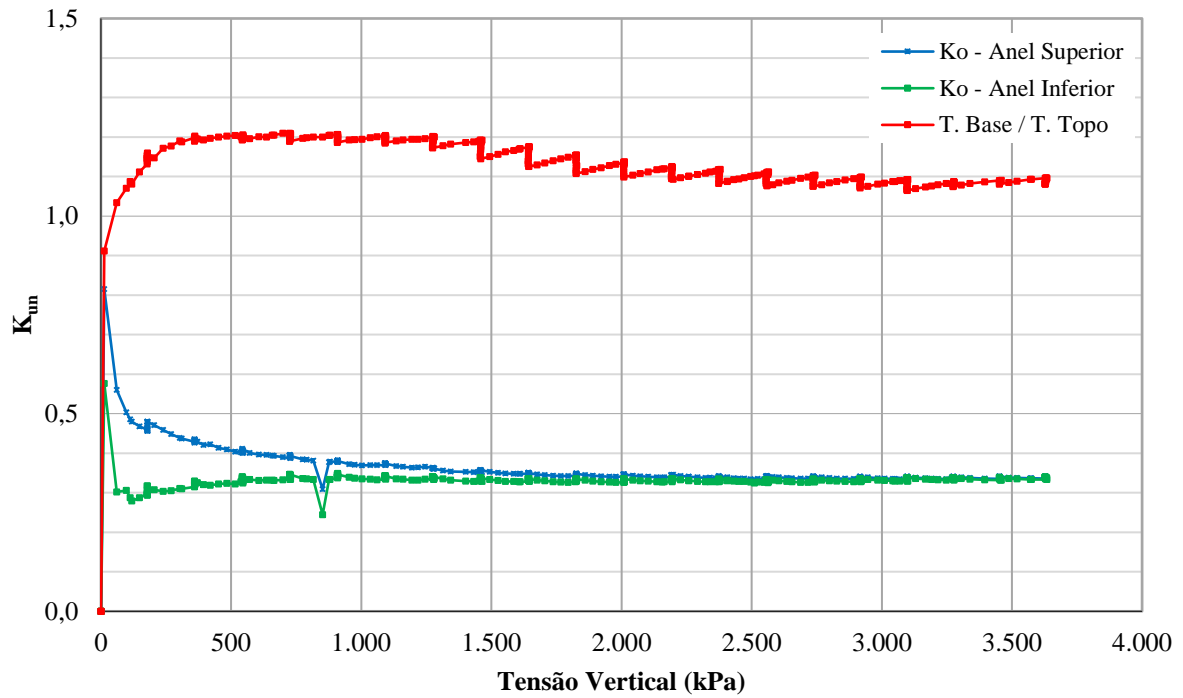


Figura D. 51 - K_{un} versus tensão vertical $D_{cf-Gr-3''B-D_{86}}$.

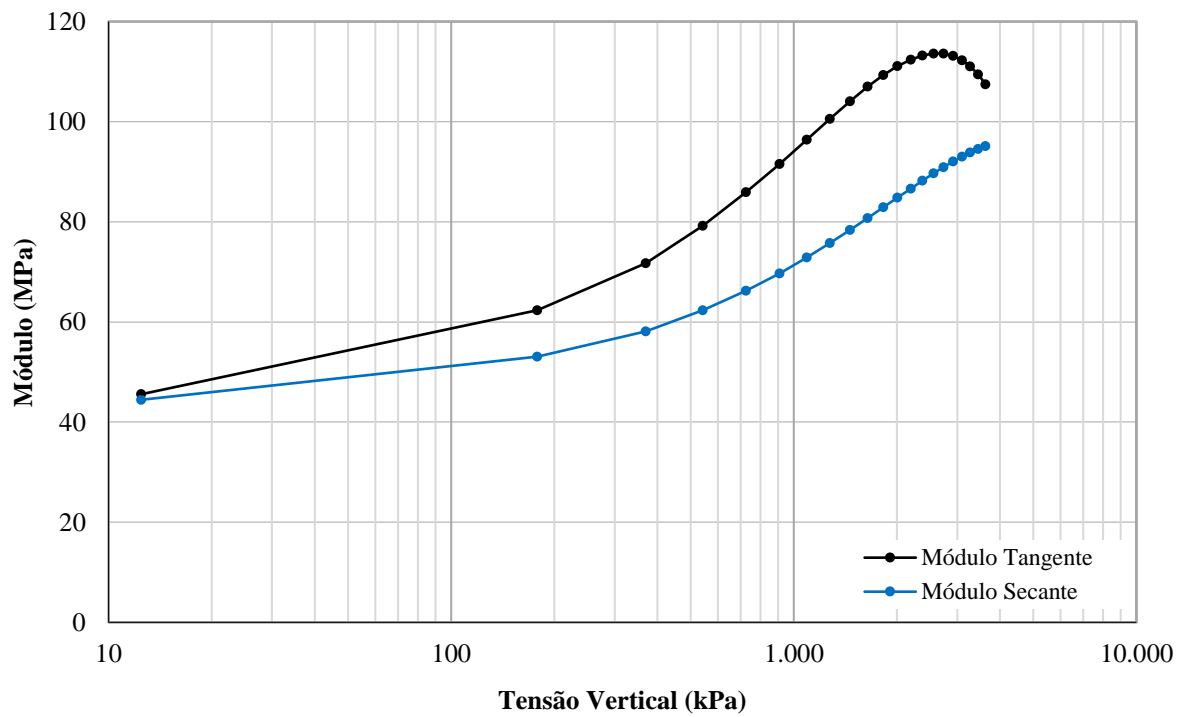


Figura D. 52 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{cf-Gr-3''B-D_{86}}$.

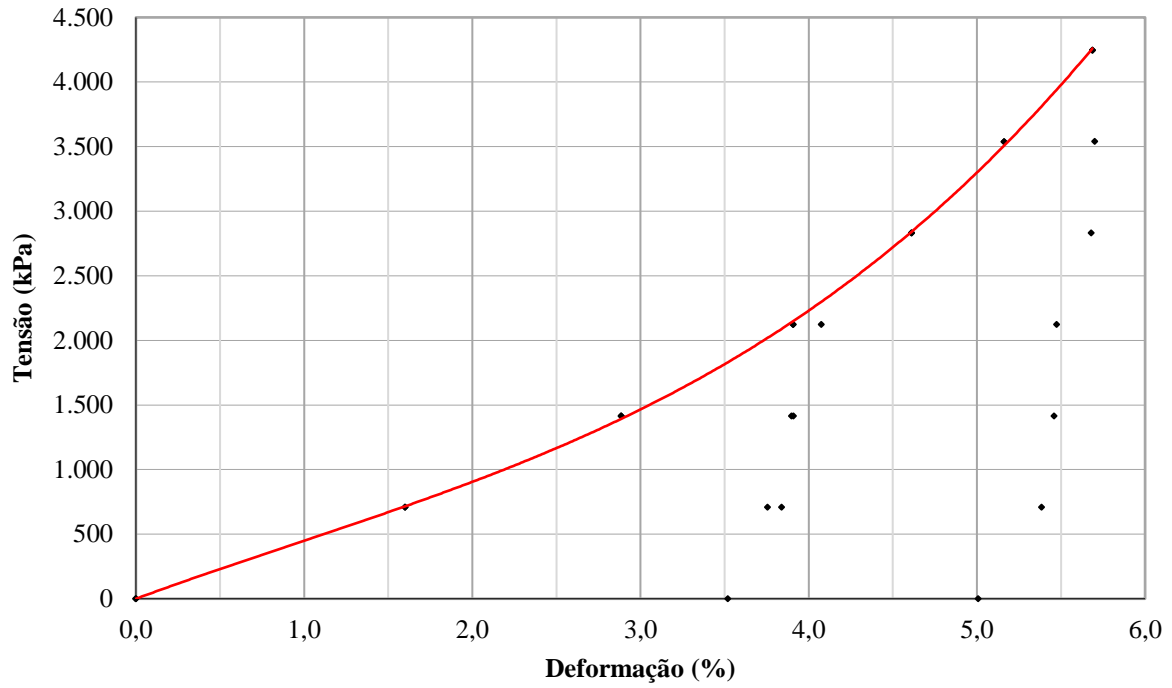


Figura D. 53 - Compressão unidimensional D_{c30R}-Gr-3''B-D₄₇.

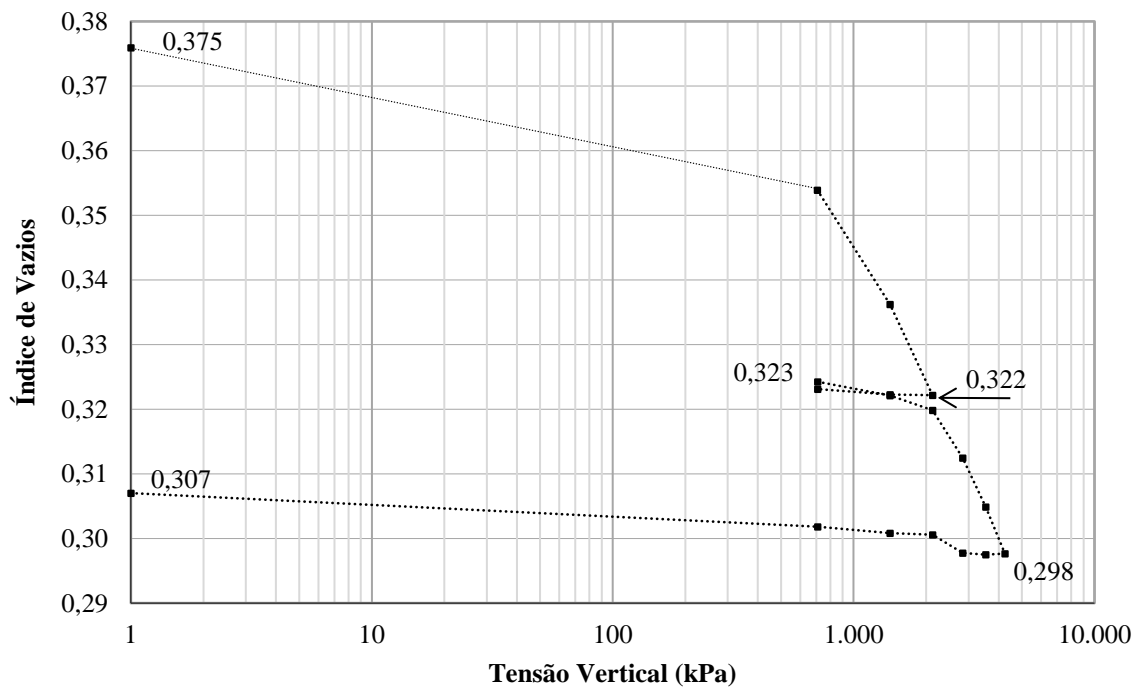


Figura D. 54 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{c30R}-Gr-3''B-D₄₇.

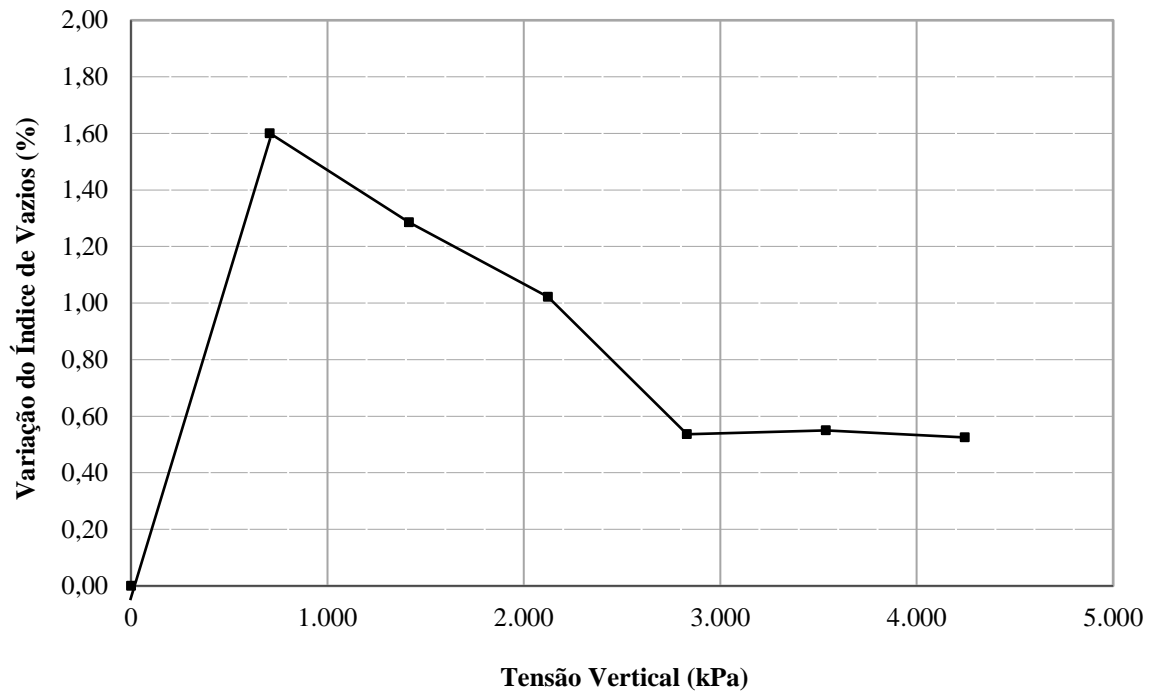


Figura D. 55 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-3''B-D_{47}}$.

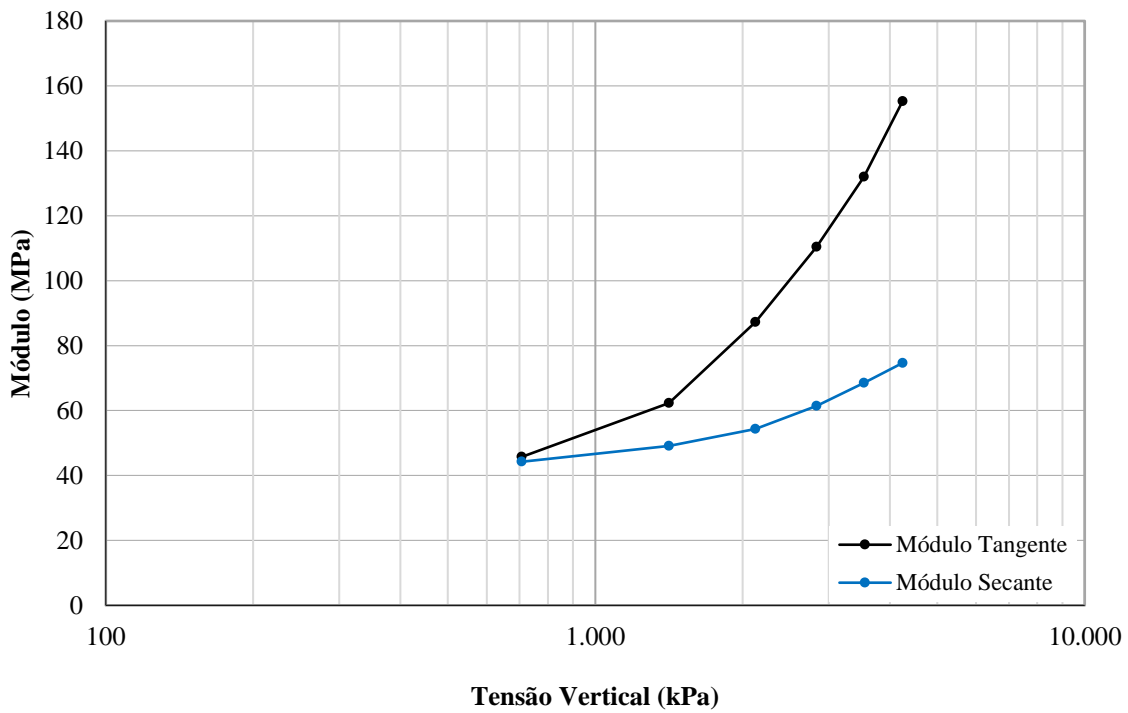


Figura D. 56 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-3''B-D_{47}}$.

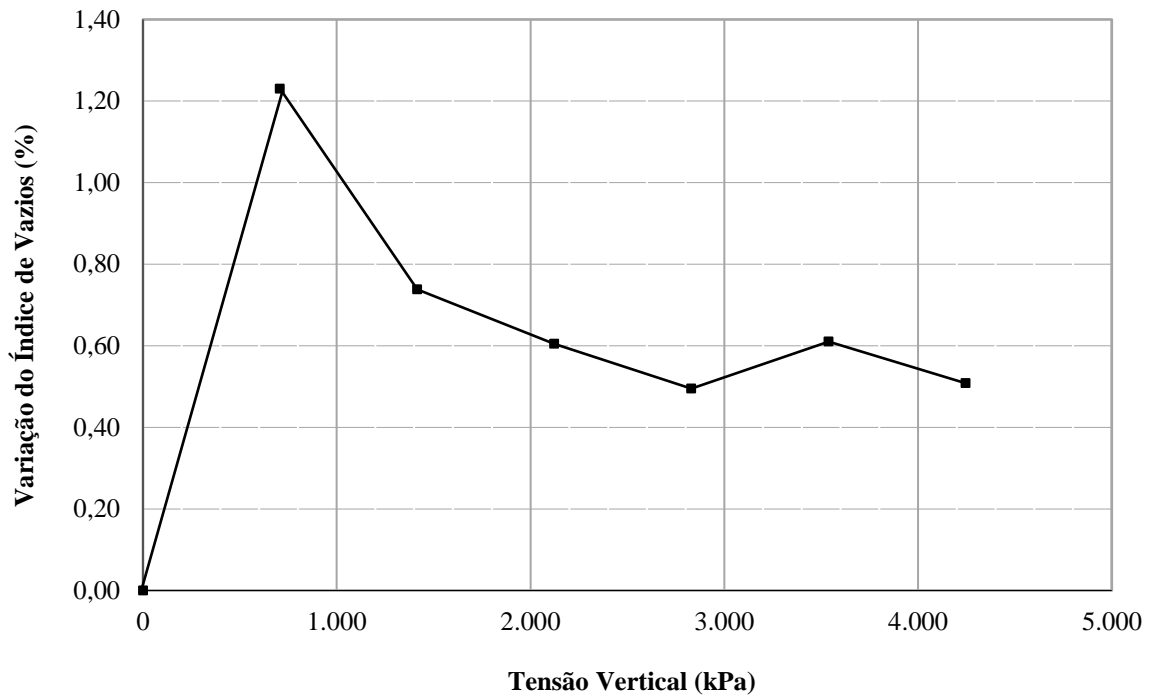


Figura D. 59 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-3''B-D_{86}}$.

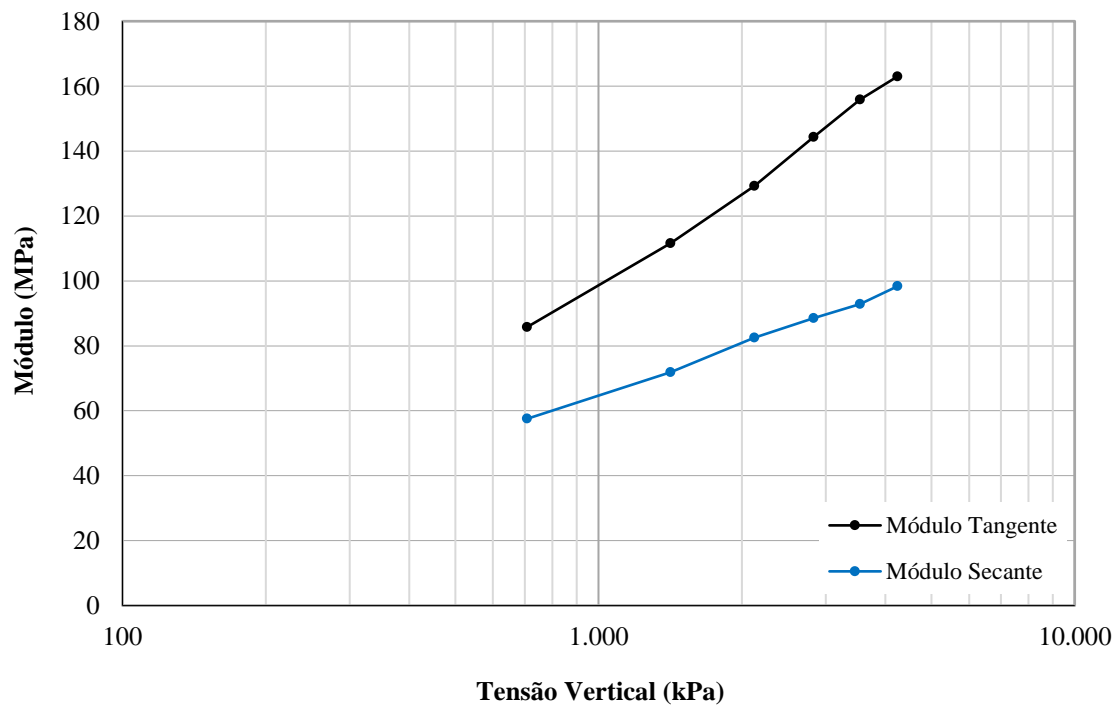


Figura D. 60 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-3''B-D_{86}}$.

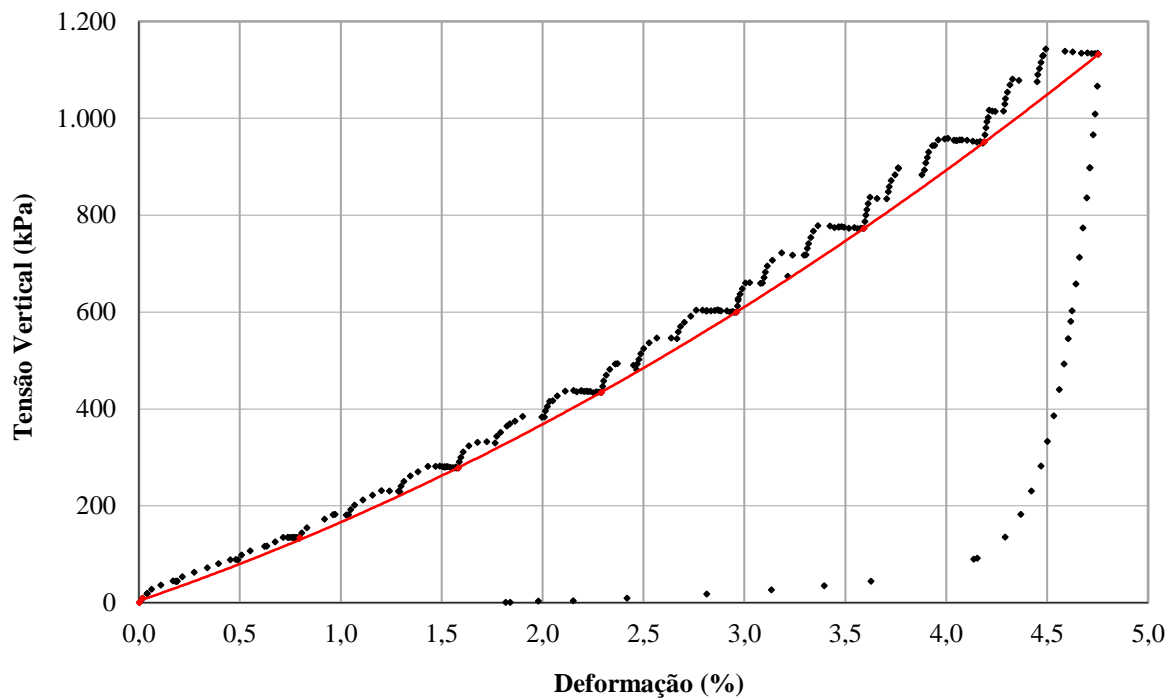


Figura D. 61 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-1''B-D₃₅.

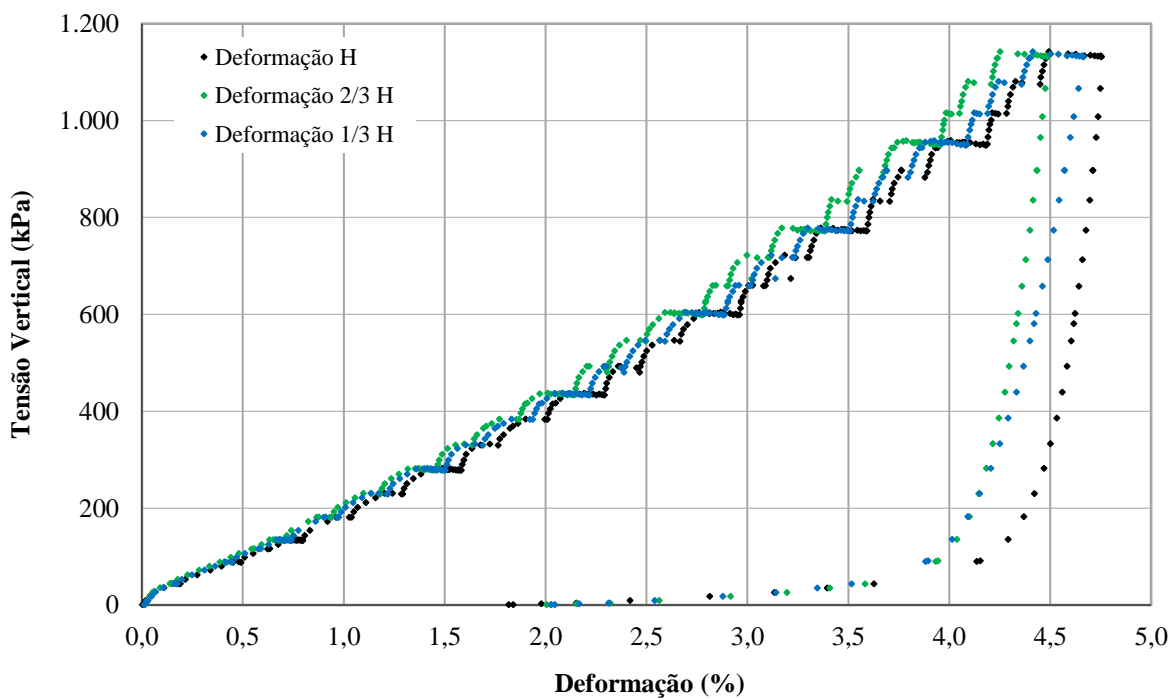


Figura D. 62 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-1''B-D₃₅.

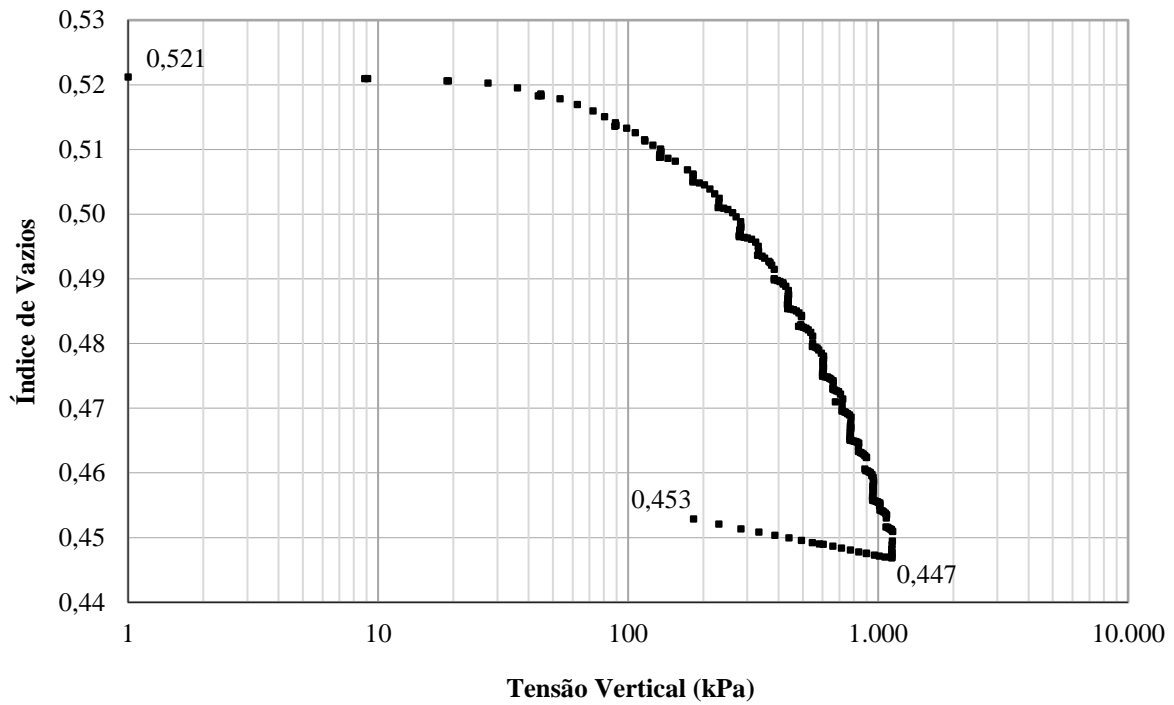


Figura D. 63 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-1''B-D₃₅.

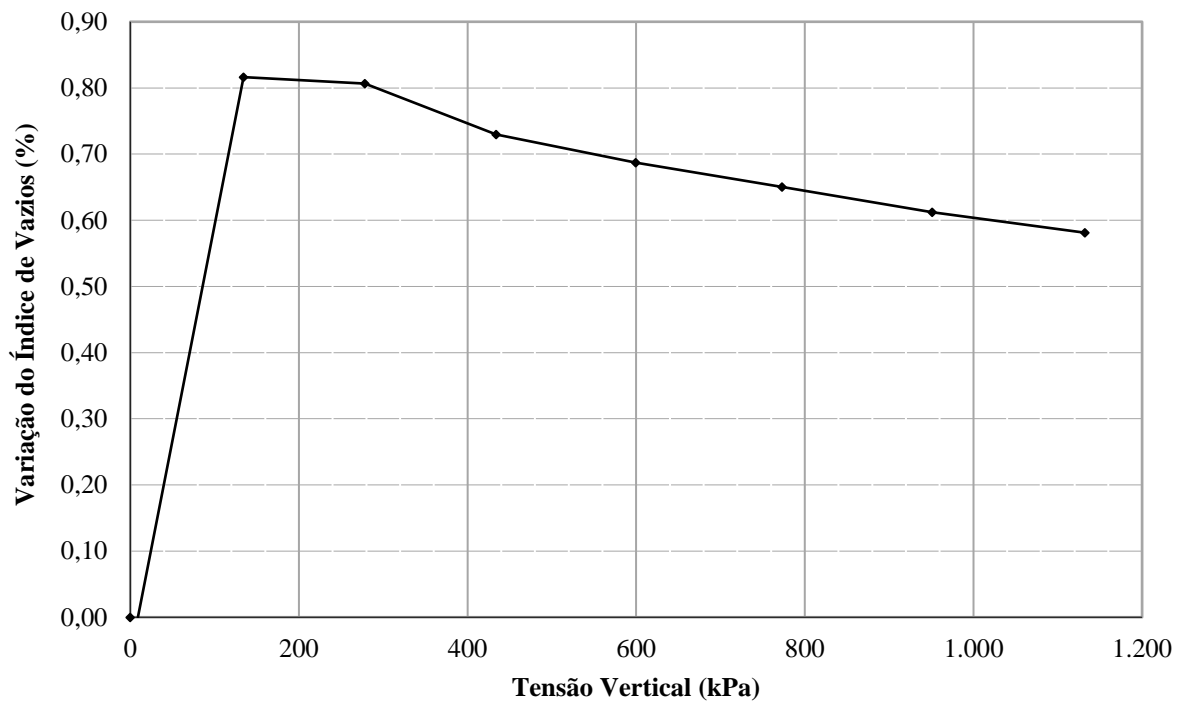


Figura D. 64 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1''B-D₃₅.

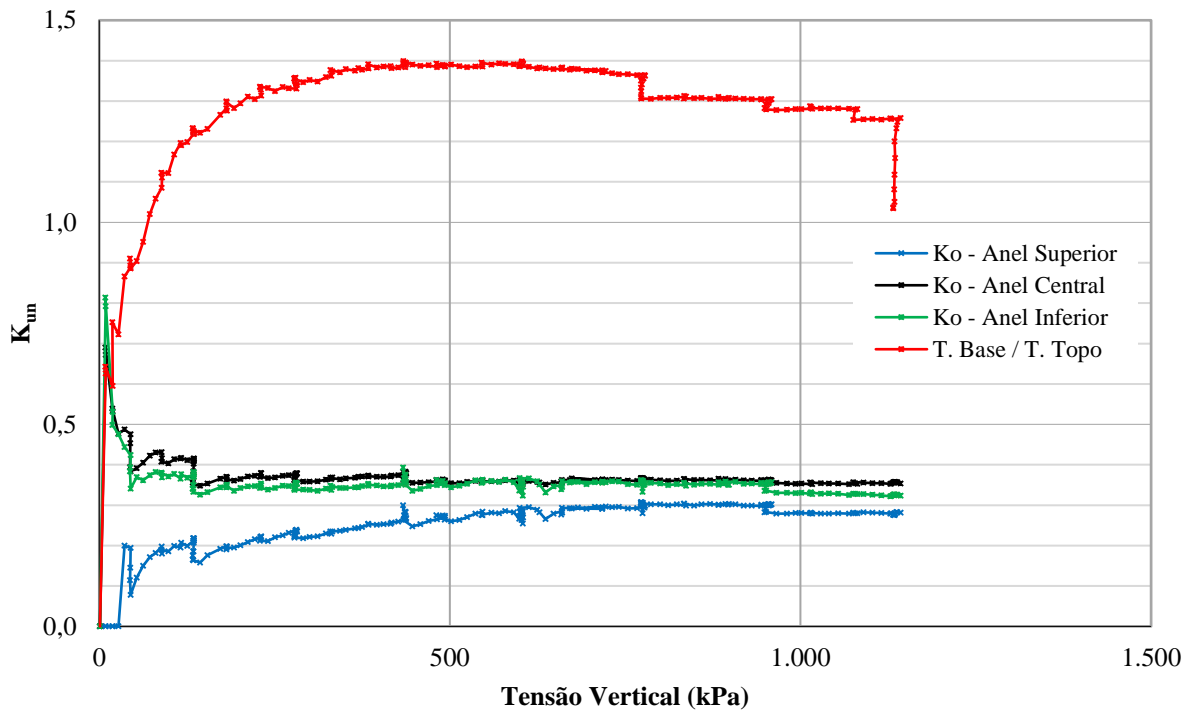


Figura D. 65 - K_{un} versus tensão vertical $D_{cf-Gr-1''B-D35}$.

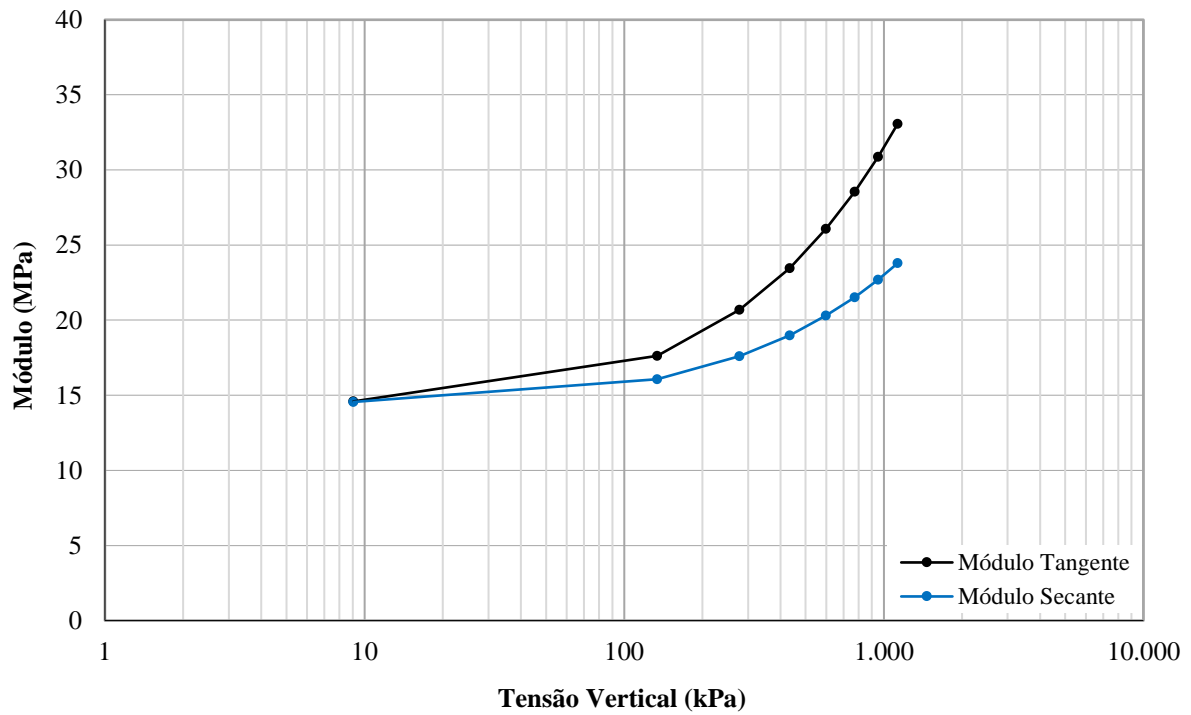


Figura D. 66 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{cf-Gr-1''B-D35}$.

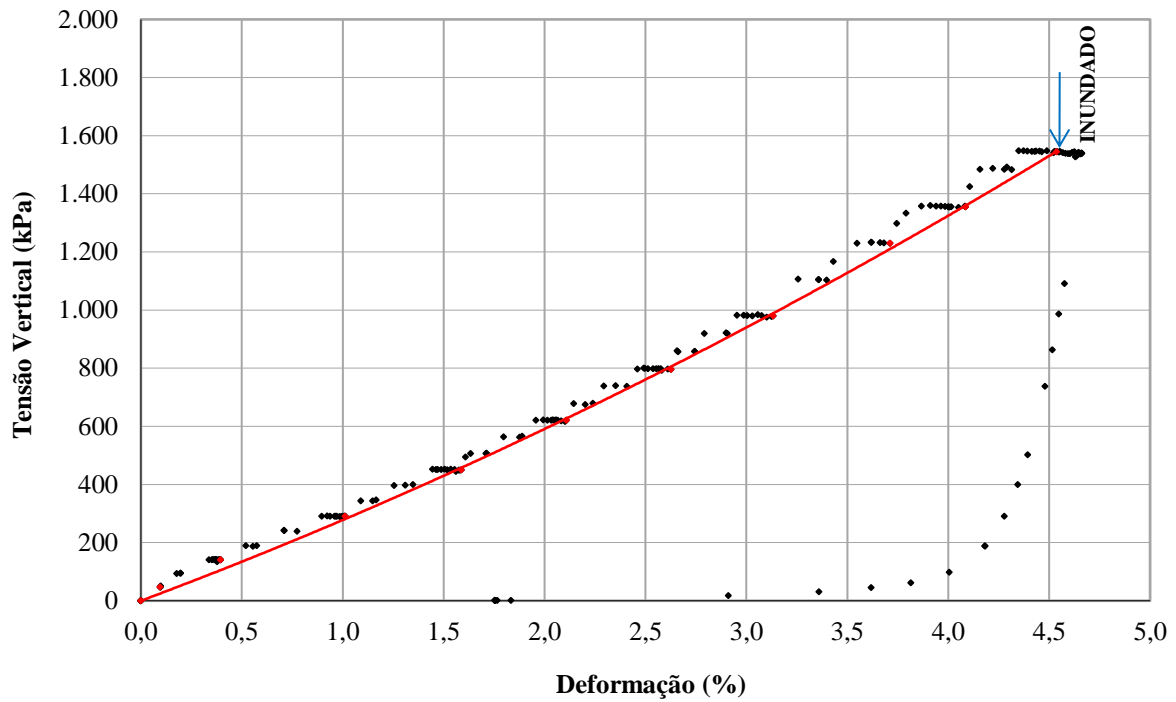


Figura D. 67 - Compressão unidimensional $D_{cf}\text{-Gr-1}''\text{B-D}_{45}$.

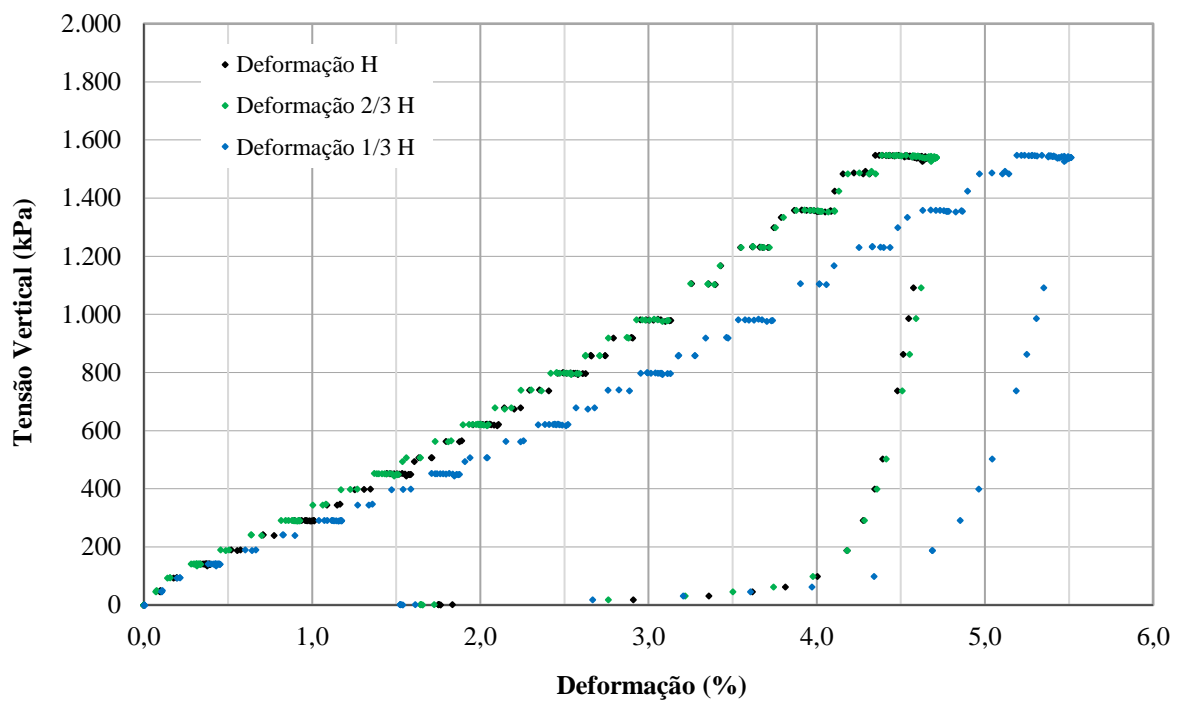


Figura D. 68 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf}\text{-Gr-1}''\text{B-D}_{45}$.

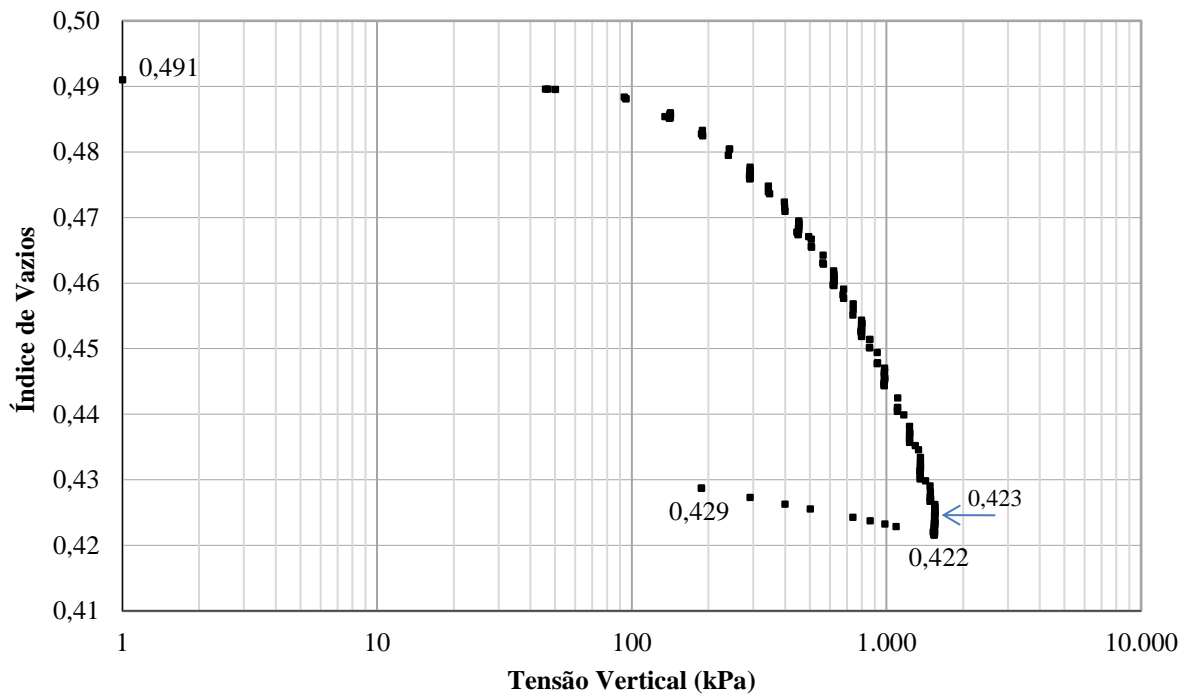


Figura D. 69 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-1''B-D₄₅.

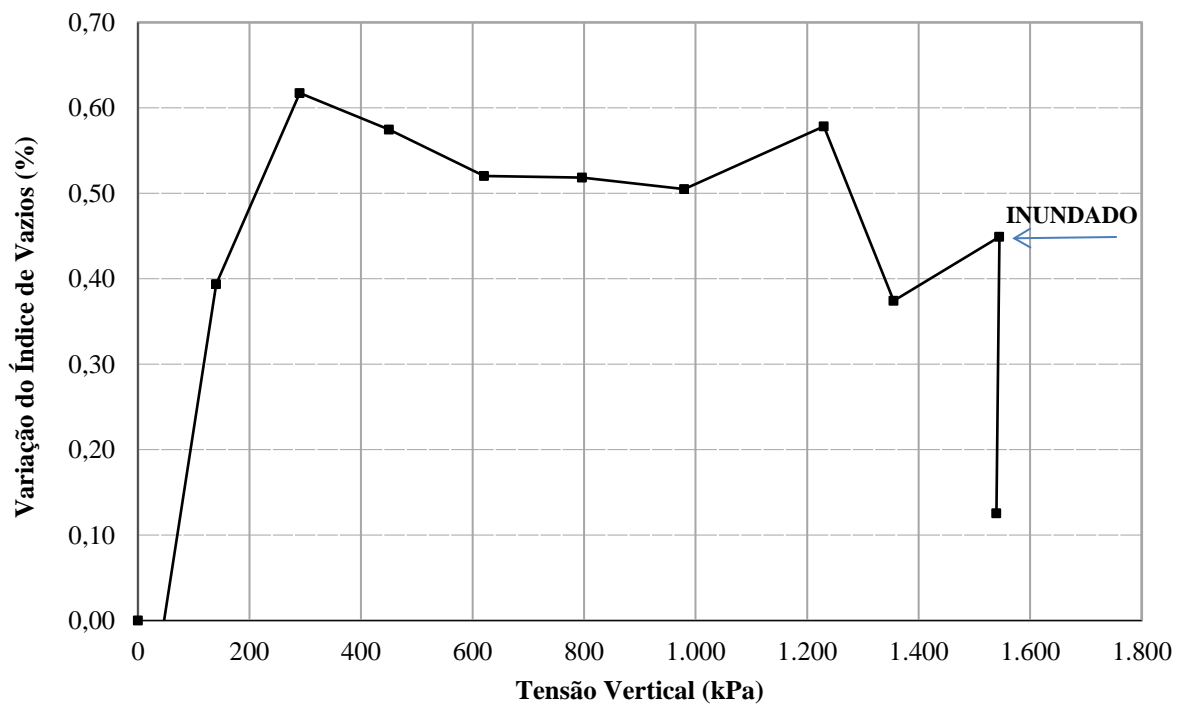


Figura D. 70 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1''B-D₄₅.

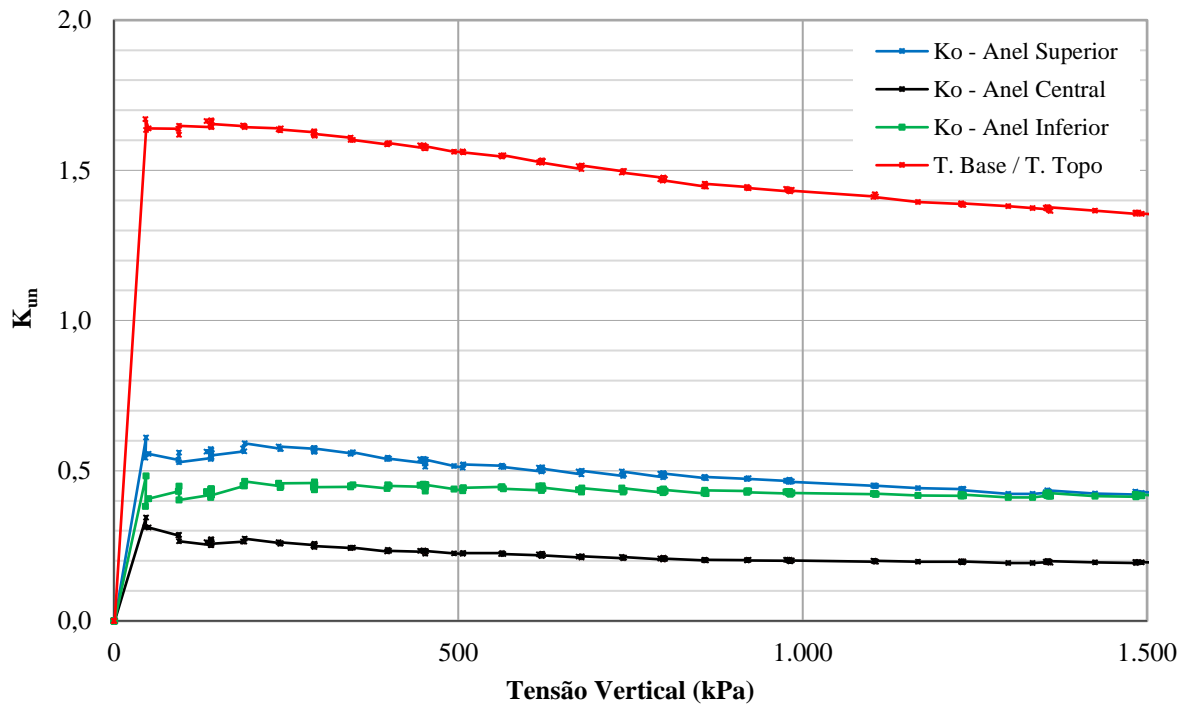


Figura D. 71 - K_{un} versus tensão vertical $D_{cf-Gr-1''B-D_{45}}$.

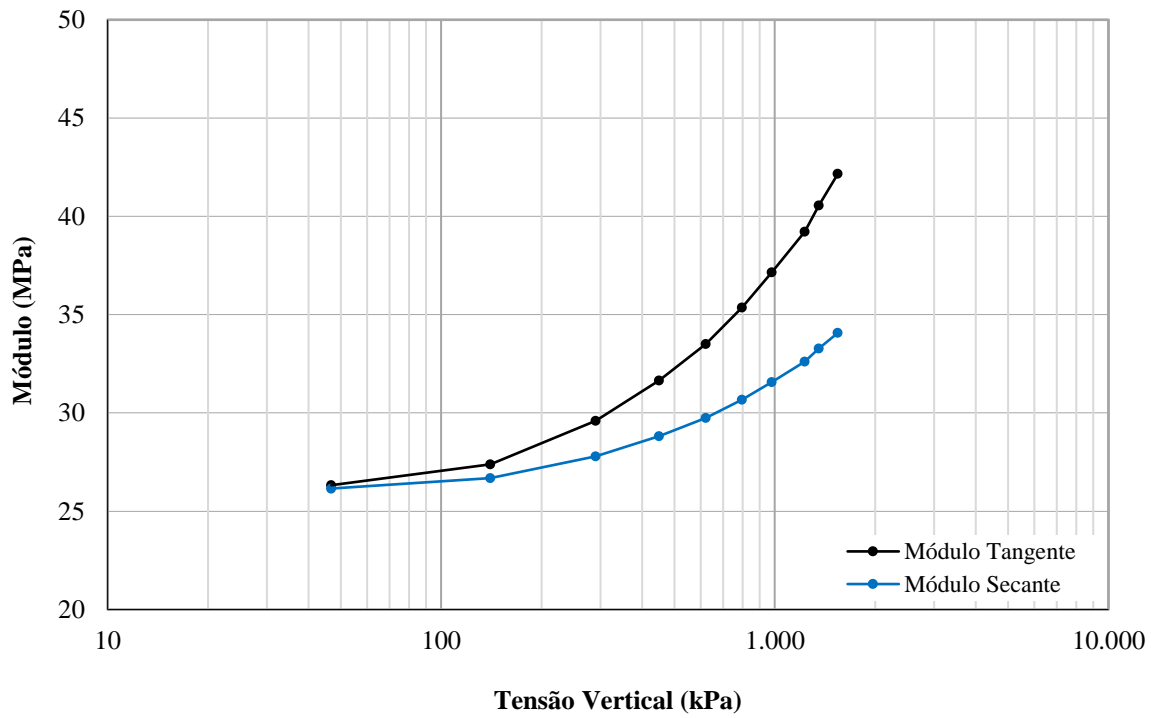


Figura D. 72 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{cf-Gr-1''B-D_{45}}$.

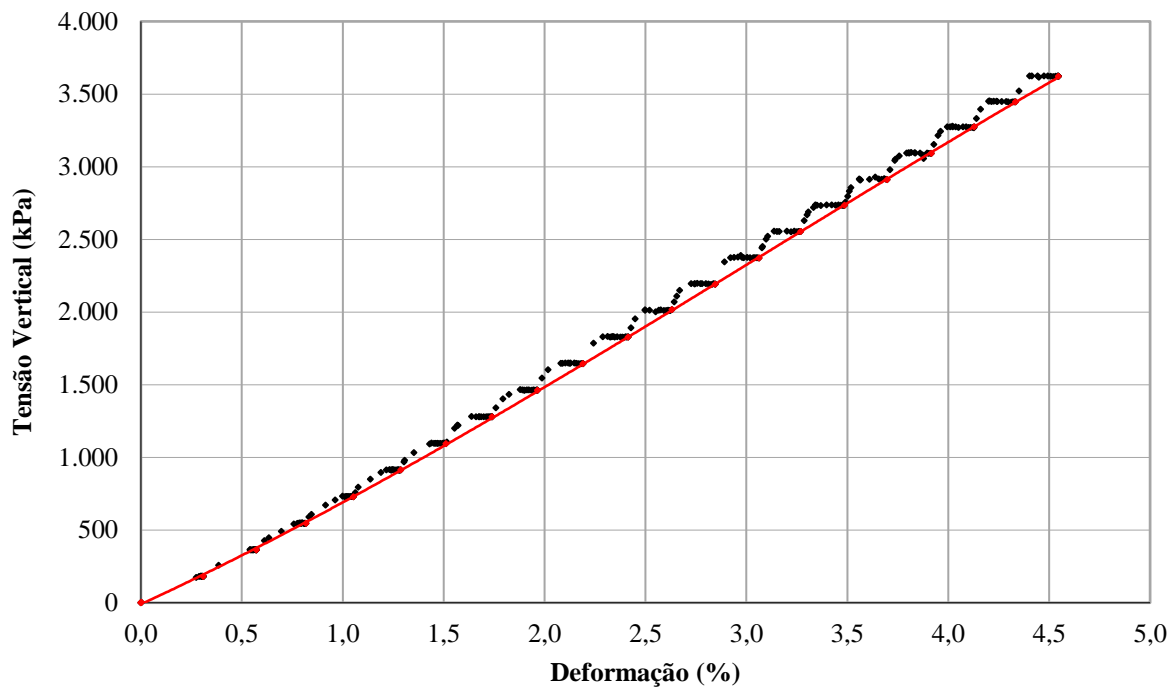


Figura D. 73 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

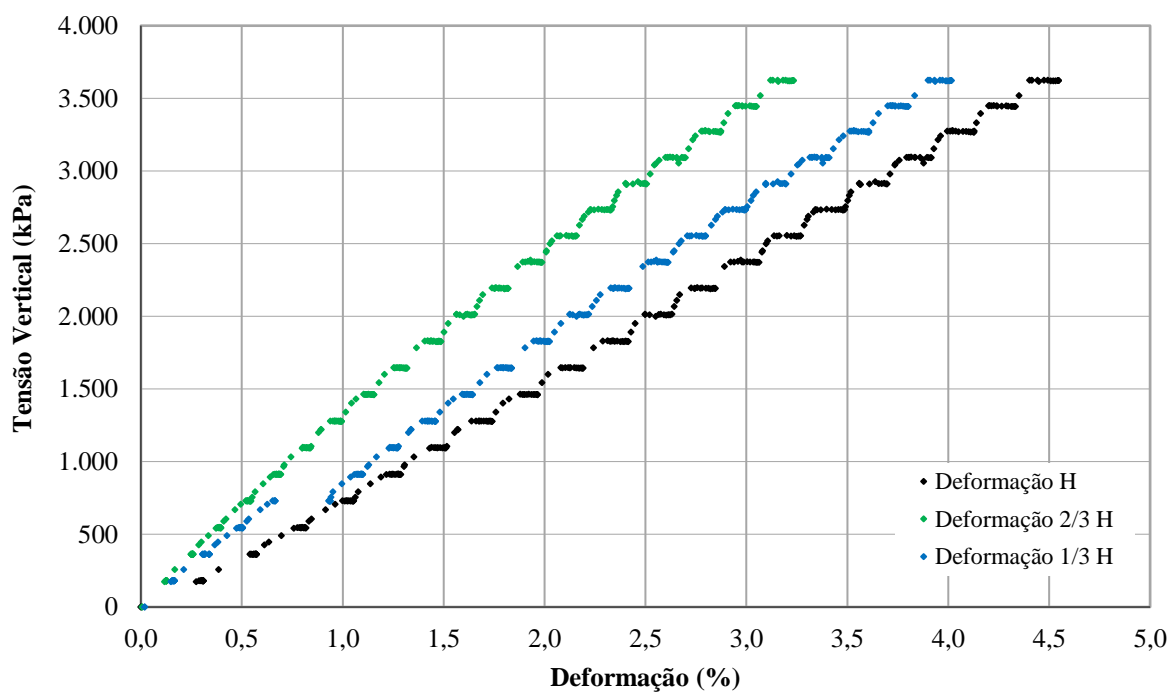


Figura D. 74 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

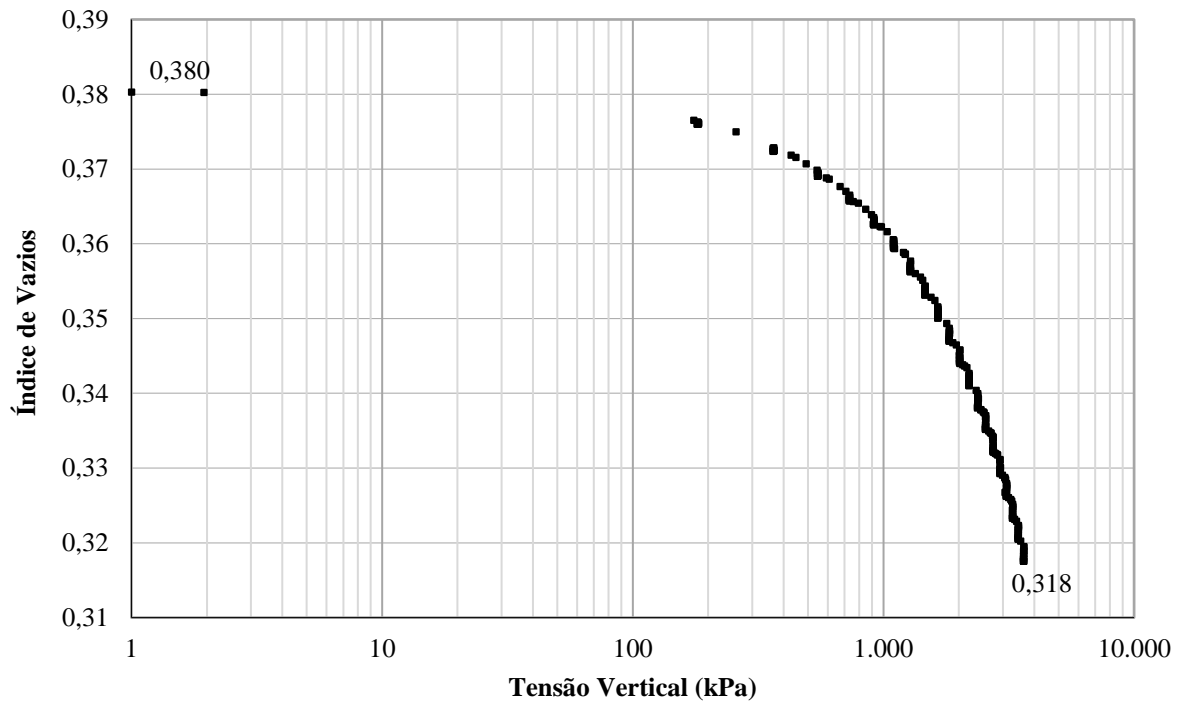


Figura D. 75 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

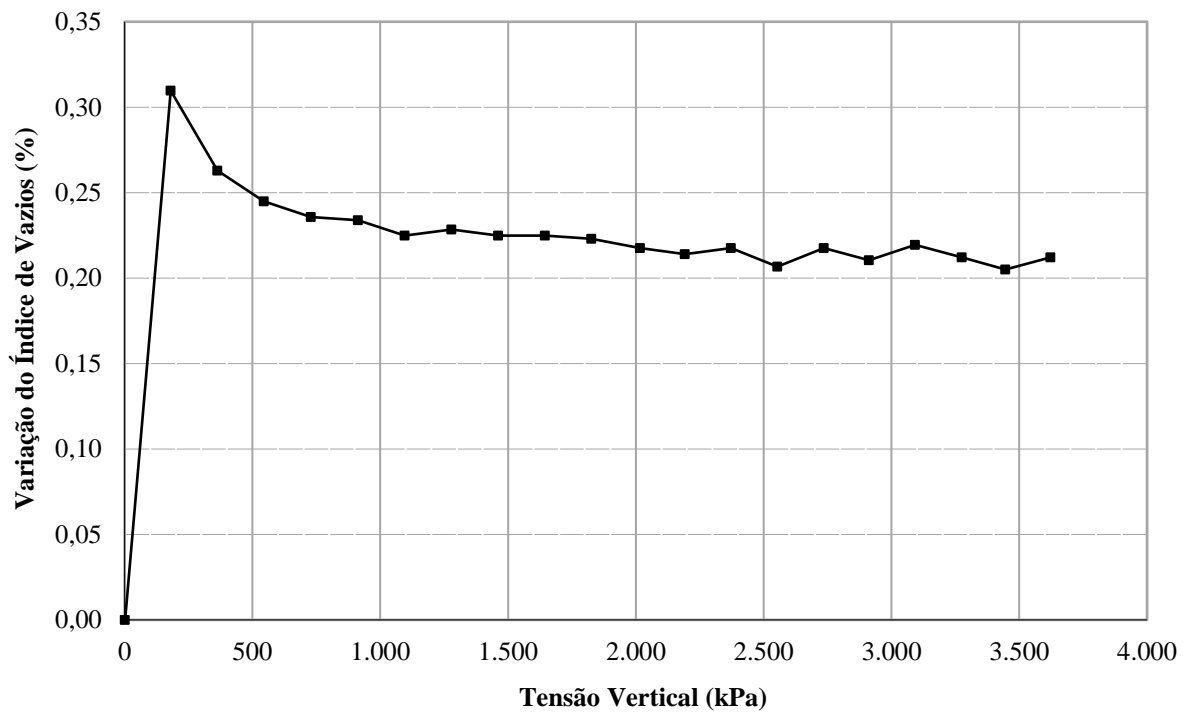


Figura D. 76 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

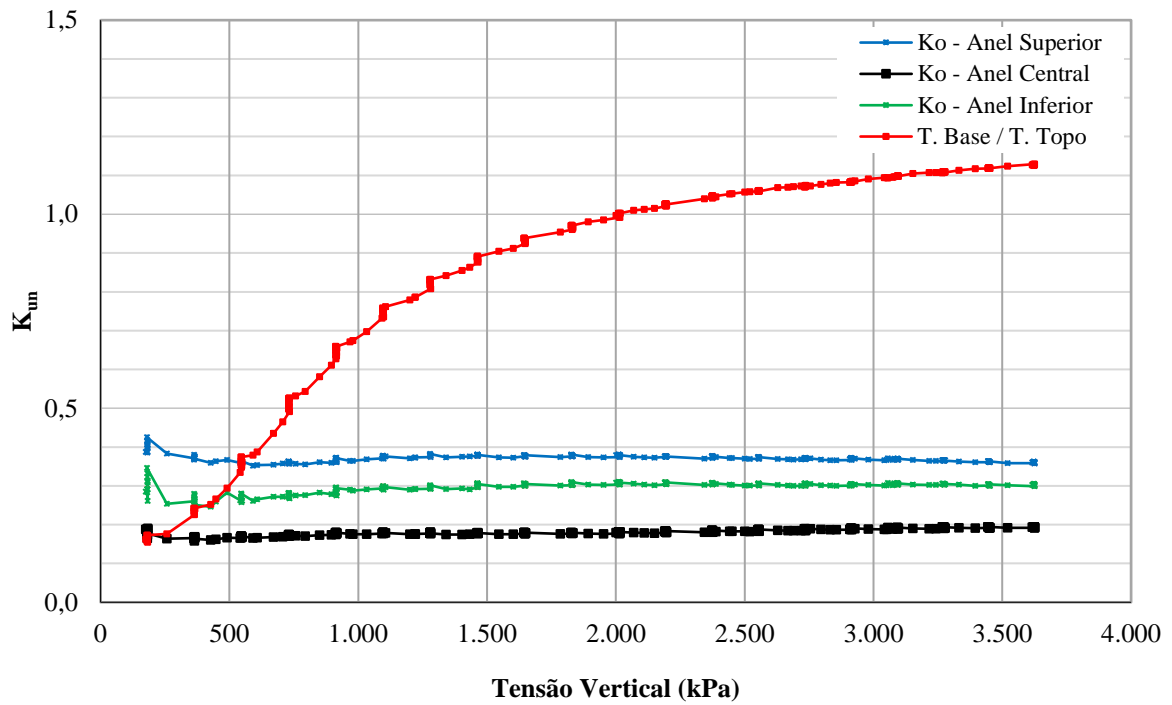


Figura D. 77 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

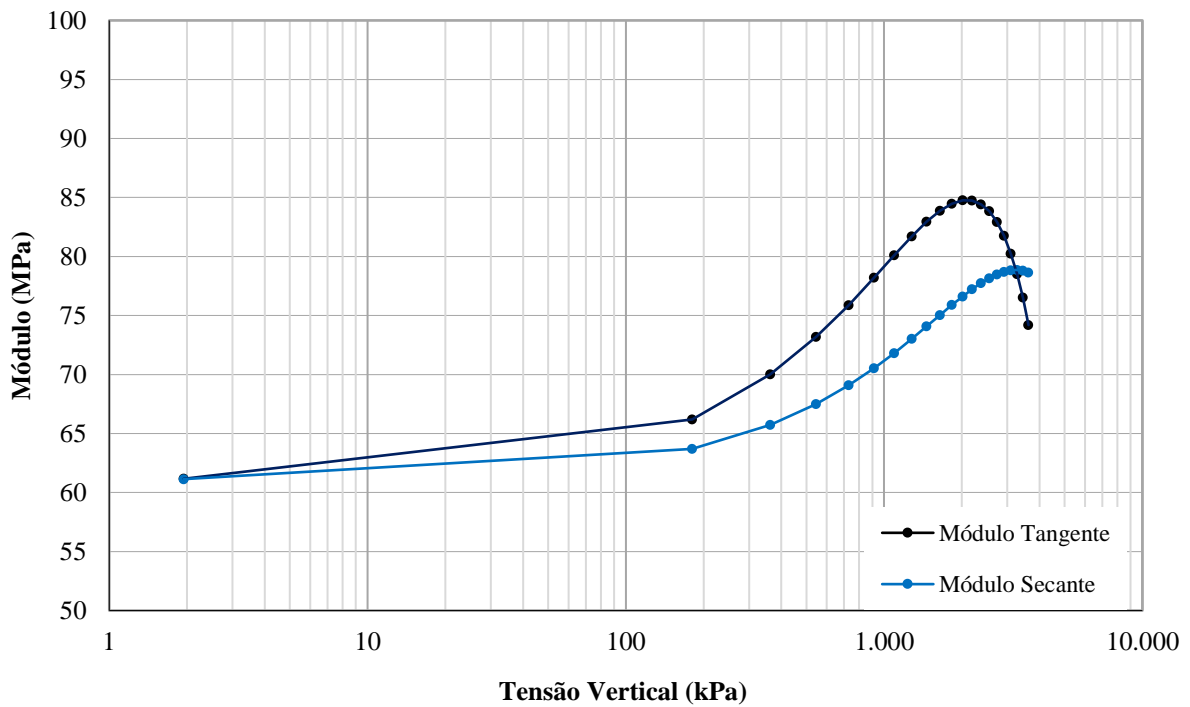


Figura D. 78 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1''B-D₈₅.

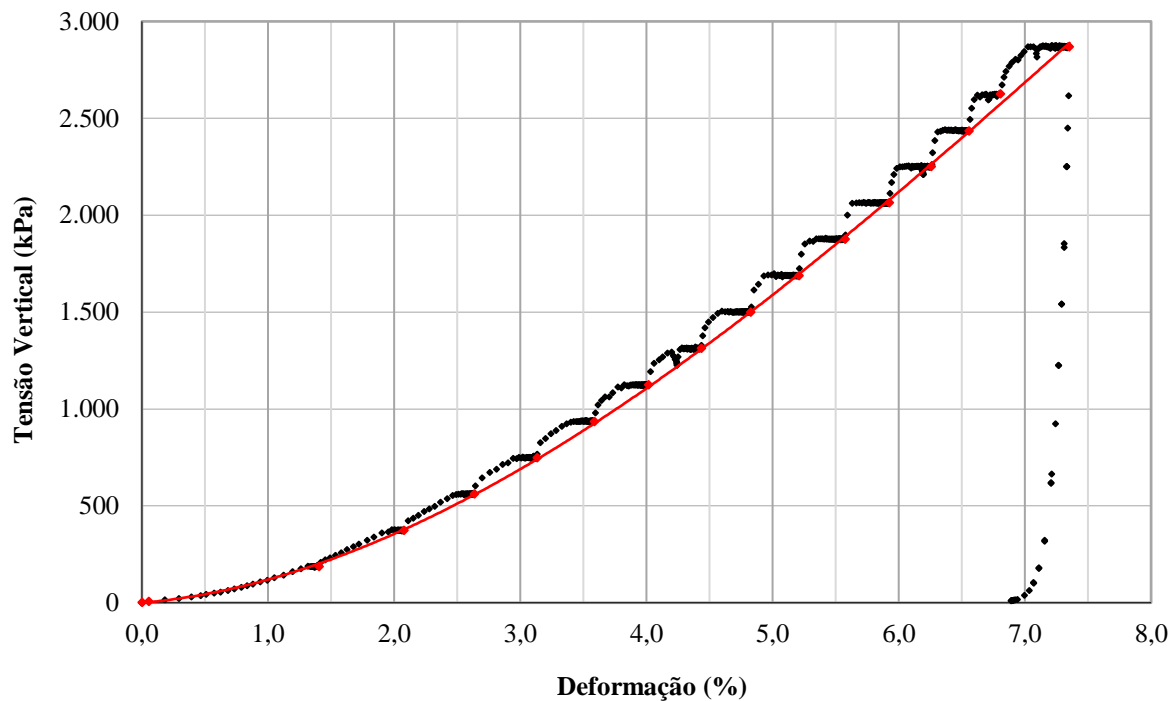


Figura D. 79 - Compressão unidimensional $D_{c100R-Gr-1''B-D53}$.

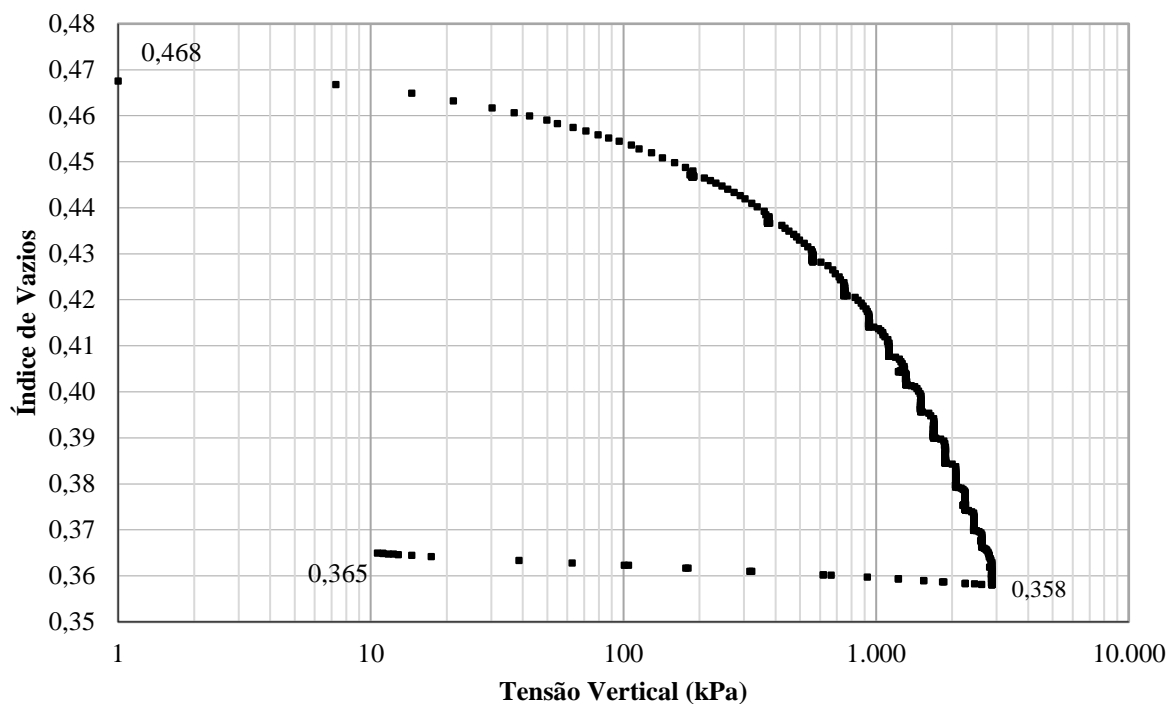


Figura D. 80 - Índice de vazios *versus* tensão vertical $D_{c100R-Gr-1''B-D53}$.

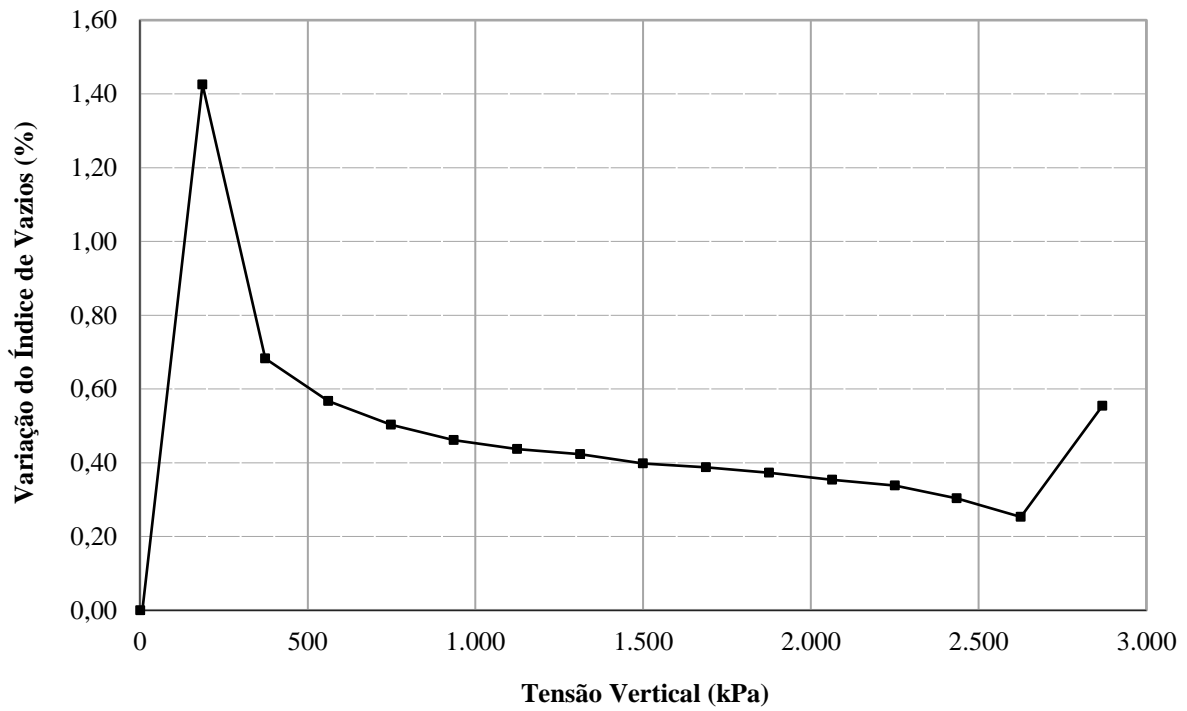


Figura D. 81 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c100R-Gr-1''B-D53}$.

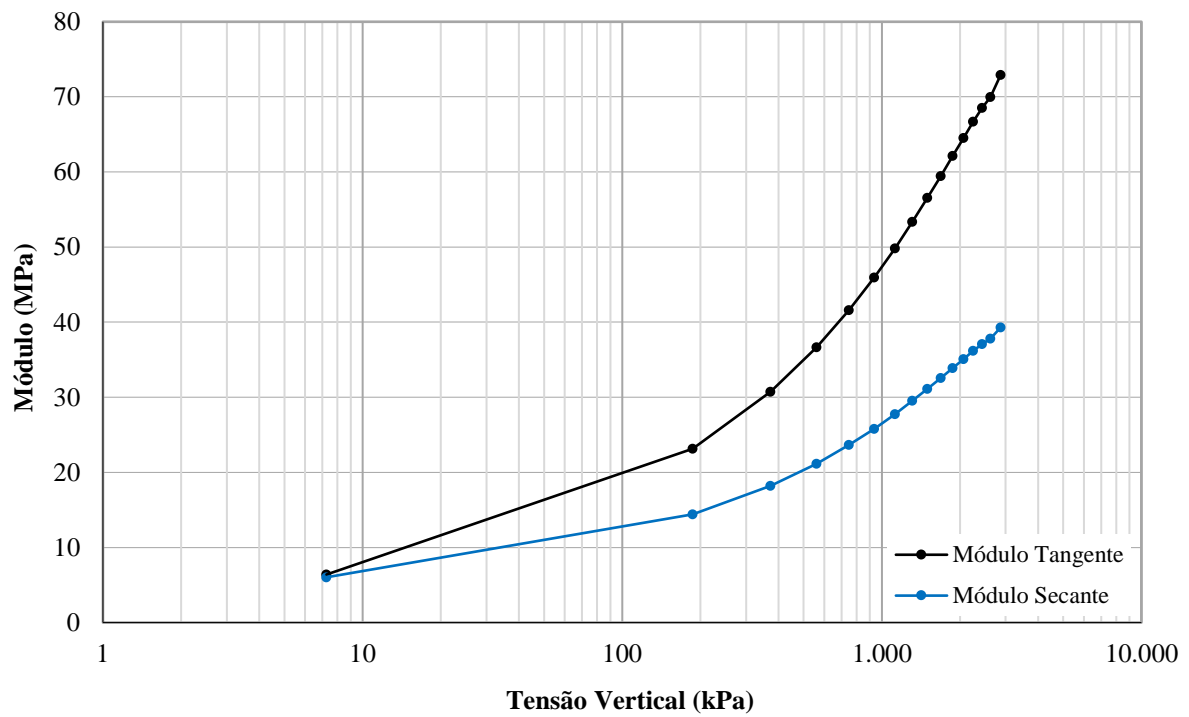


Figura D. 82 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c100R-Gr-1''B-D53}$.

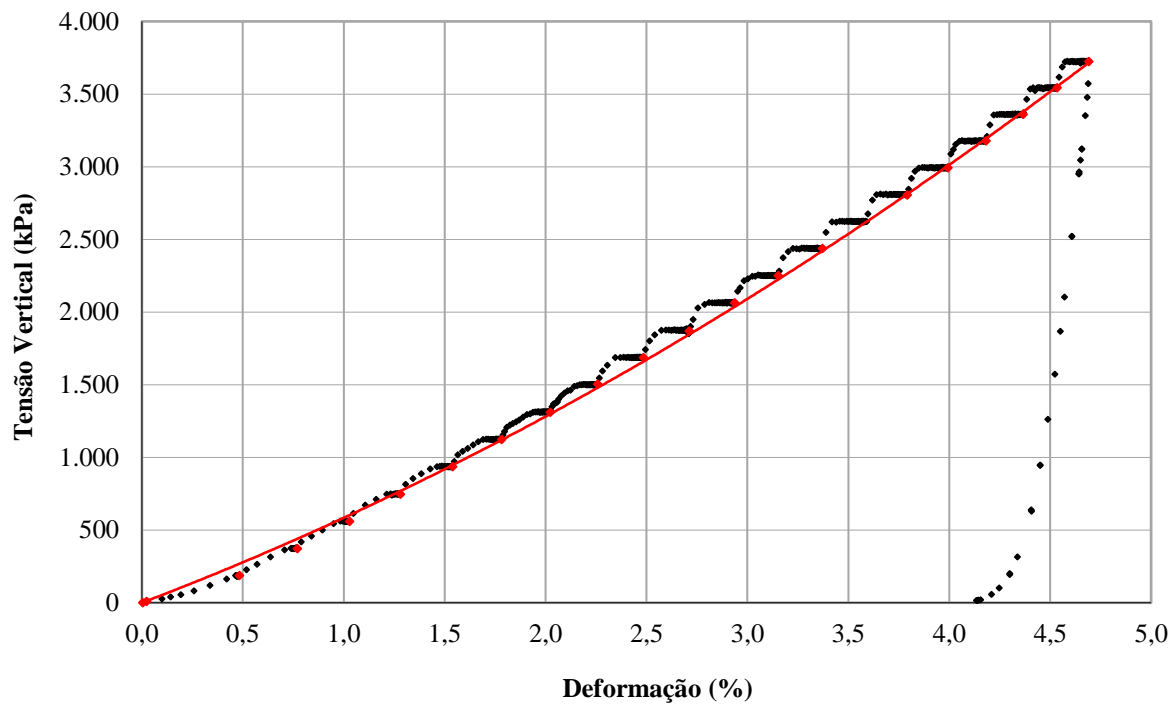


Figura D. 83 - Compressão unidimensional $D_{c100R-Gr-1''B-D87}$.

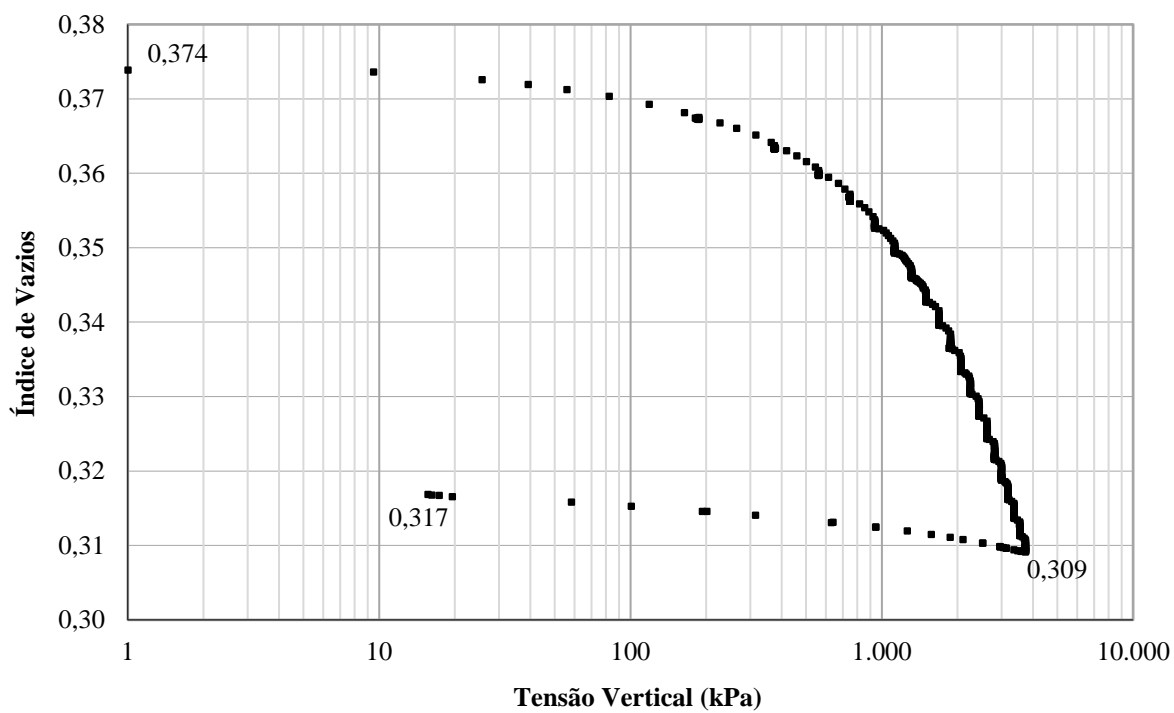


Figura D. 84 - Índice de vazios *versus* tensão vertical $D_{c100R-Gr-1''B-D87}$.

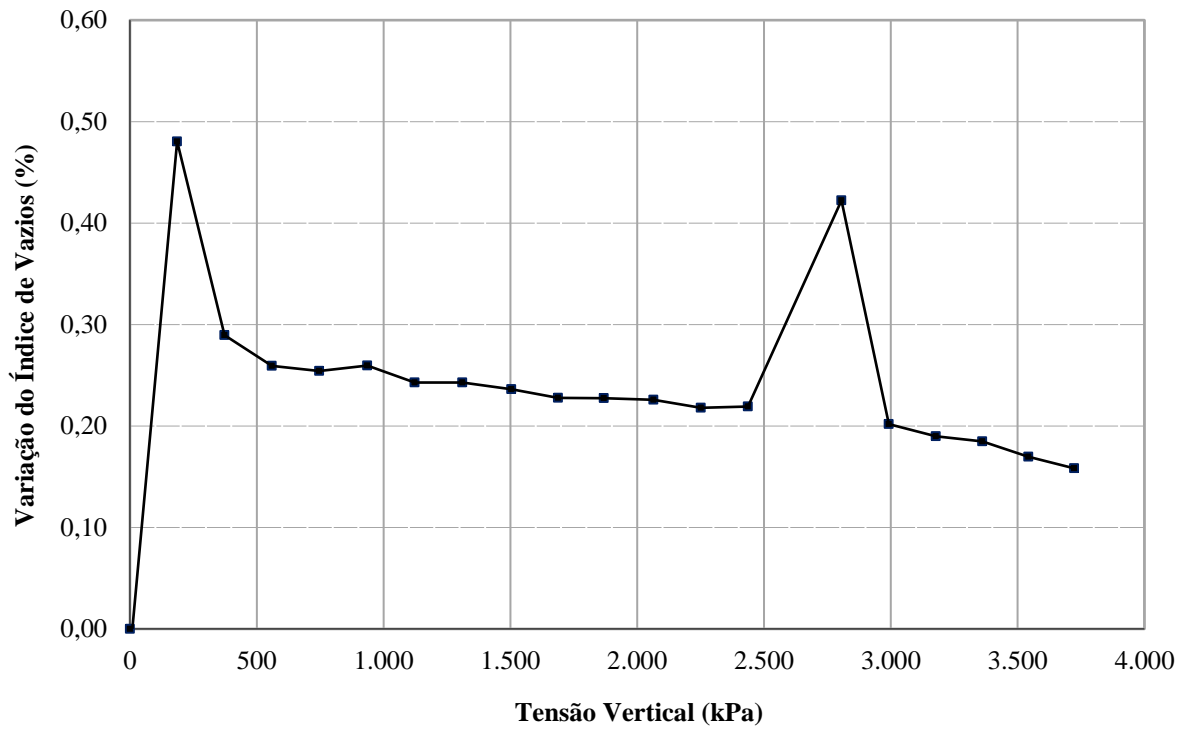


Figura D. 85 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c100R-Gr-1''B-D87}$.

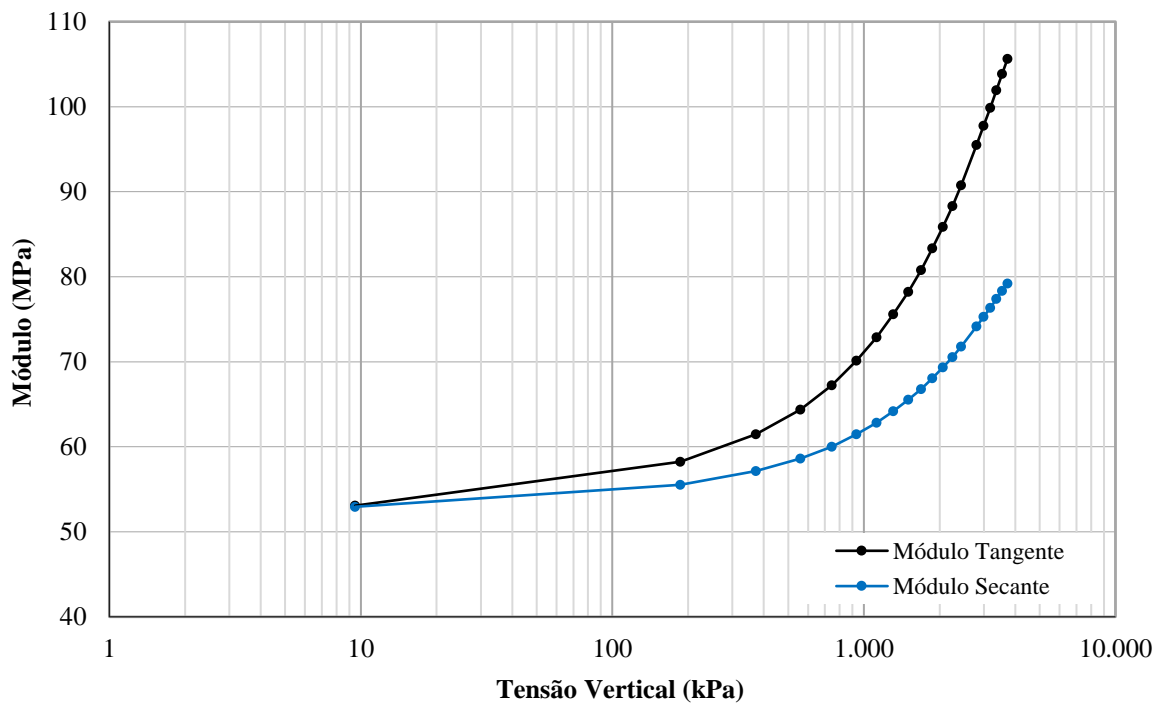


Figura D. 86 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c100R-Gr-1''B-D87}$.

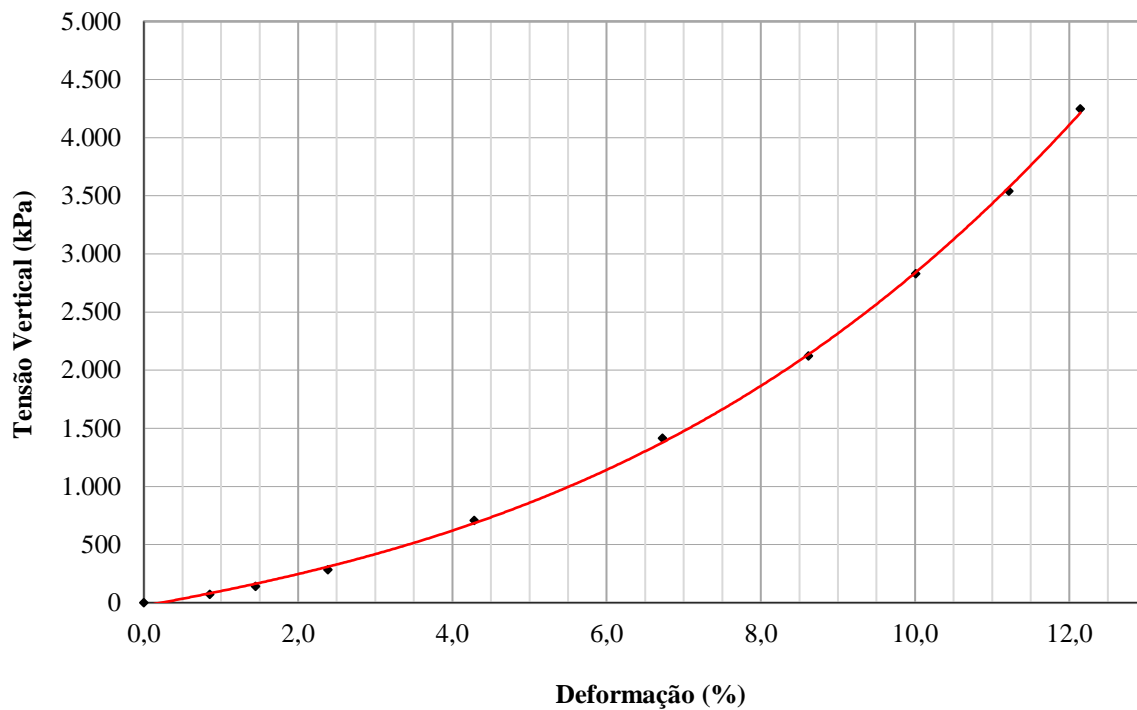


Figura D. 87 - Compressão unidimensional D_{c30R}-Gr-1'B-D₁₉.

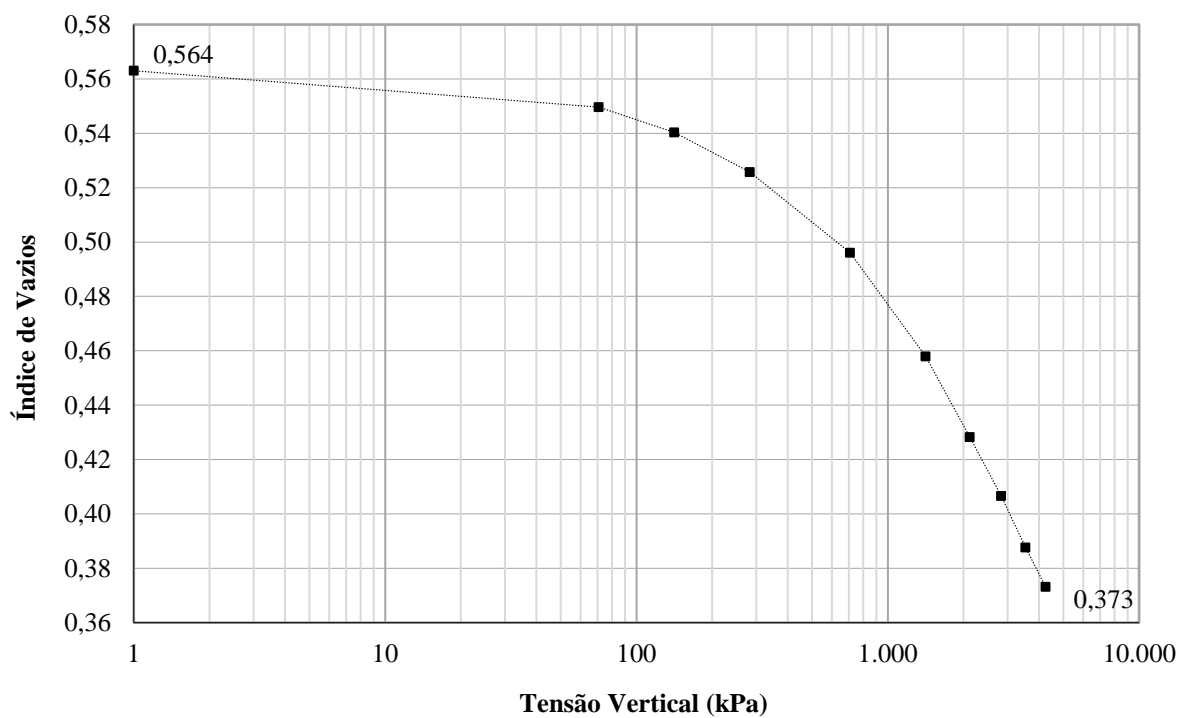


Figura D. 88 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{c30R}-Gr-1'B-D₁₉.

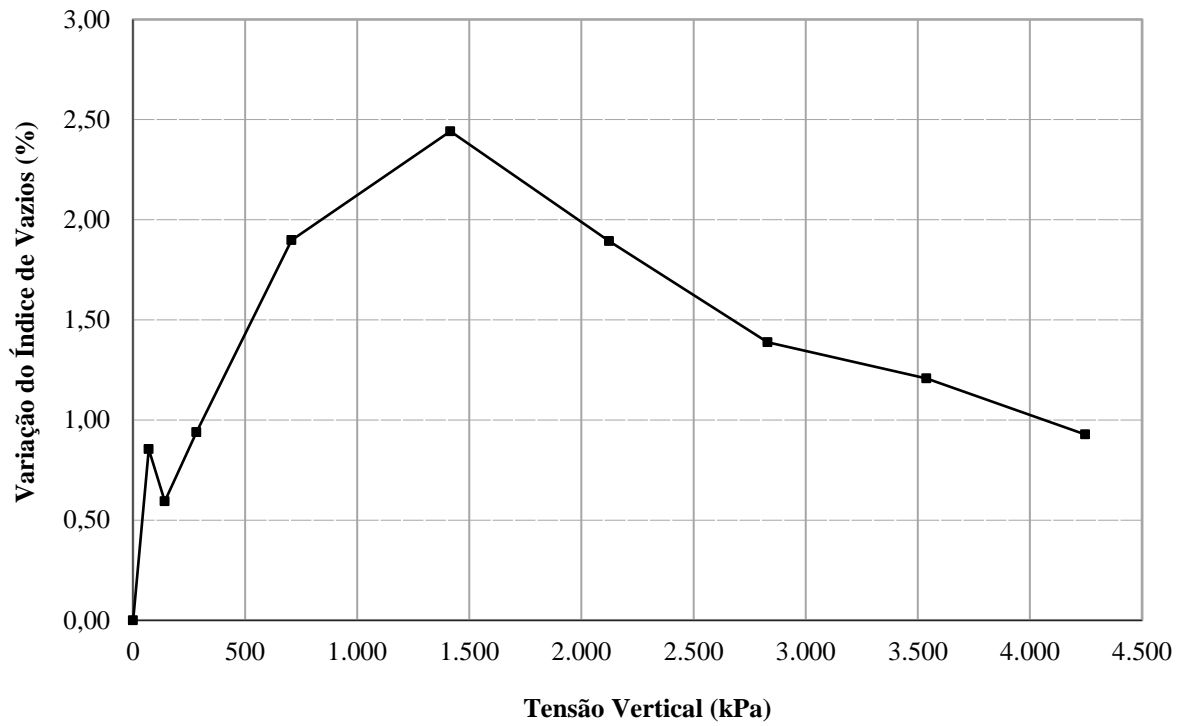


Figura D. 89 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D19}$.

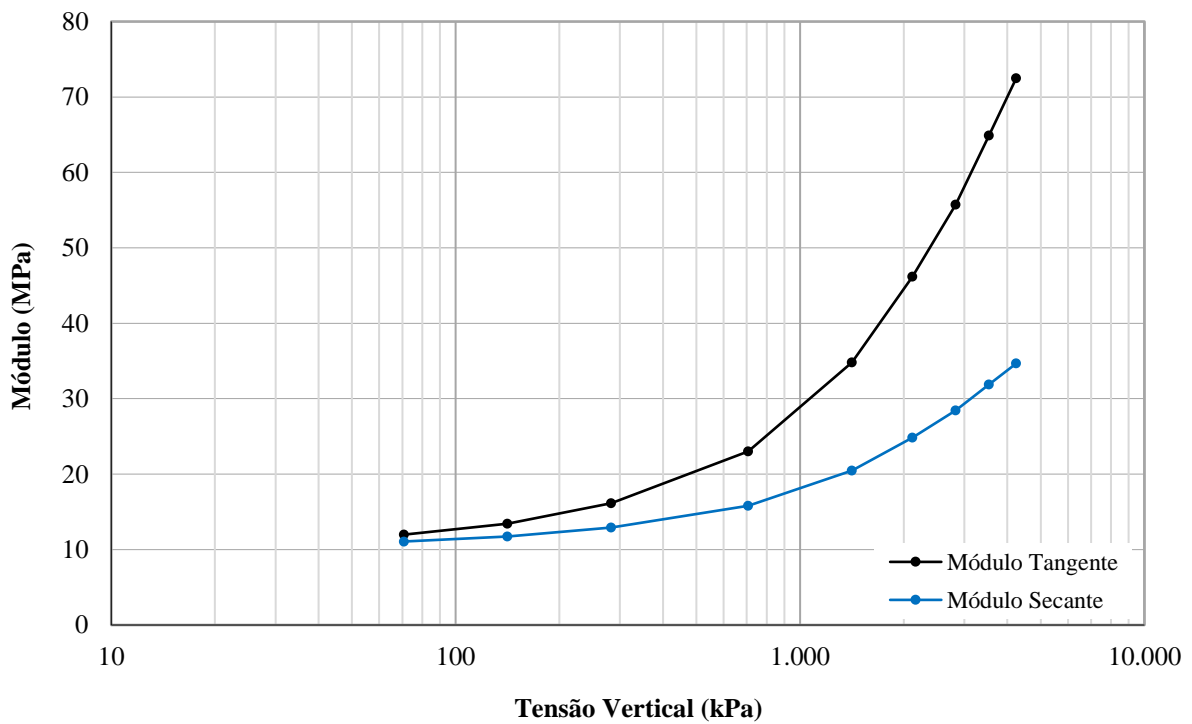


Figura D. 90 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D19}$.

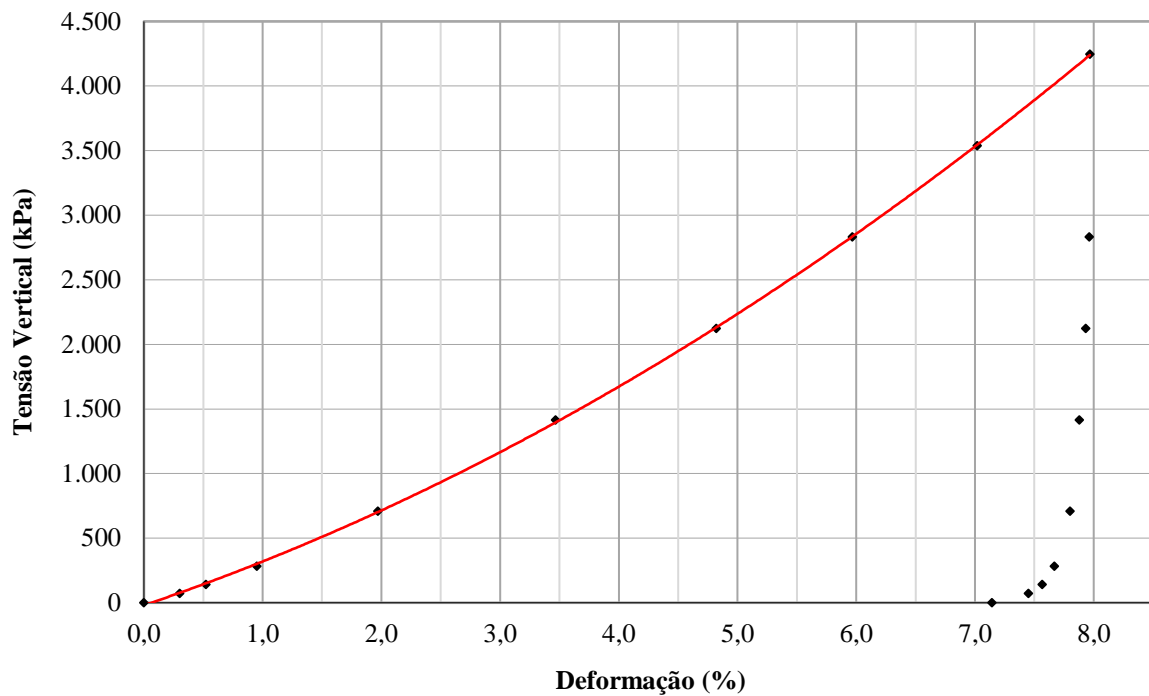


Figura D. 91 - Compressão unidimensional $D_{c30R-Gr-1''B-D46}$.

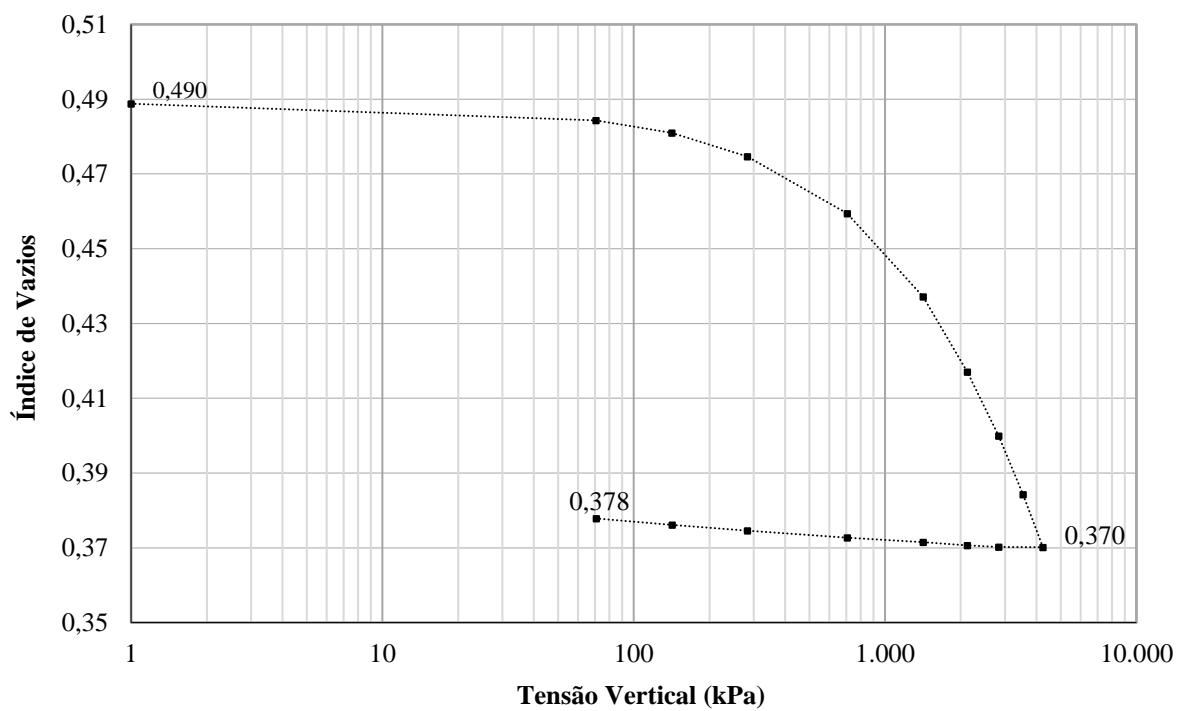


Figura D. 92 - Índice de vazios *versus* tensão vertical $D_{c30R-Gr-1''B-D46}$.

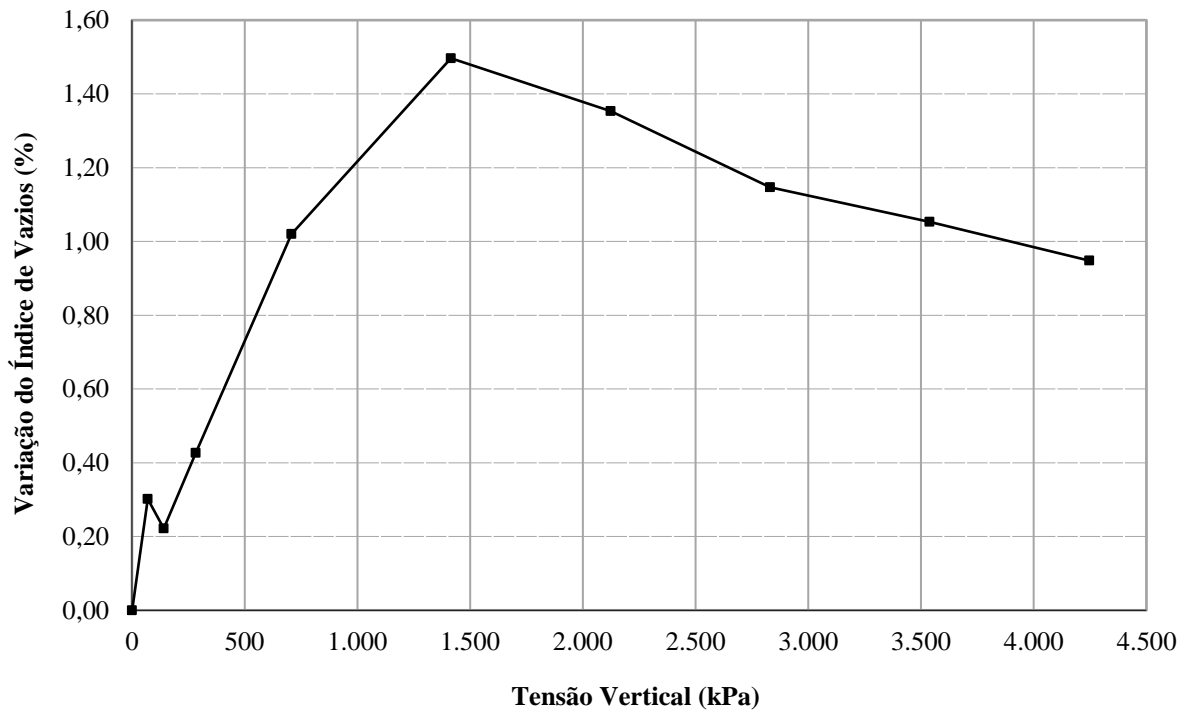


Figura D. 93 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D_{46}}$.

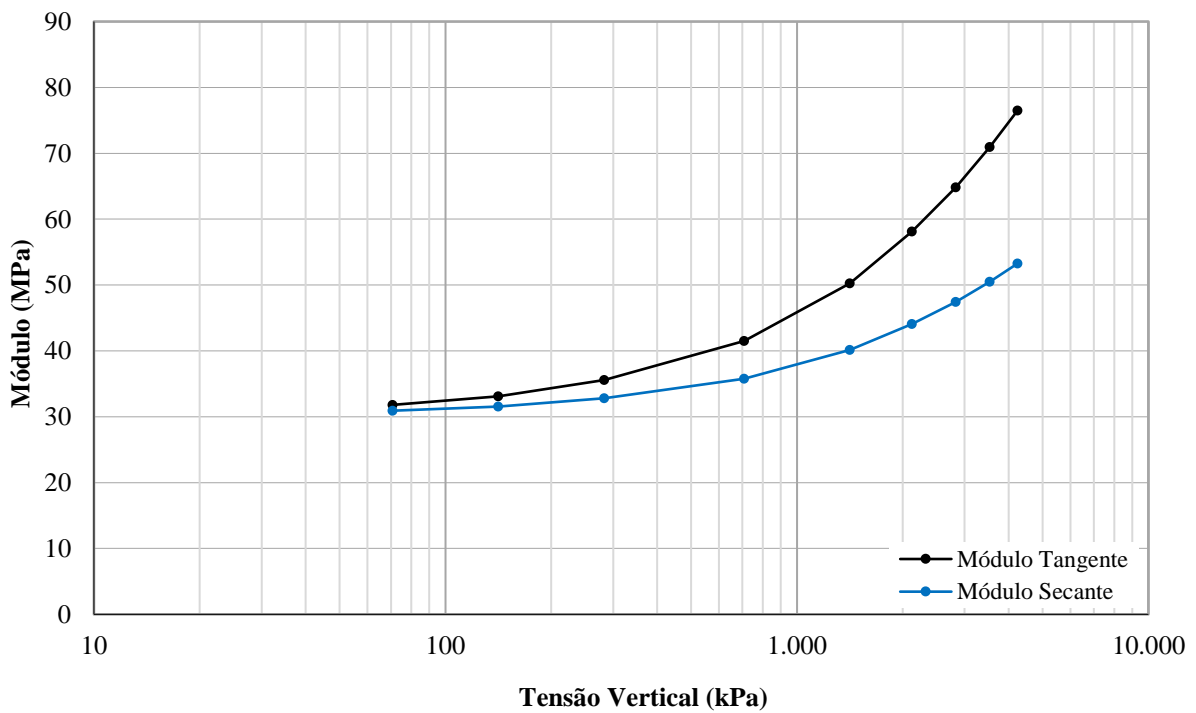


Figura D. 94 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D_{46}}$.

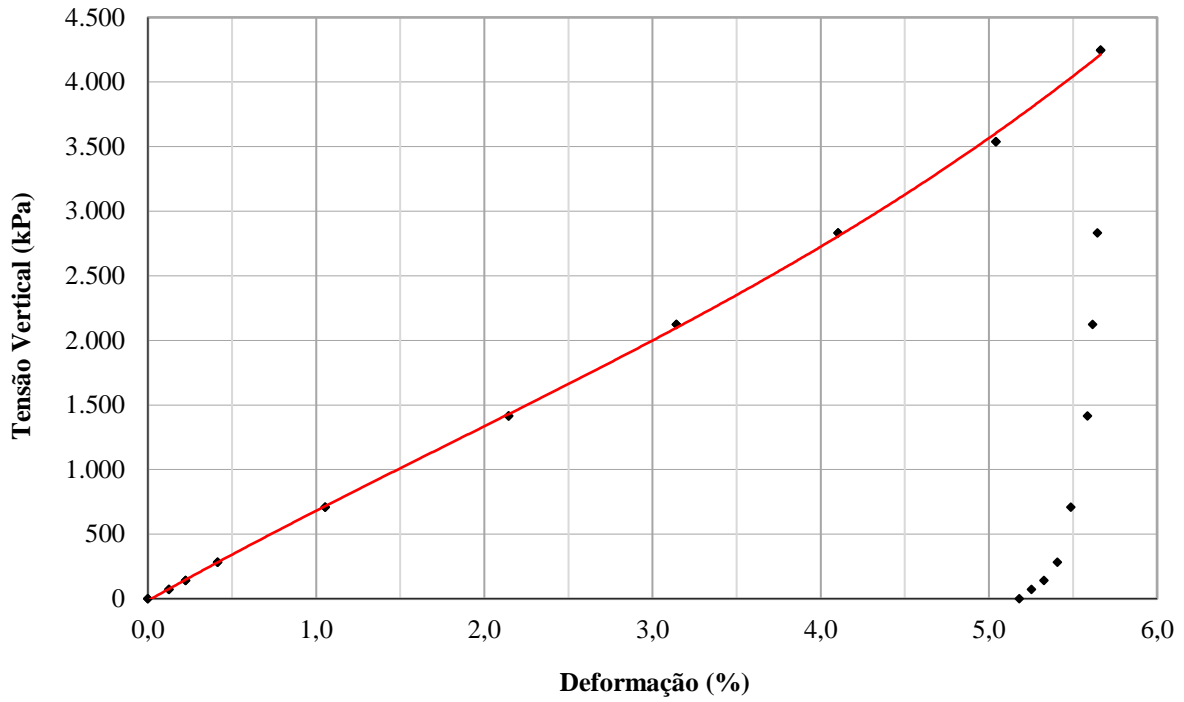


Figura D. 95 - Compressão unidimensional $D_{c30R-Gr-1''B-D85}$.

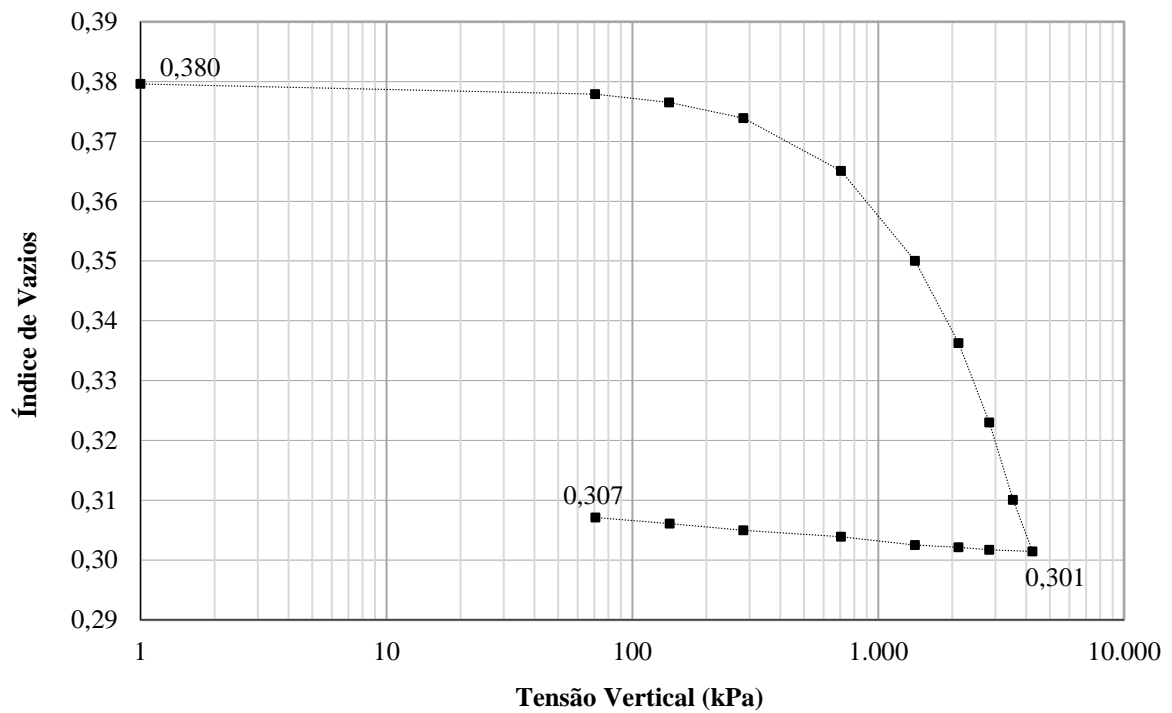


Figura D. 96 - Índice de vazios *versus* tensão vertical $D_{c30R-Gr-1''B-D85}$.

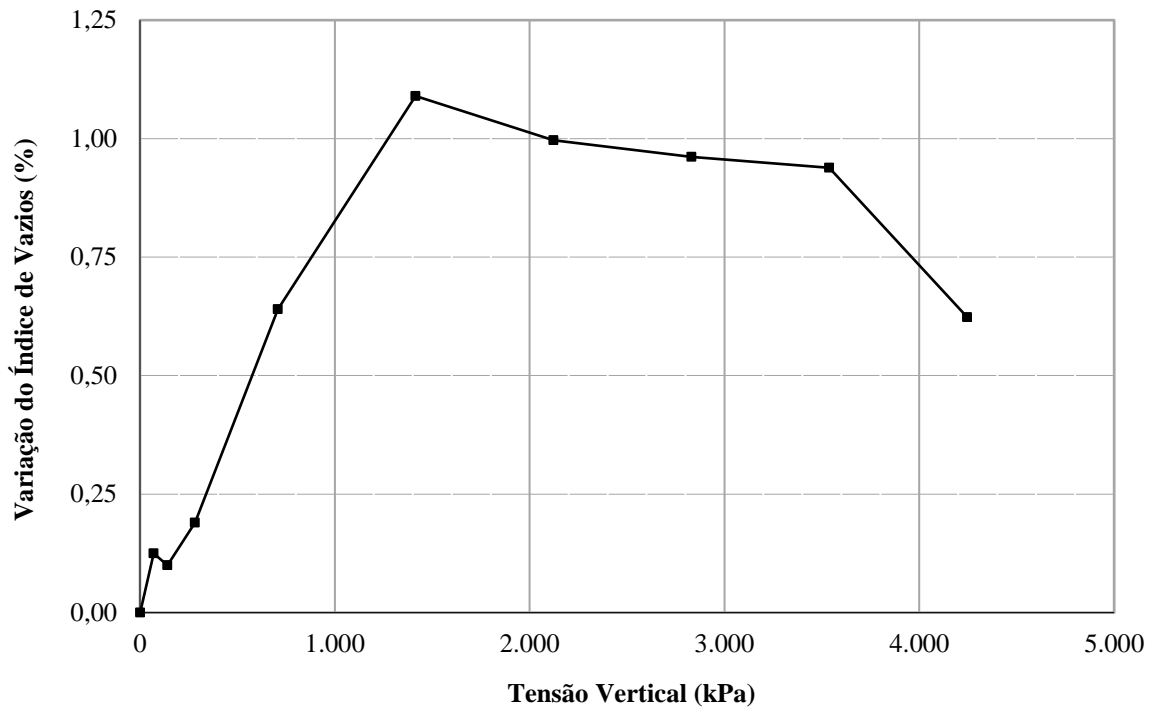


Figura D. 97 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D_{85}}$.

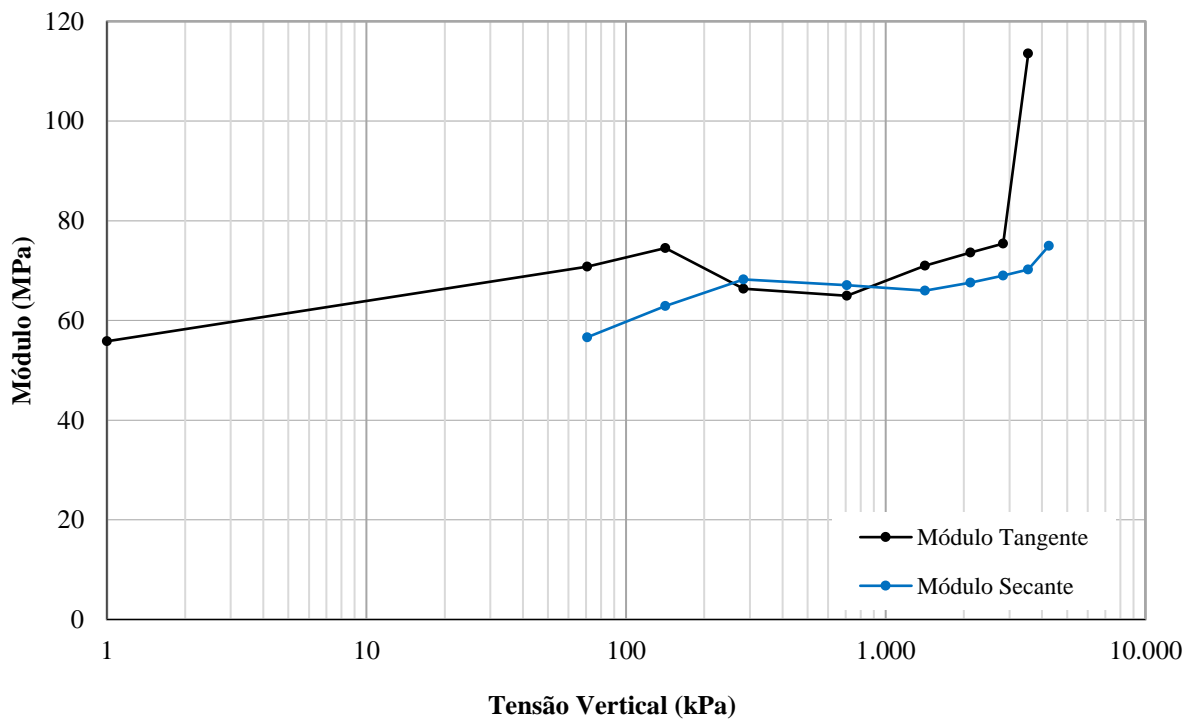


Figura D. 98 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão $D_{c30R-Gr-1''B-D_{85}}$.

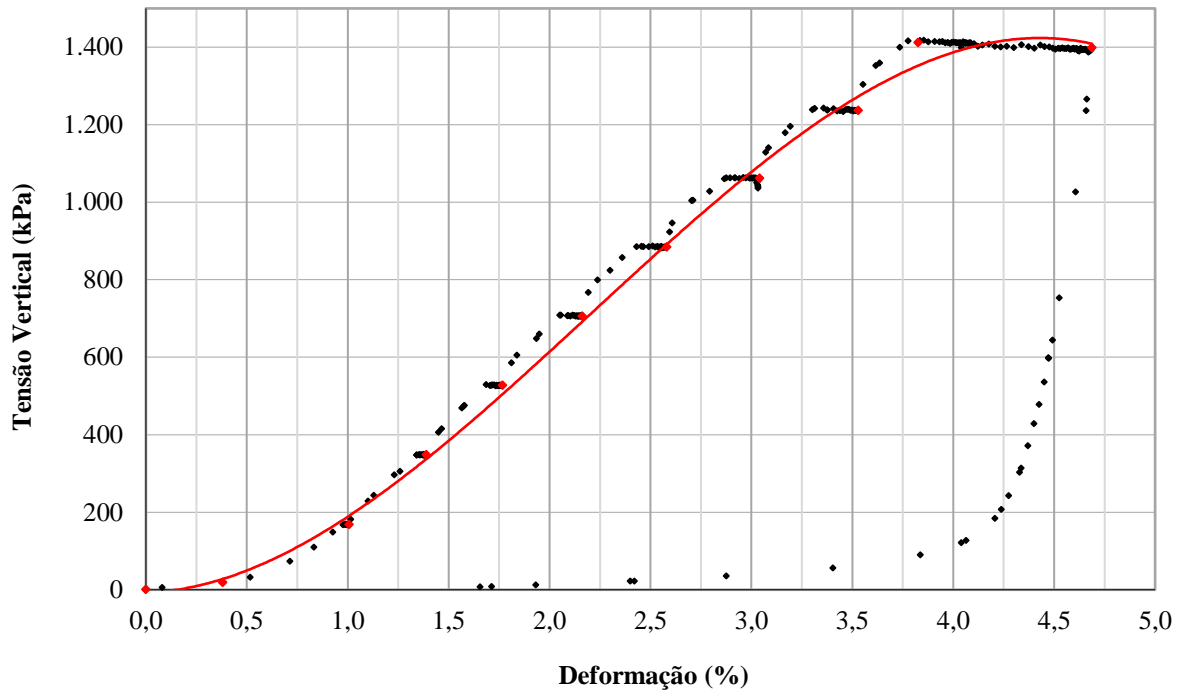


Figura D. 99 - Compressão unidimensional D_{cf}-Gr-1 ½''U-D₉₆.

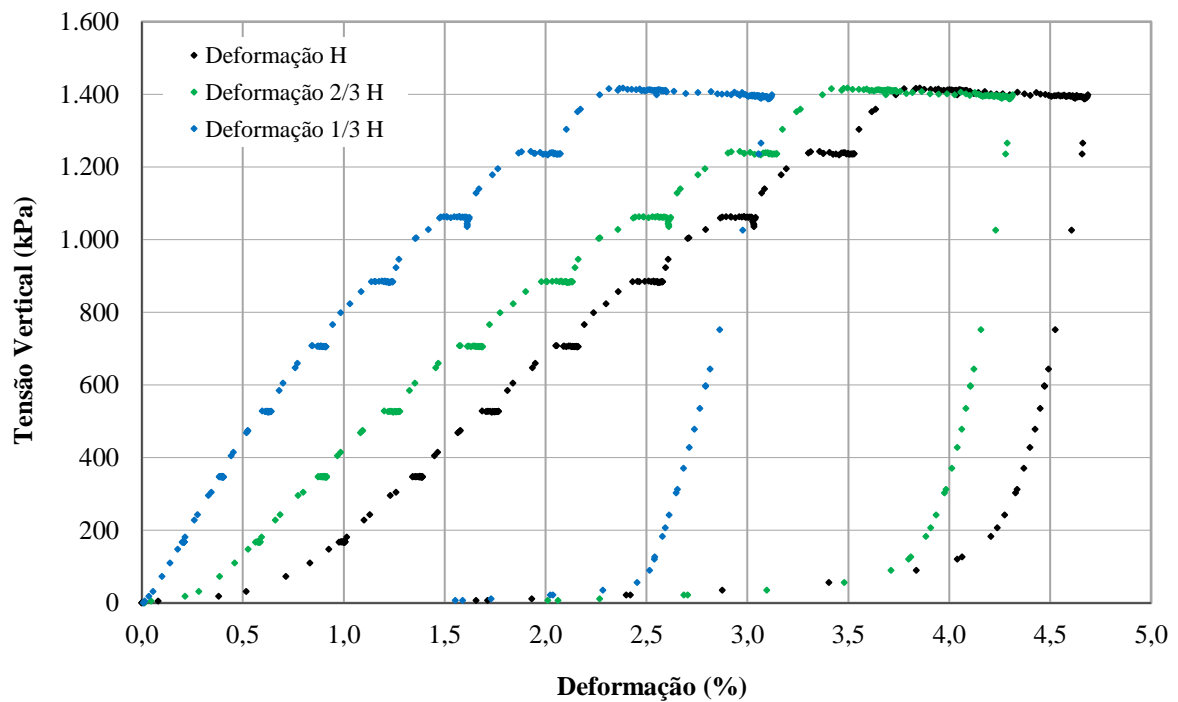


Figura D. 100 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-Gr-1 ½''U-D₉₆.

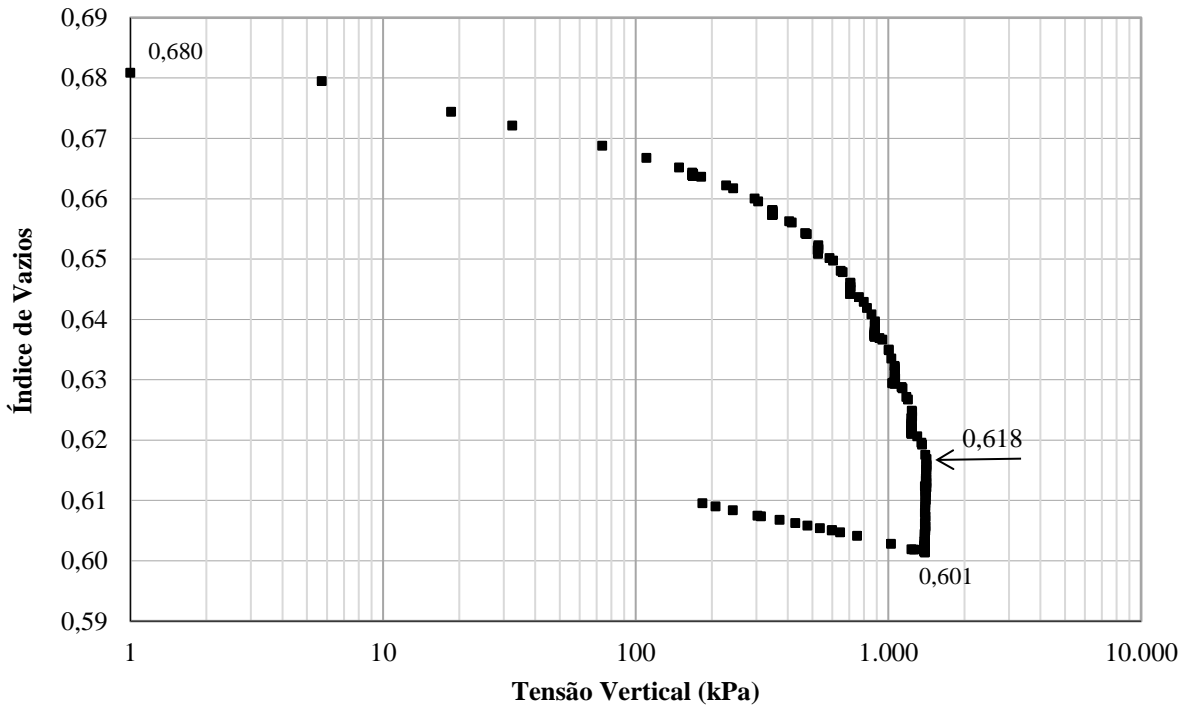


Figura D. 101 - Índice de vazios *versus* tensão vertical D_{cf}-Gr-1 1/2''U-D₉₆.

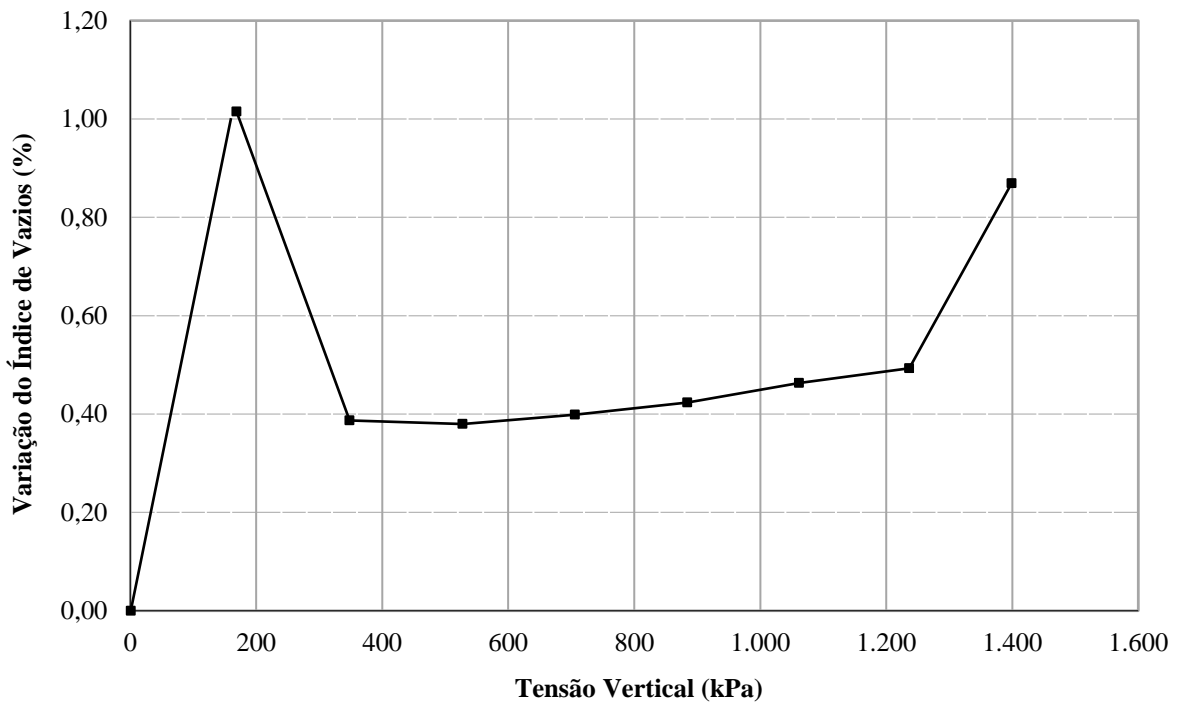


Figura D. 102 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1 1/2''U-D₉₆.

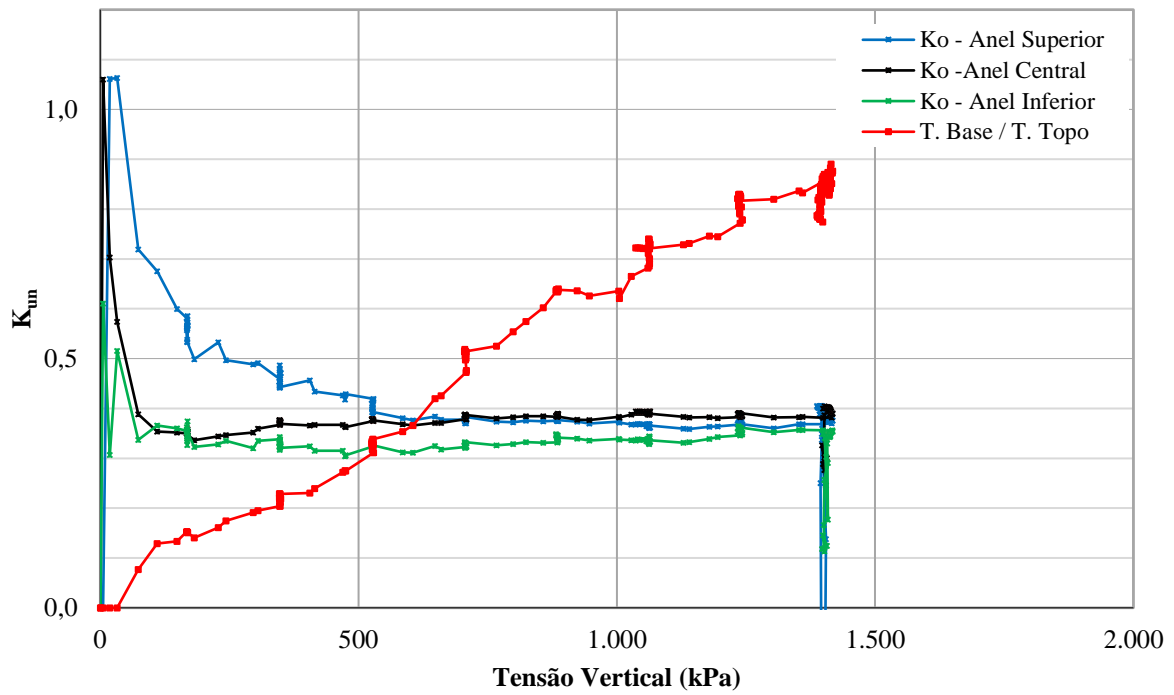


Figura D. 103 - K_{un} versus tensão vertical D_{cf}-Gr-1 ½”U-D₉₆.

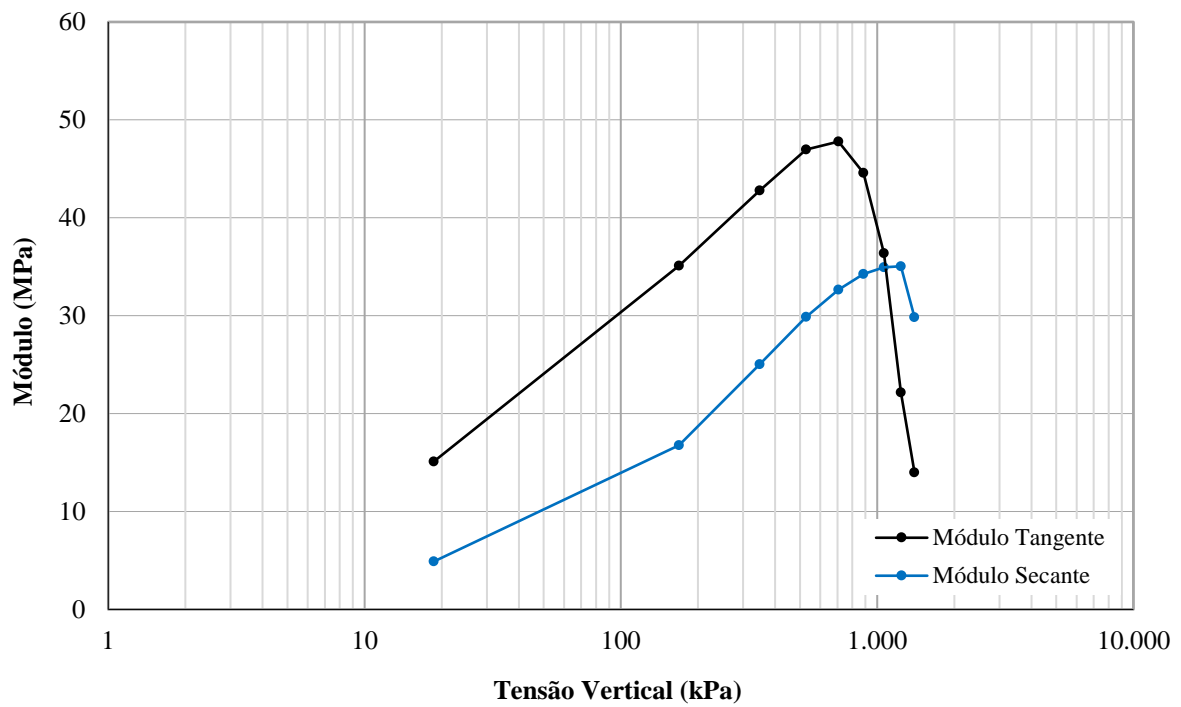


Figura D. 104 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão D_{cf}-Gr-1 ½”U-D₉₆.

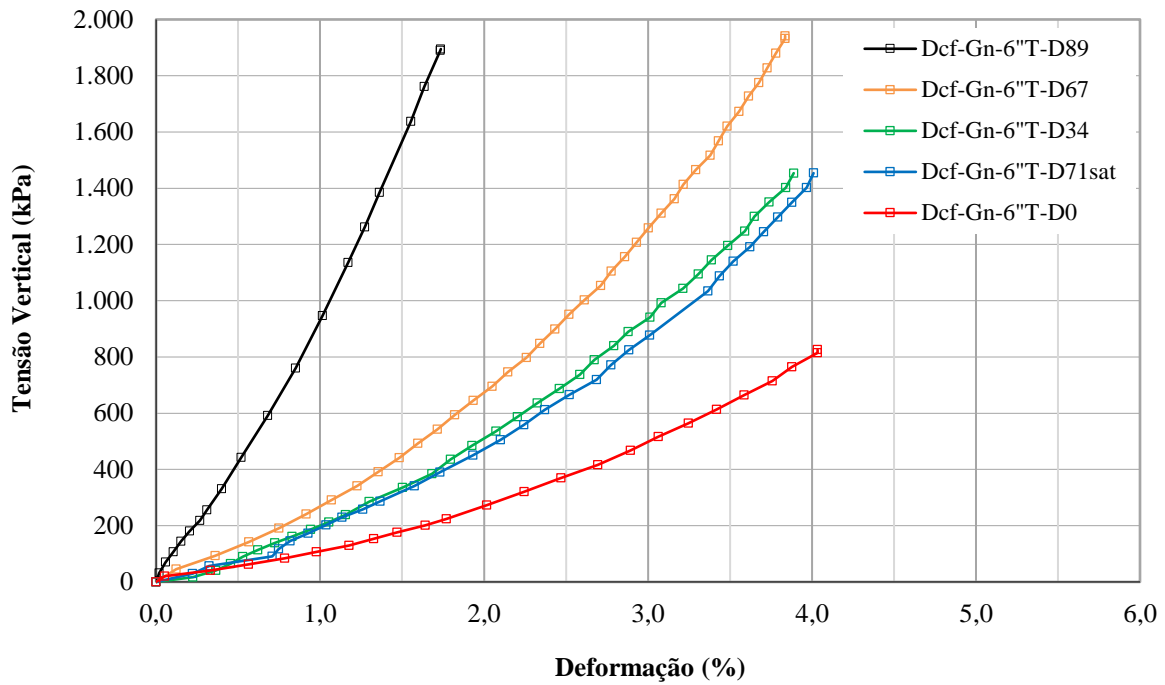


Figura D. 105 - Compressão unidimensional com material Gn-6''T.

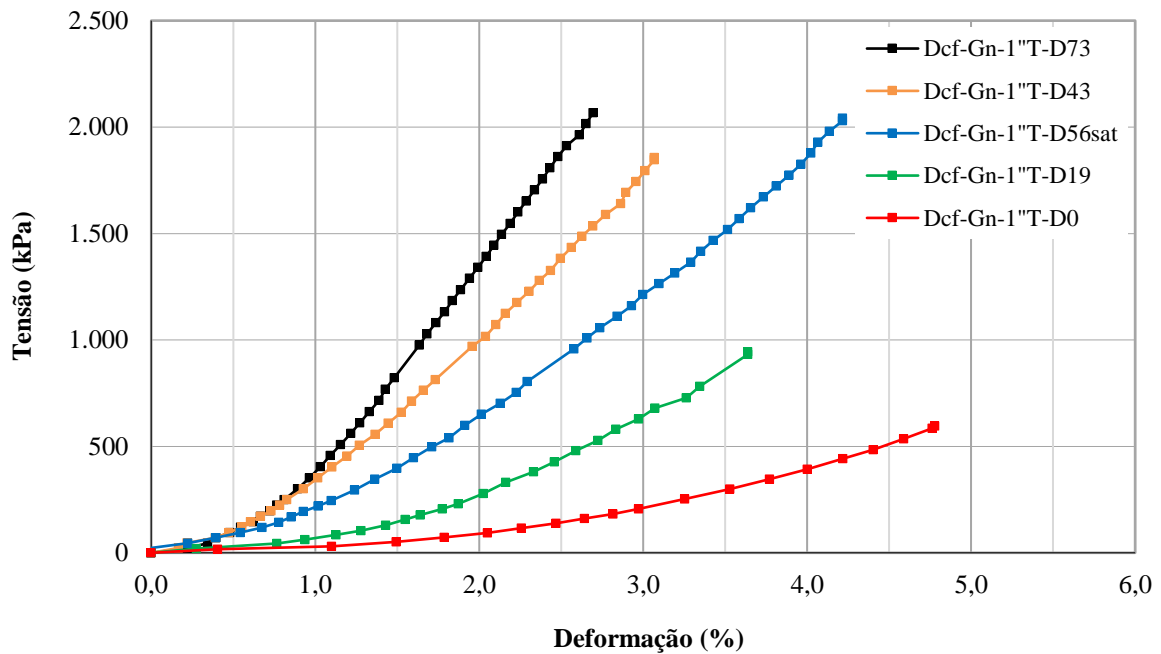


Figura D. 106 - Compressão unidimensional com material Gn-1''T.

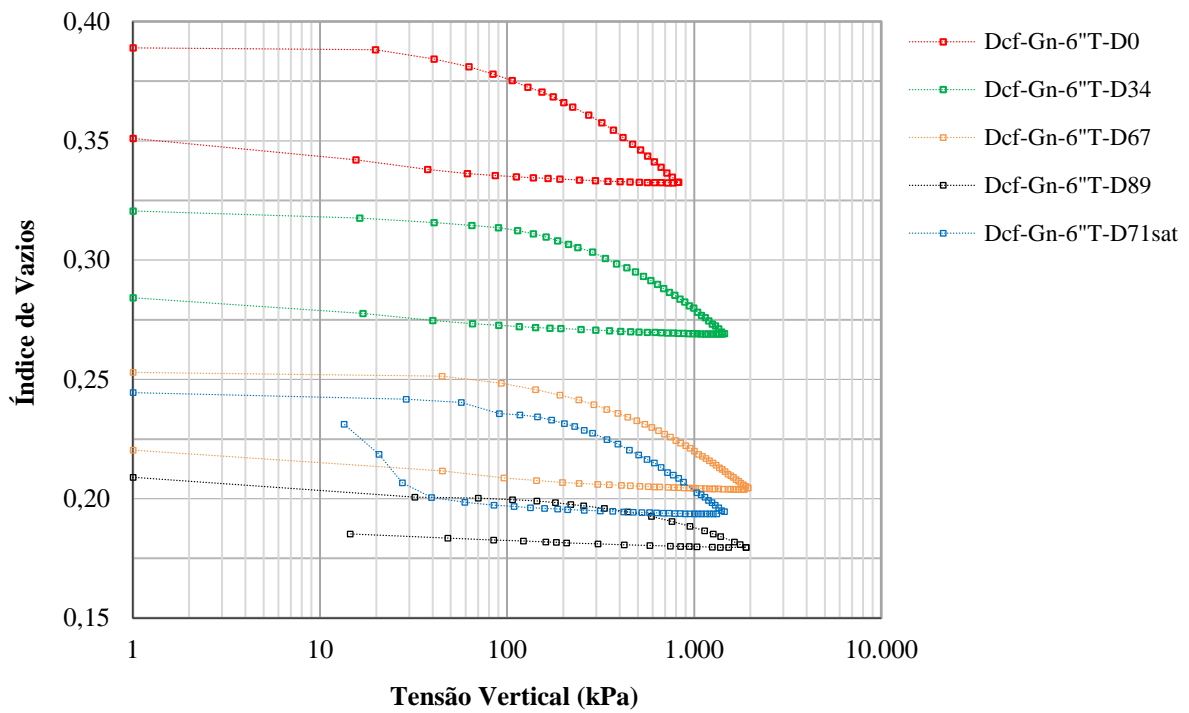


Figura D. 107 - Índice de vazios *versus* tensão vertical com Gn-6''T.

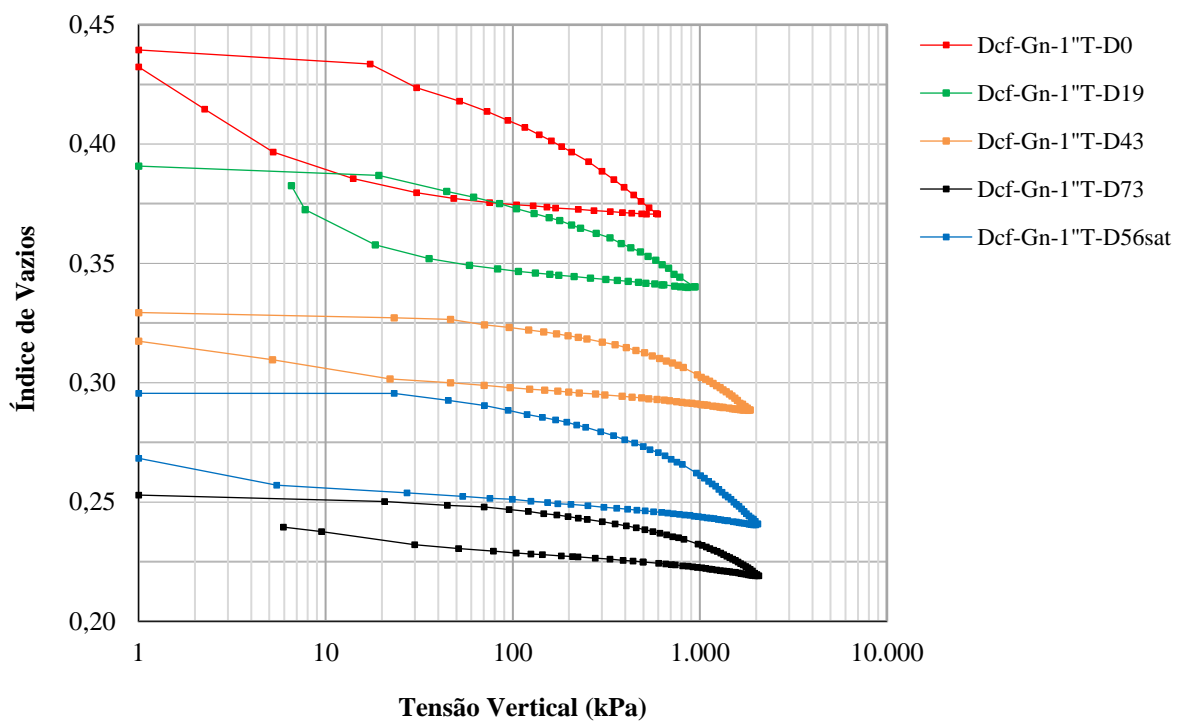


Figura D. 108 - Índice de vazios *versus* tensão vertical com Gn-1''T.

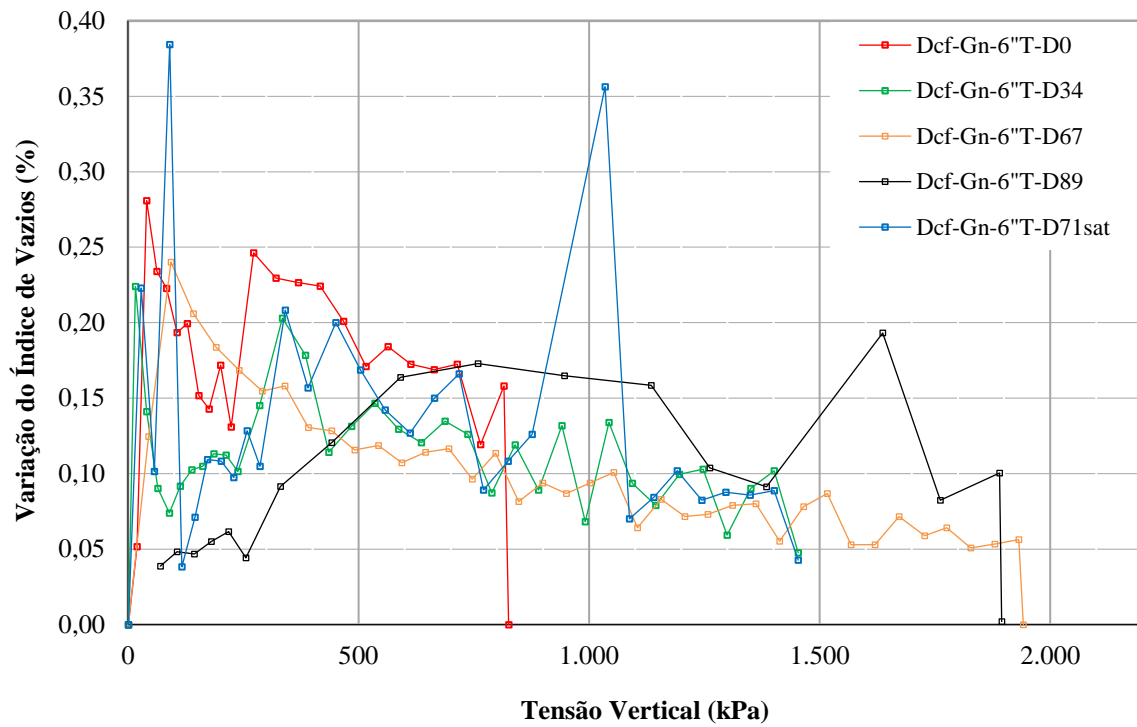


Figura D. 109 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão Gn-6''T.

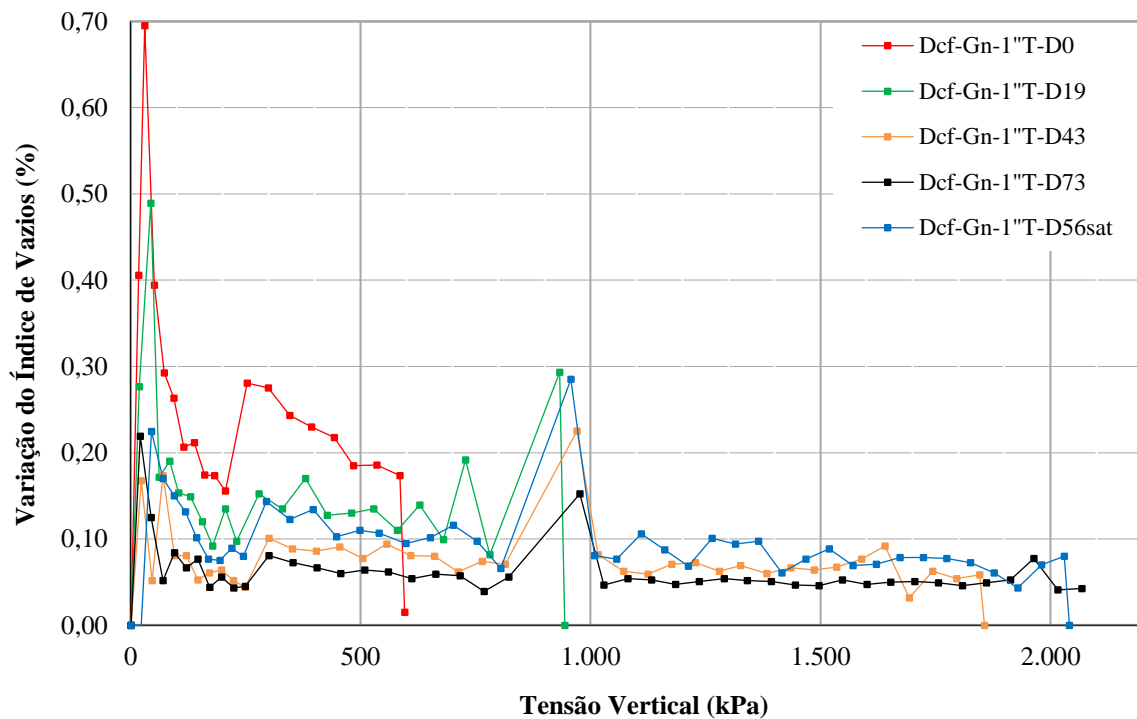


Figura D. 110 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão Gn-1''T.

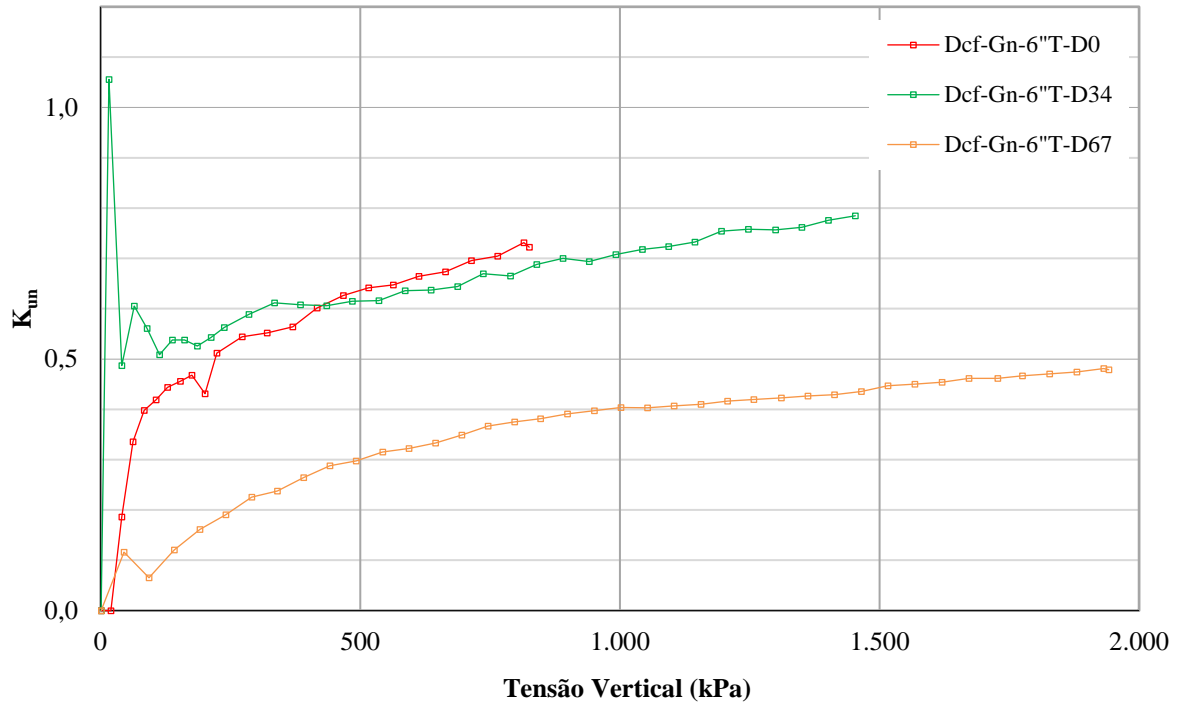


Figura D. 111 - K_{un} versus tensão vertical Gn-6 inch T.

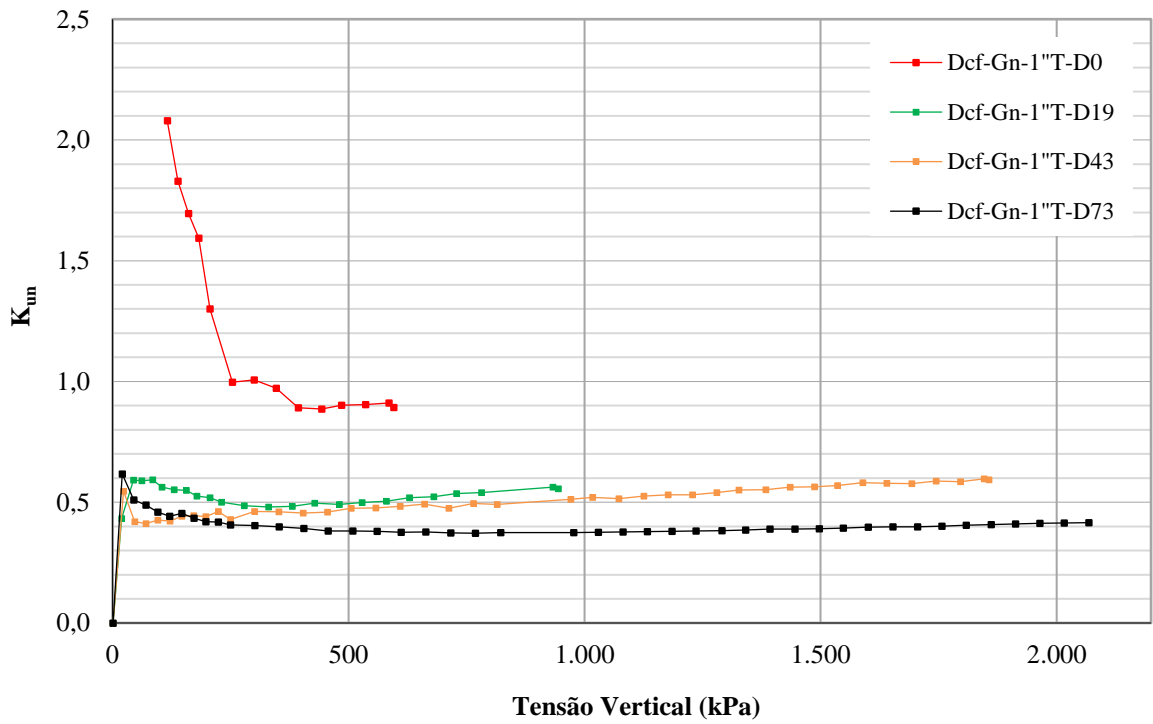


Figura D. 112 - K_{un} versus tensão vertical Gn-1 inch T.

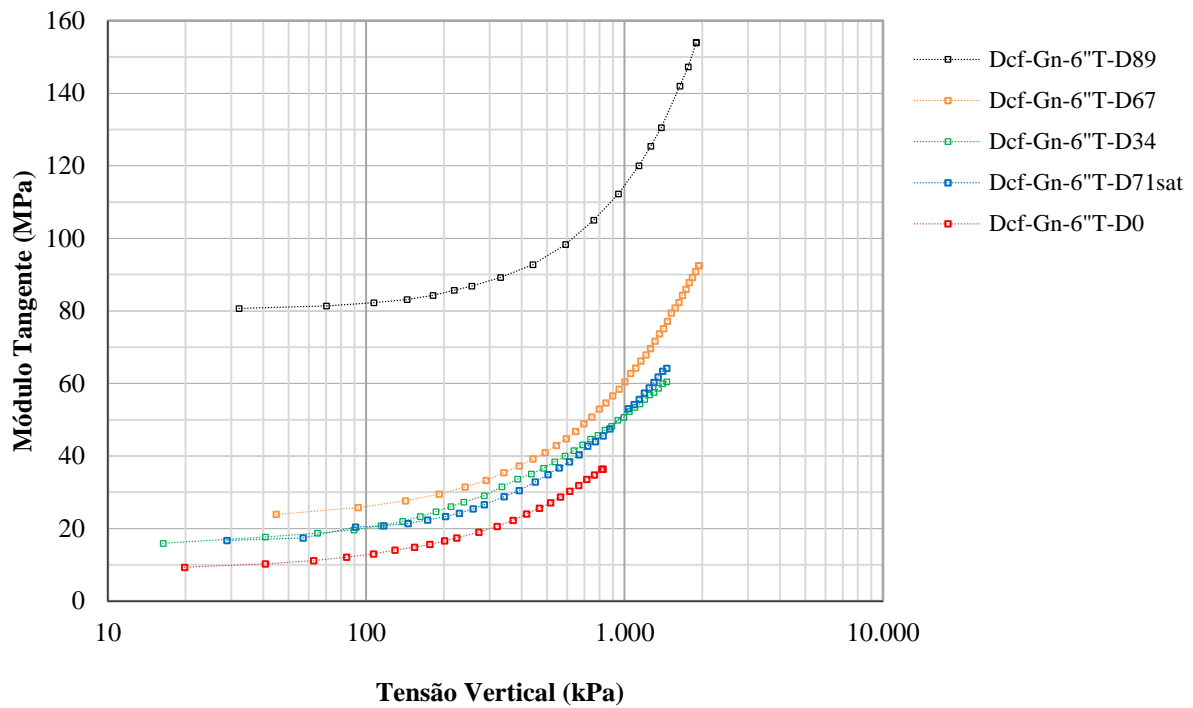


Figura D. 113 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão Gn-6''T.

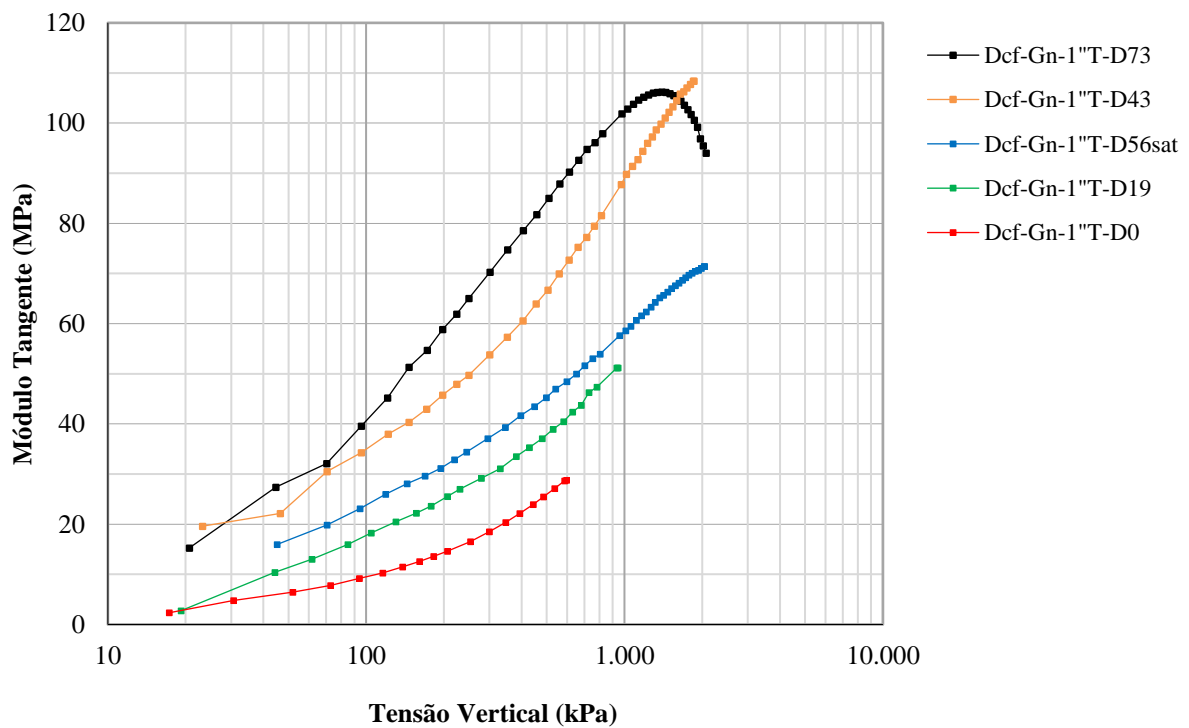


Figura D. 114 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão Gn-1''T.

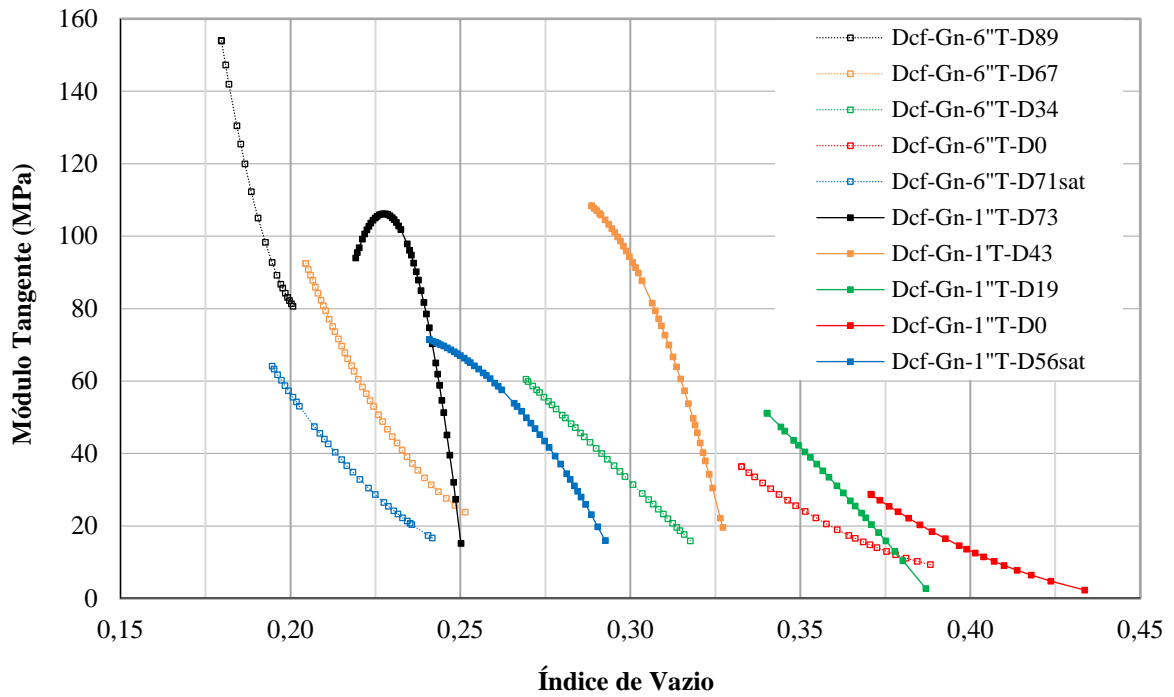


Figura D. 115 - Variação do módulo edométrico com o índice de vazios para corpos de prova moldados com o gnaiss de Itapebi.

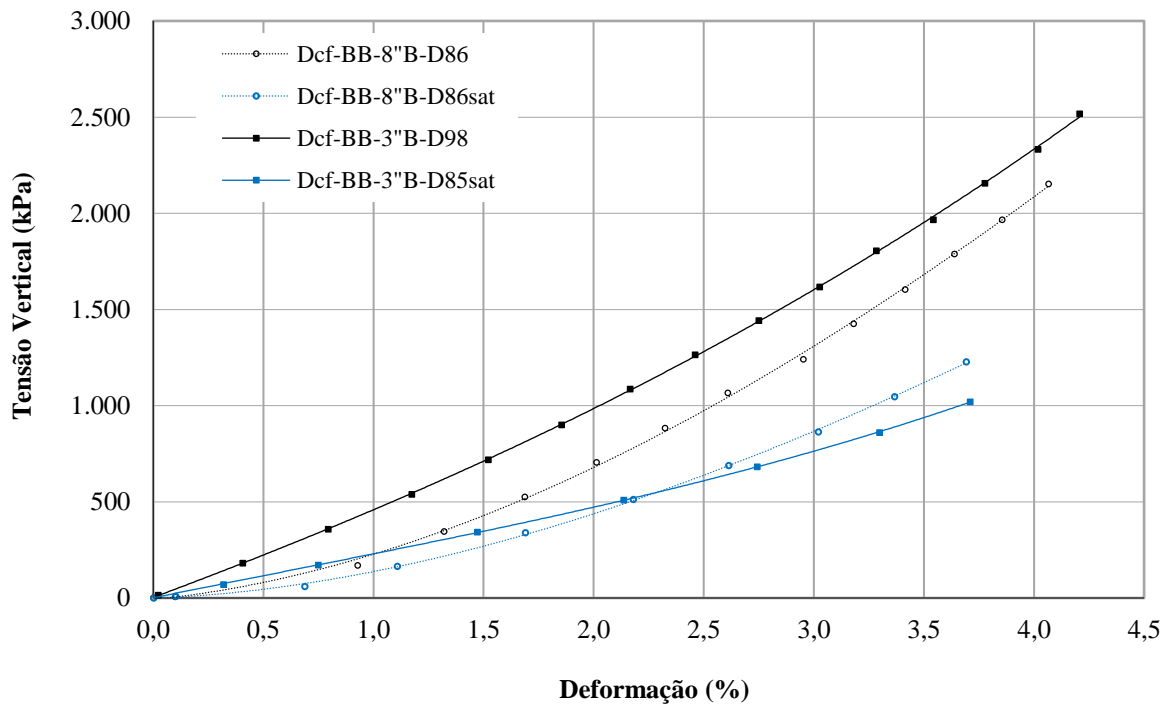


Figura D. 116 - Compressão unidimensional com material BB-8" B e BB-3" B.

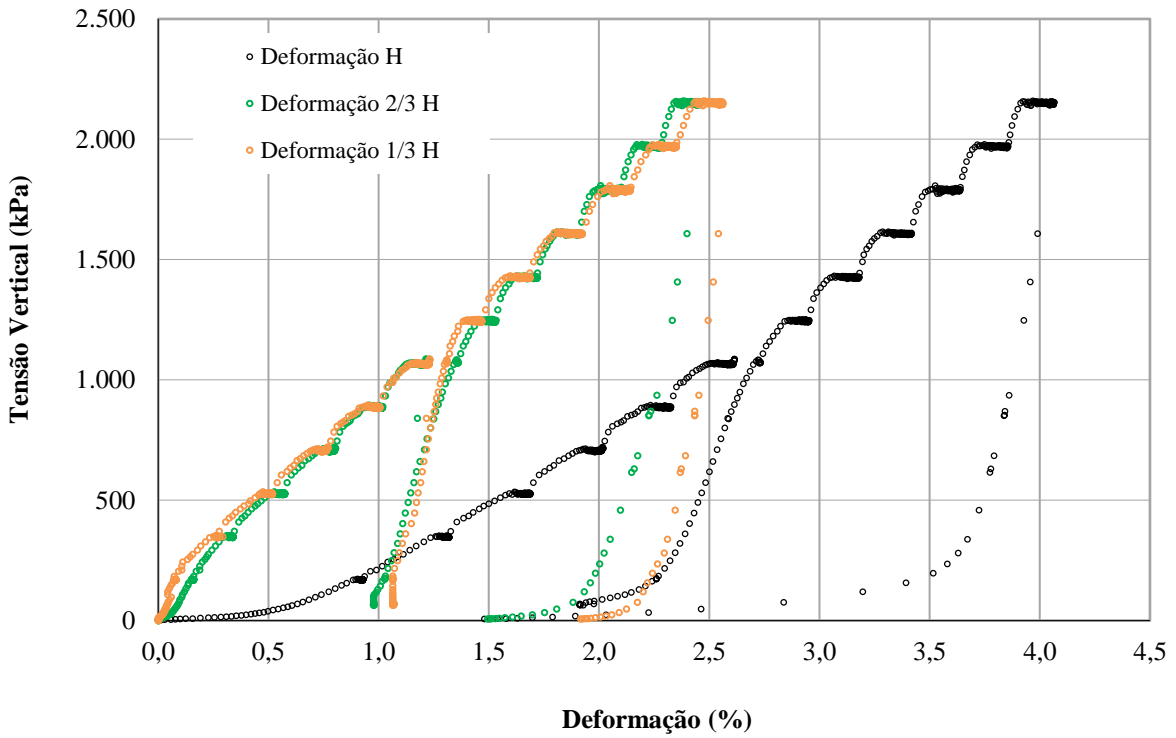


Figura D. 117 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf-BB-8''B-D_{86}}$.

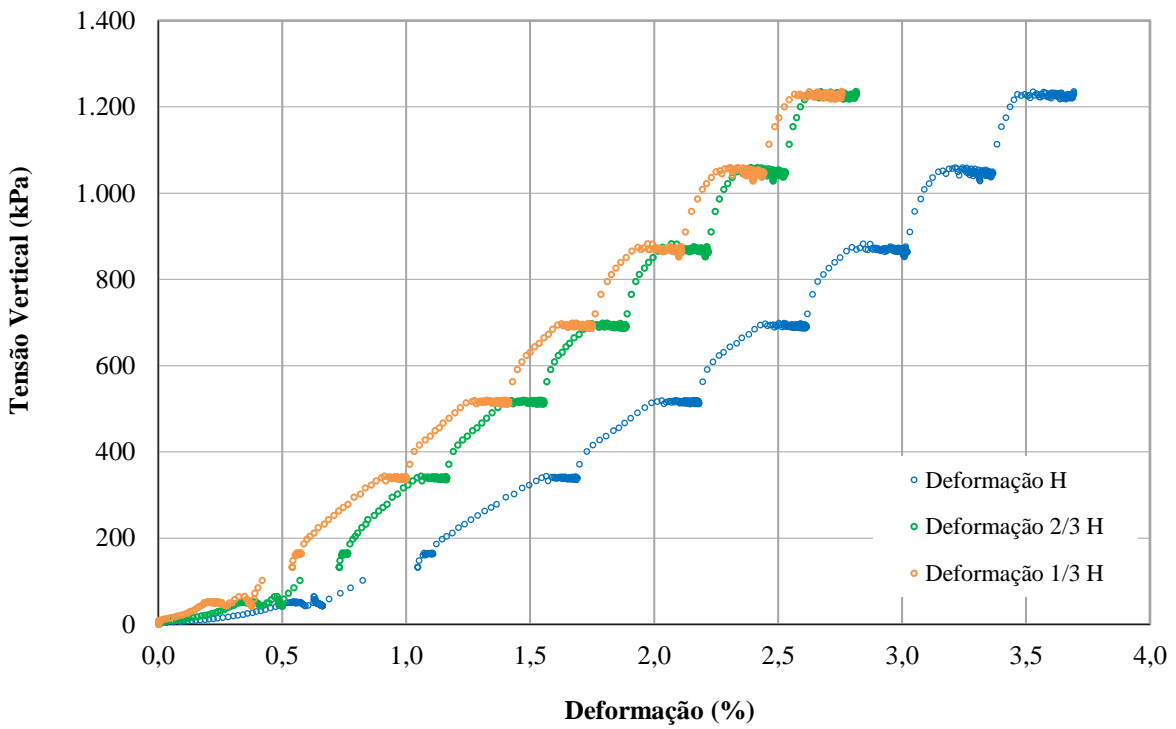


Figura D. 118 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova $D_{cf-BB-8''B-D_{86sat}}$.

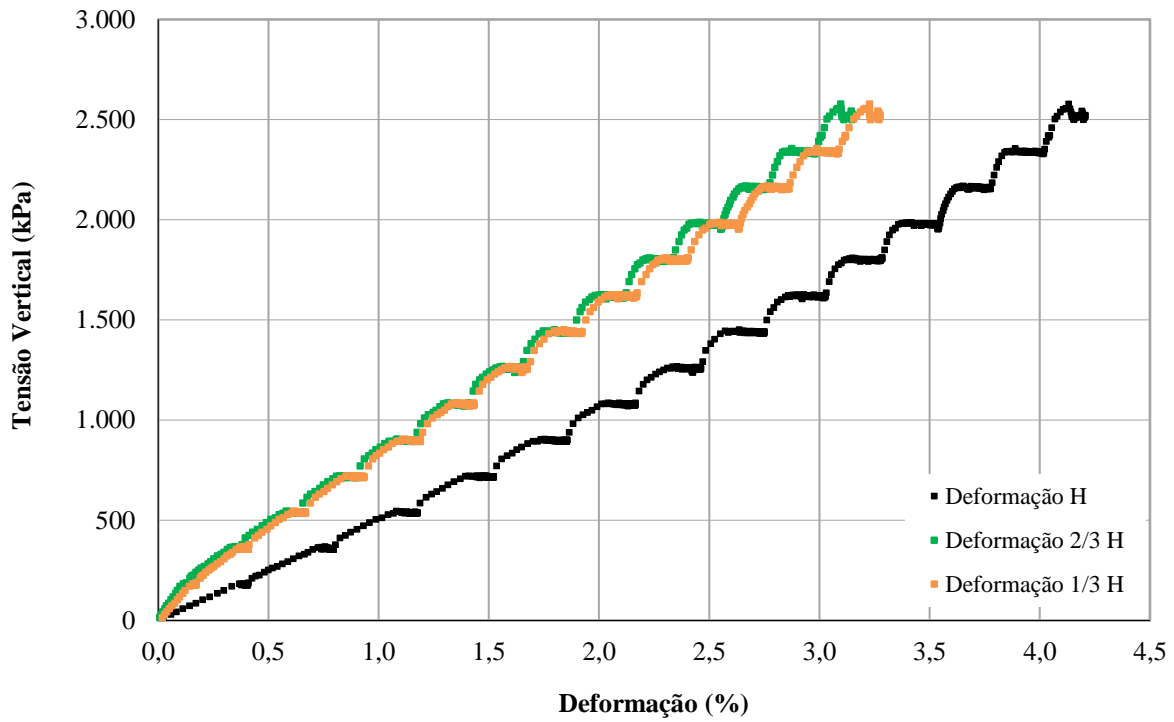


Figura D. 119 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-BB-3''B-D₉₈.

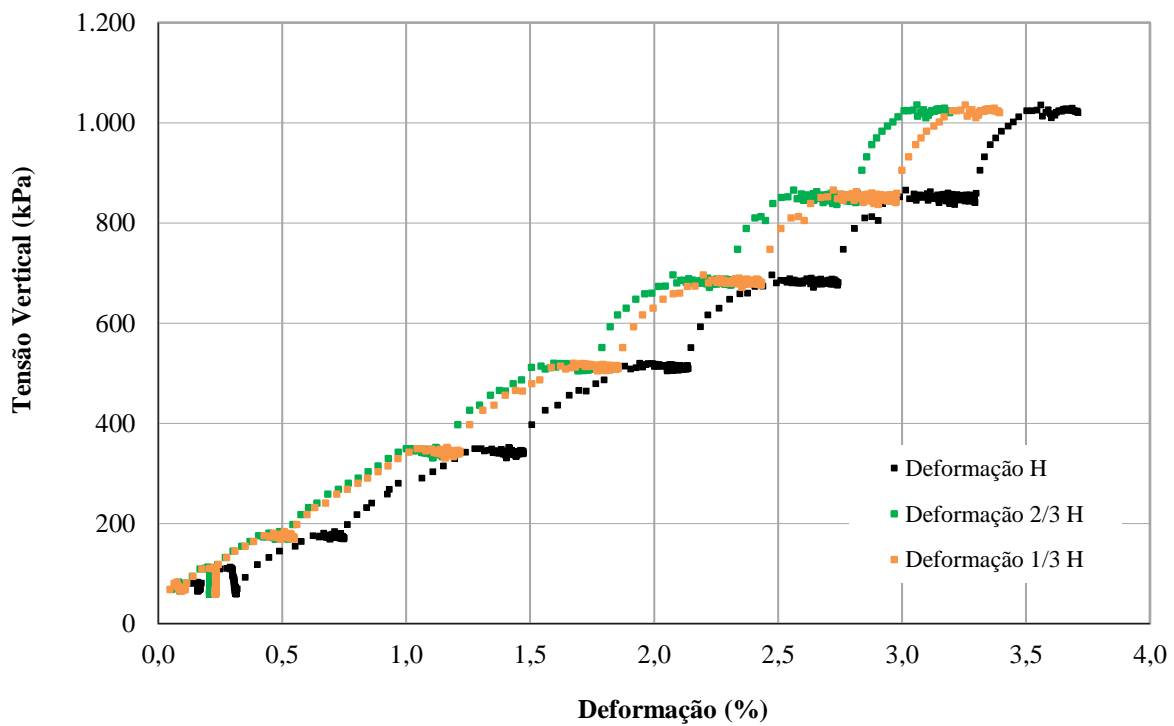


Figura D. 120 - Deformação ao longo da altura (H_c) do corpo de prova D_{cf}-BB-3''B-D_{85sat}.

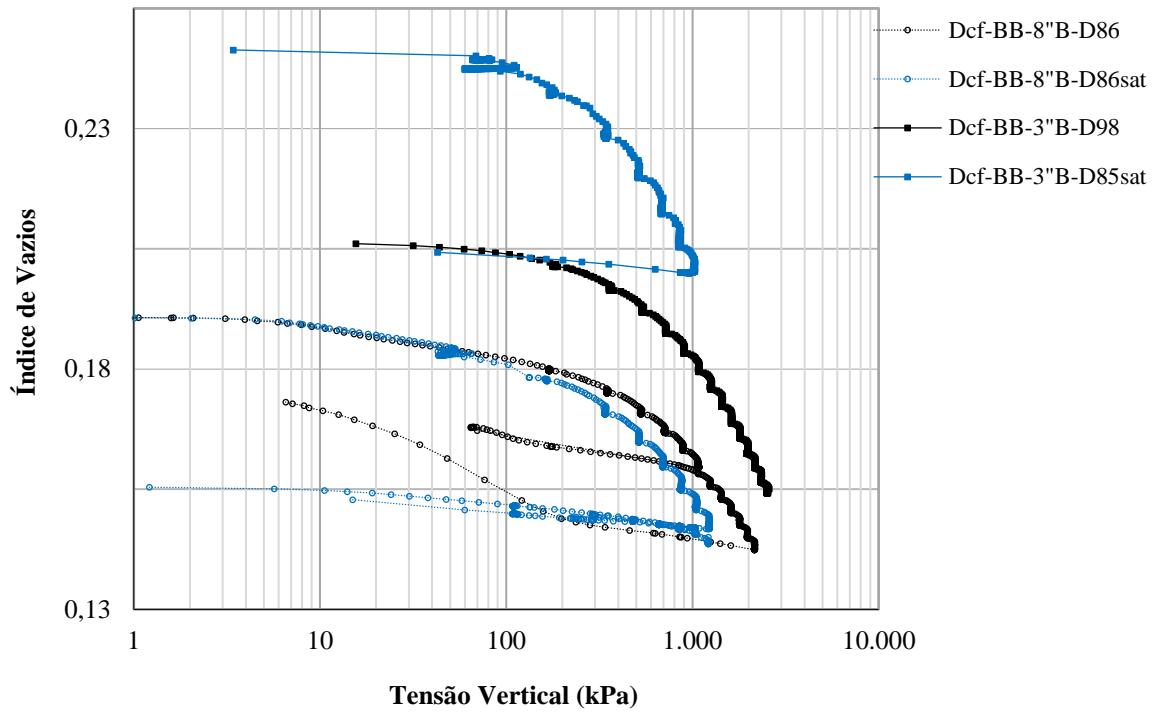


Figura D. 121 - Índice de vazios *versus* tensão vertical com BB-8''B e BB-3''B.

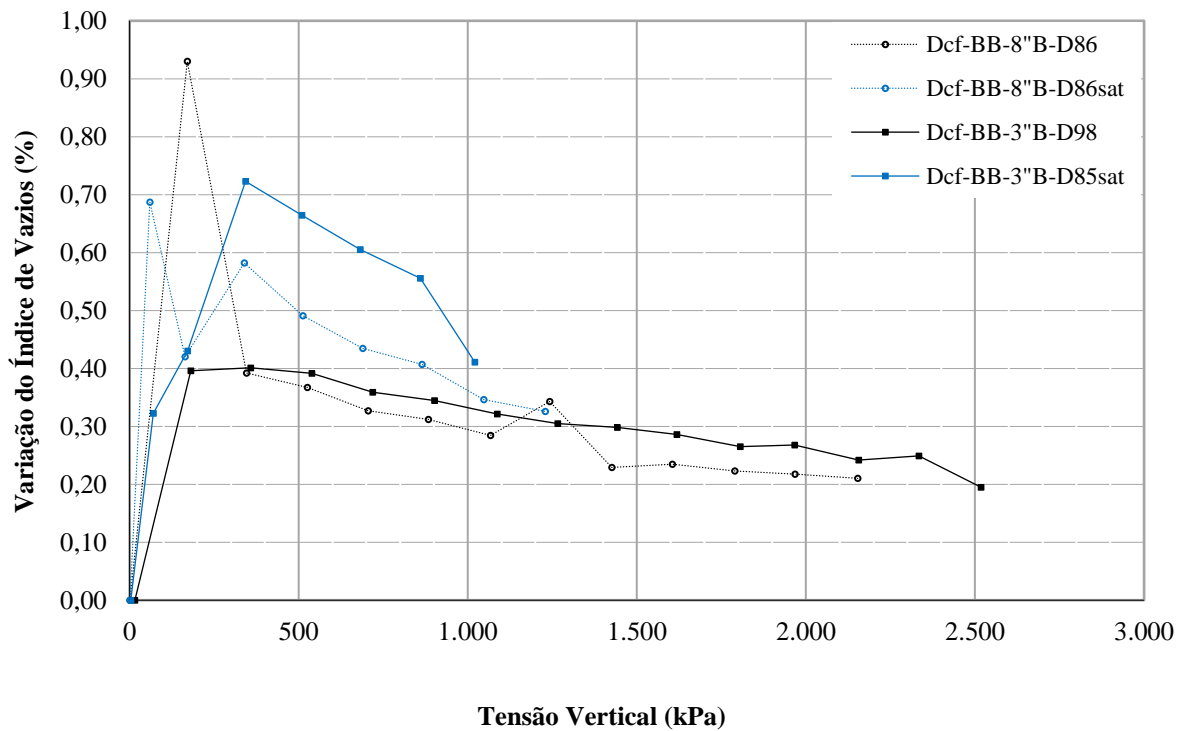


Figura D. 122 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão BB-8''B e BB-3''B.

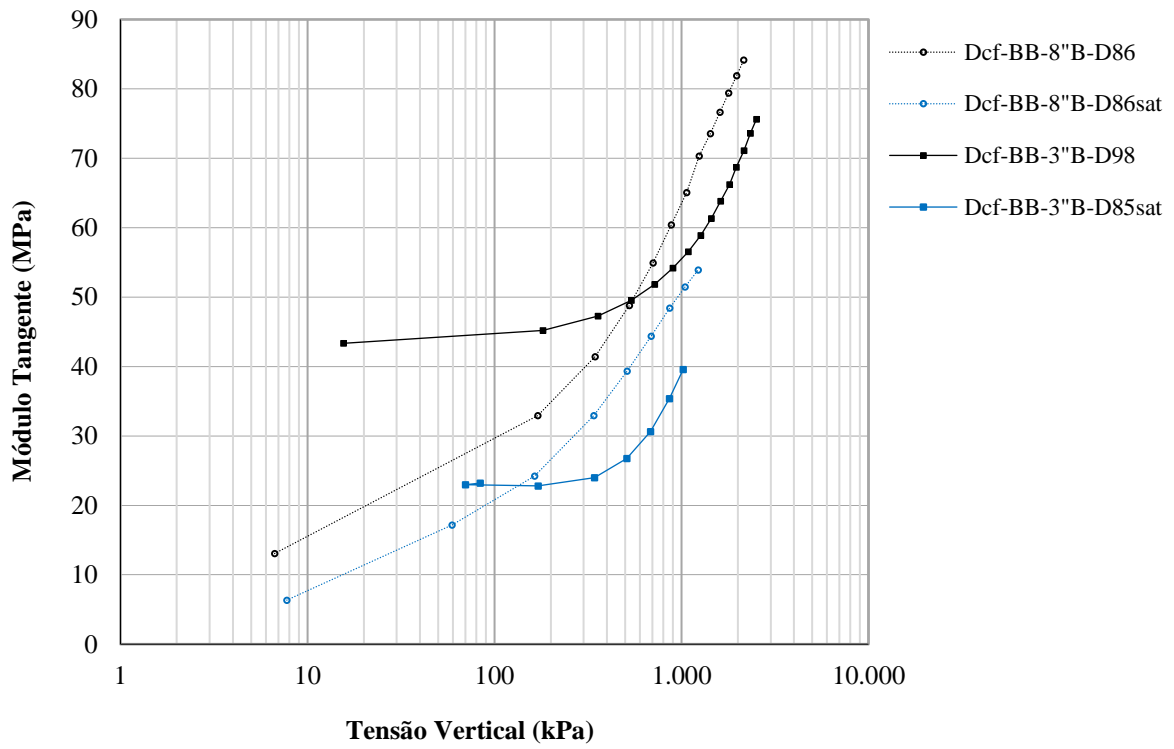


Figura D. 123 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão BB-8" B e BB-3" B.

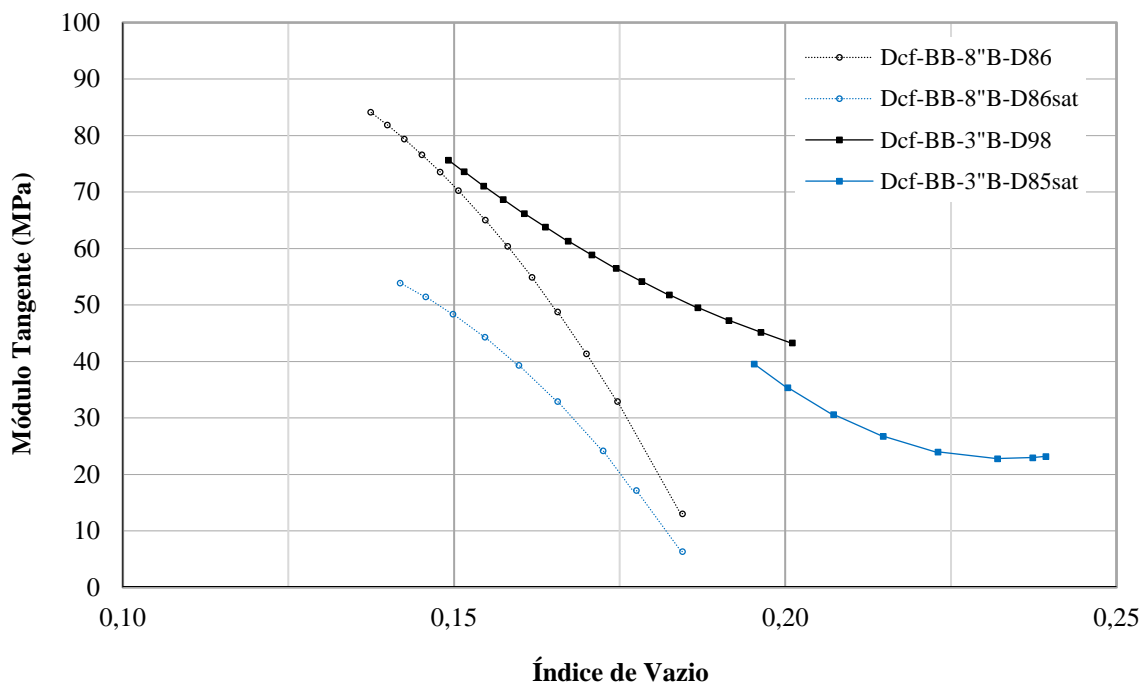


Figura D. 124 - Variação do módulo edométrico com o índice de vazios para corpos de prova moldados com a brecha basáltica de Campos Novos.

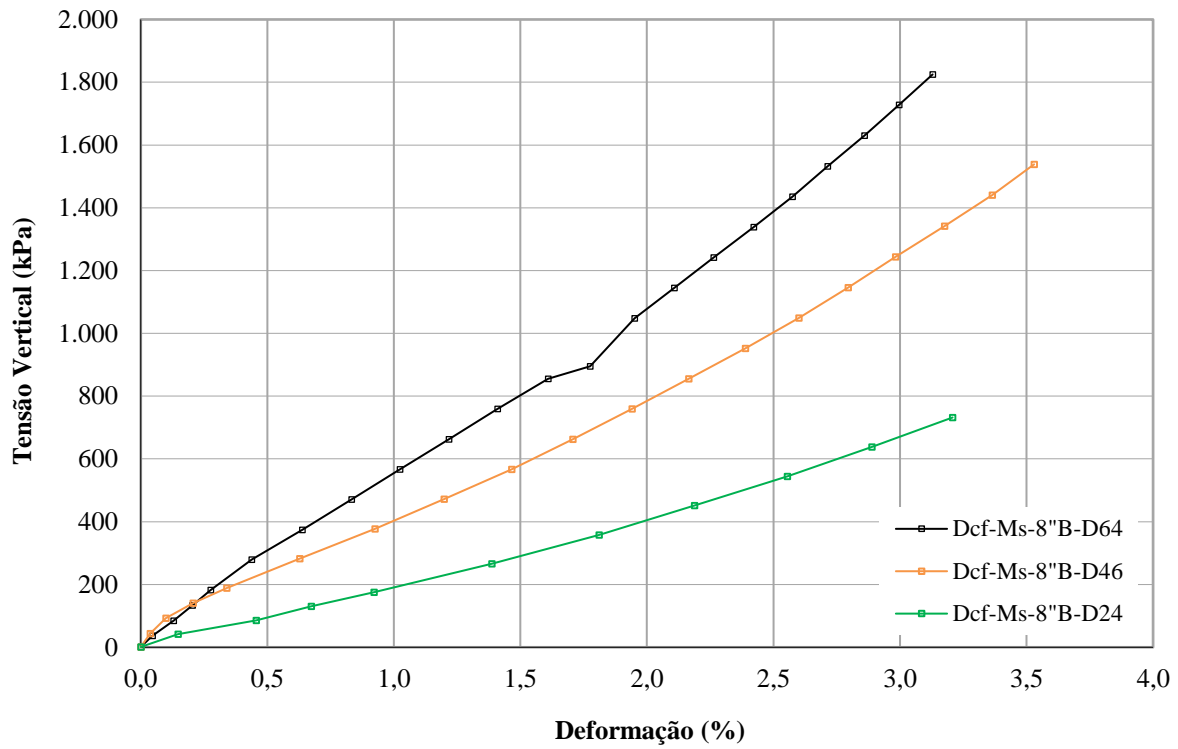


Figura D. 125 - Compressão unidimensional com material Ms-8'B.

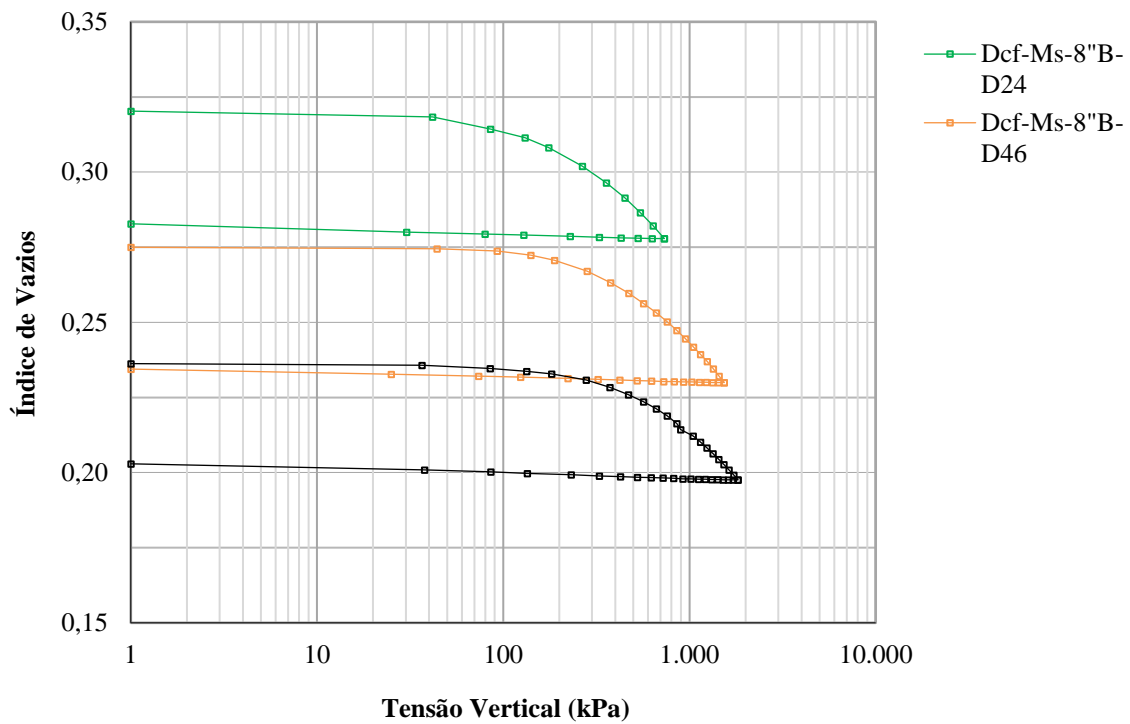


Figura D. 126 - Índice de vazios *versus* tensão vertical com Ms-8'B.

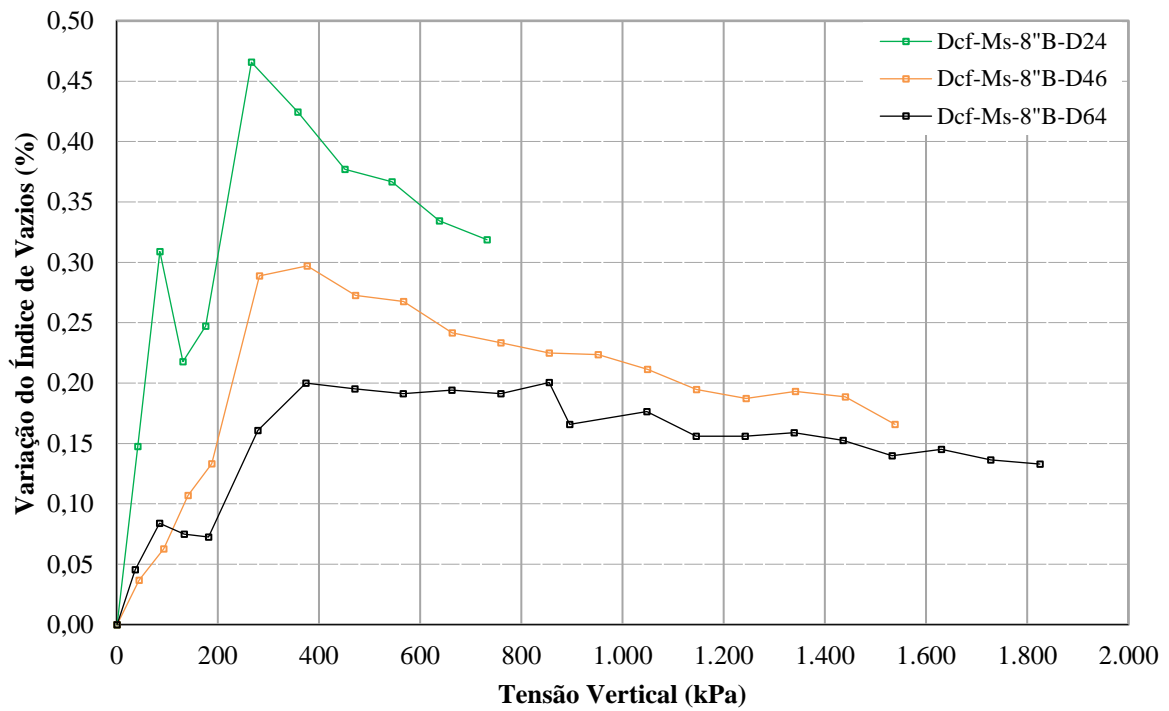


Figura D. 127 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão Ms-8''B.

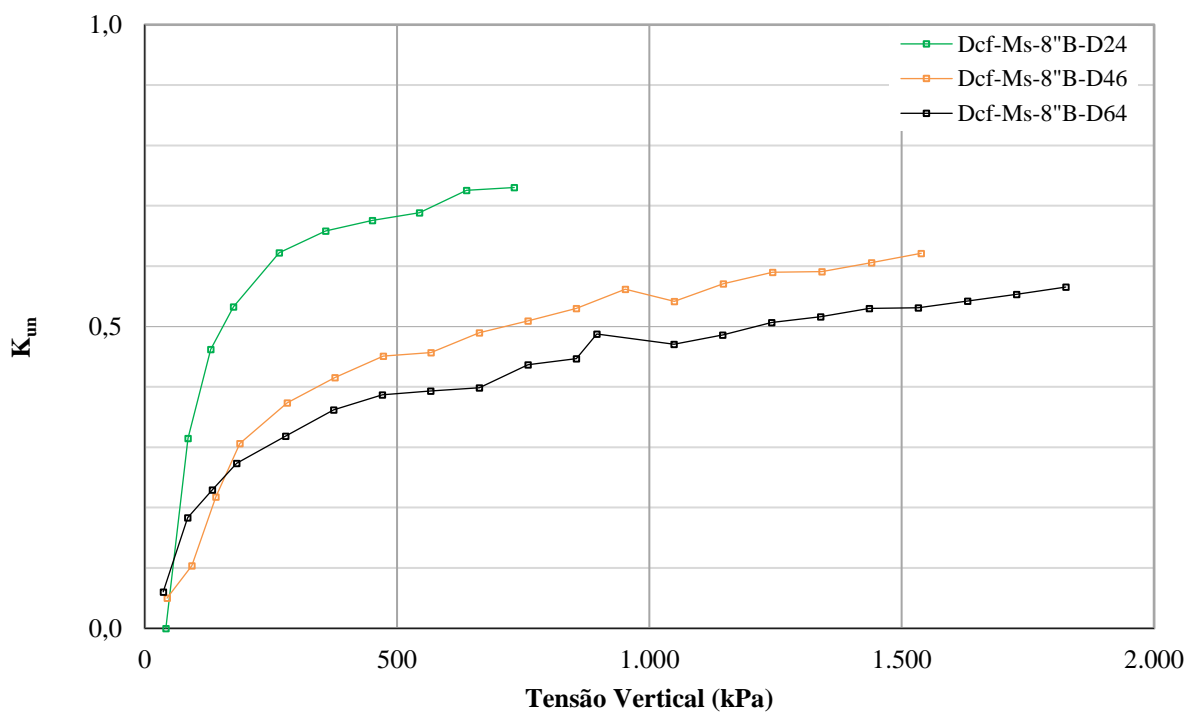


Figura D. 128 - K_{un} versus tensão vertical Ms-8''B.

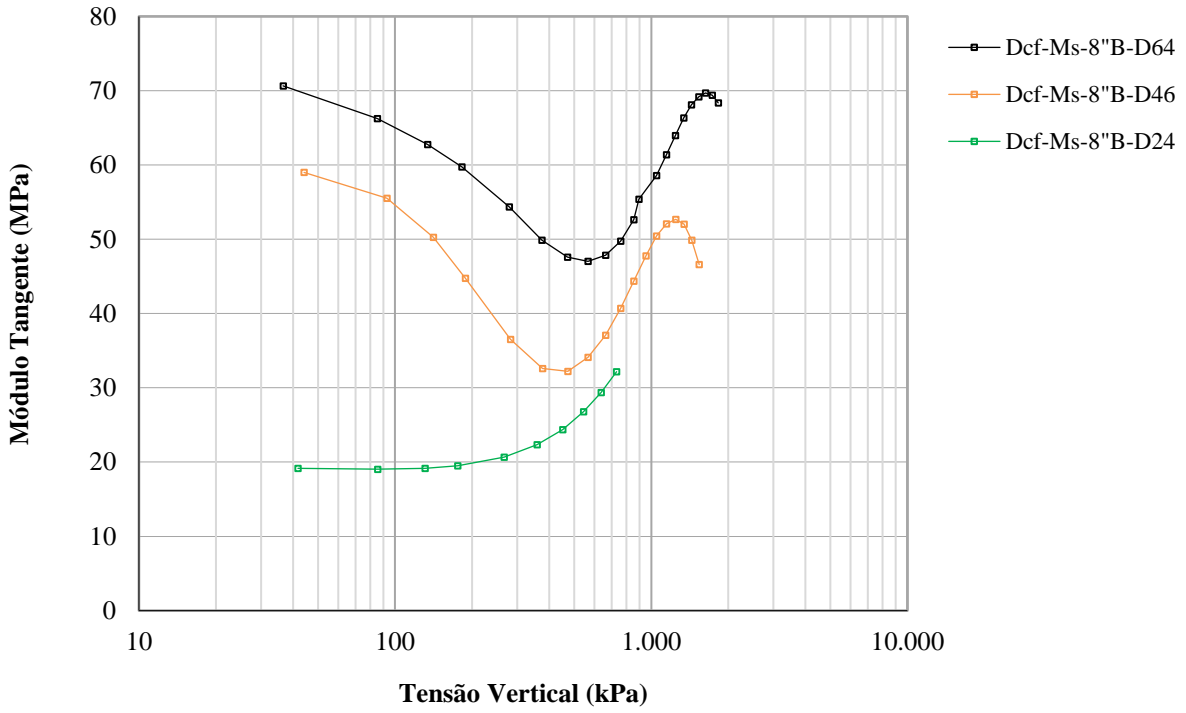


Figura D. 129 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão Ms-8''B.

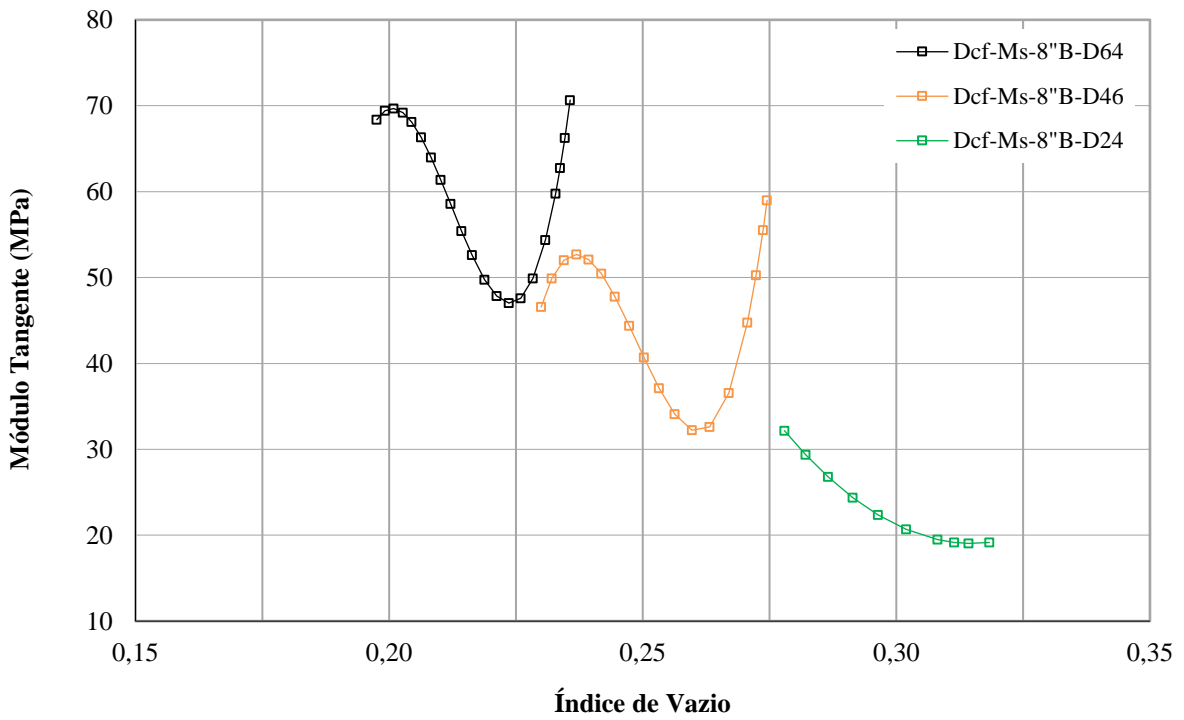


Figura D. 130 - Variação do módulo edométrico com o índice de vazios para corpos de prova moldados com o metassiltito de Manso.

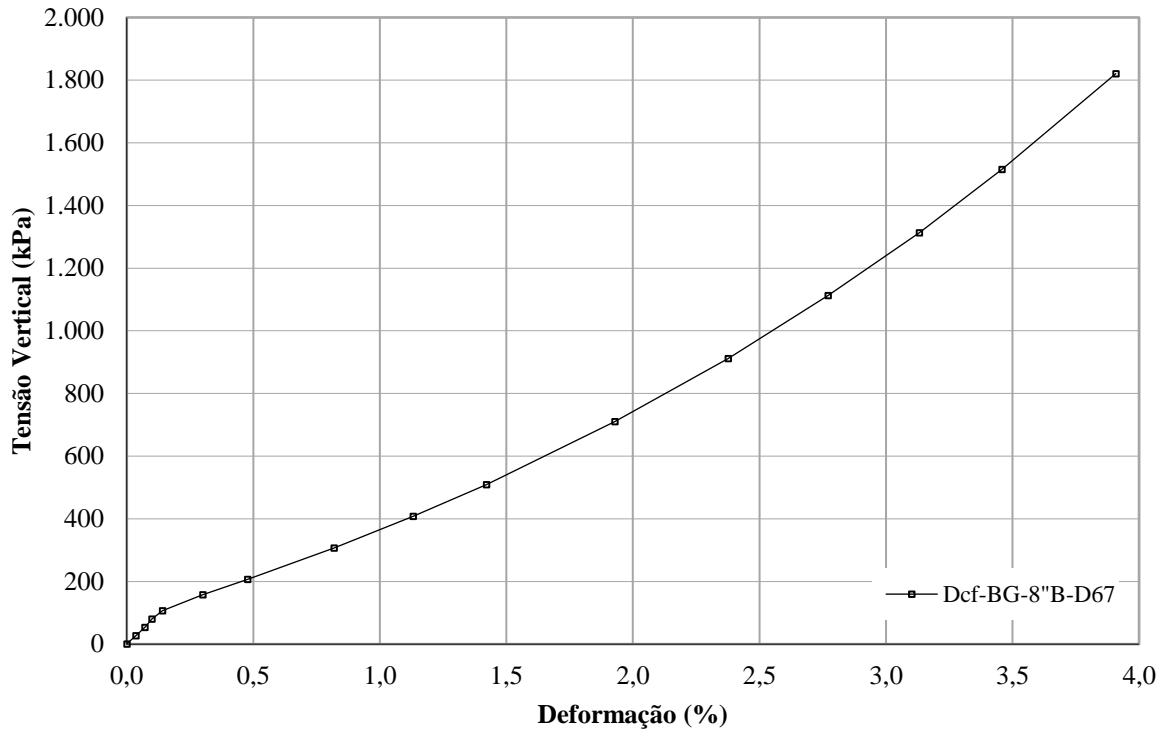


Figura D. 131 - Compressão unidimensional com material BG-8''B.

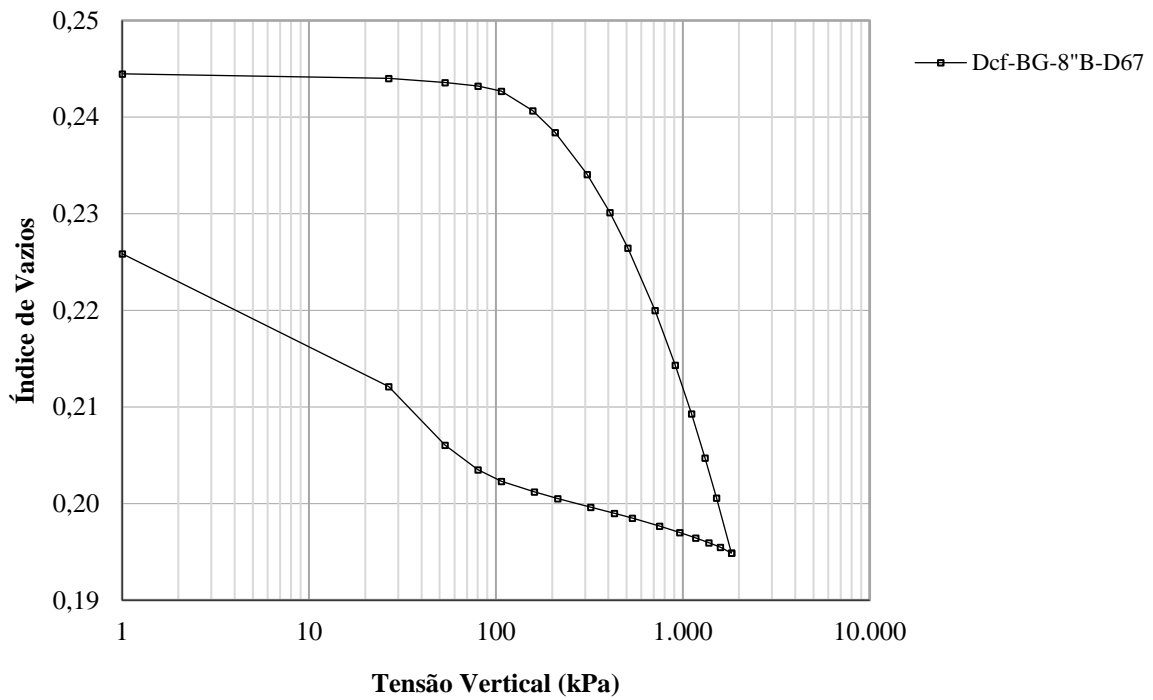


Figura D. 132 - Índice de vazios *versus* tensão vertical com BG-8''B.

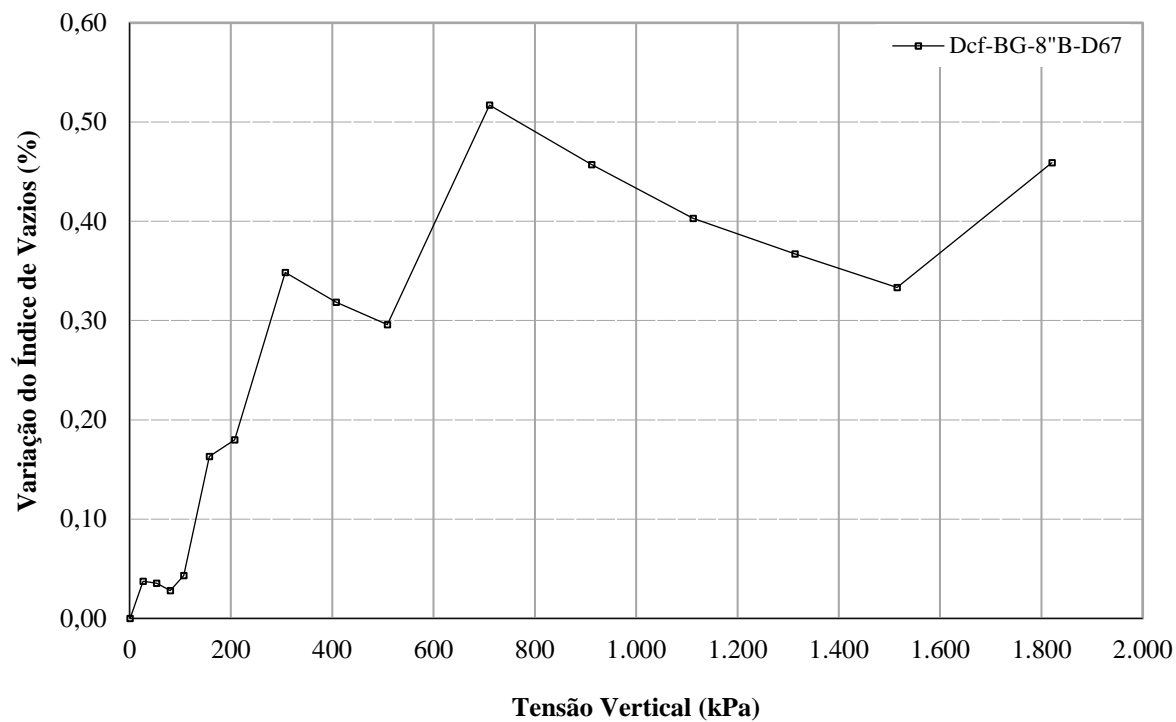


Figura D. 133 - Variação do índice de vazios com o estado de tensão BG-8''B.

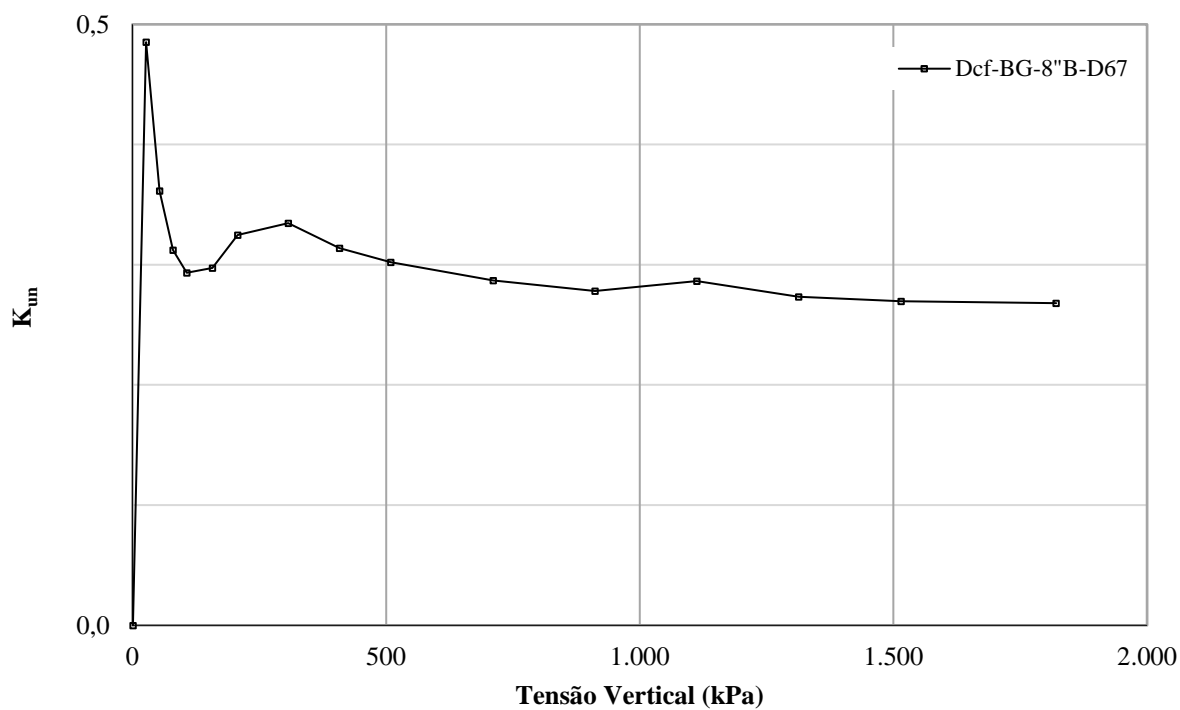


Figura D. 134 - K_{un} versus tensão vertical BG-8''B.

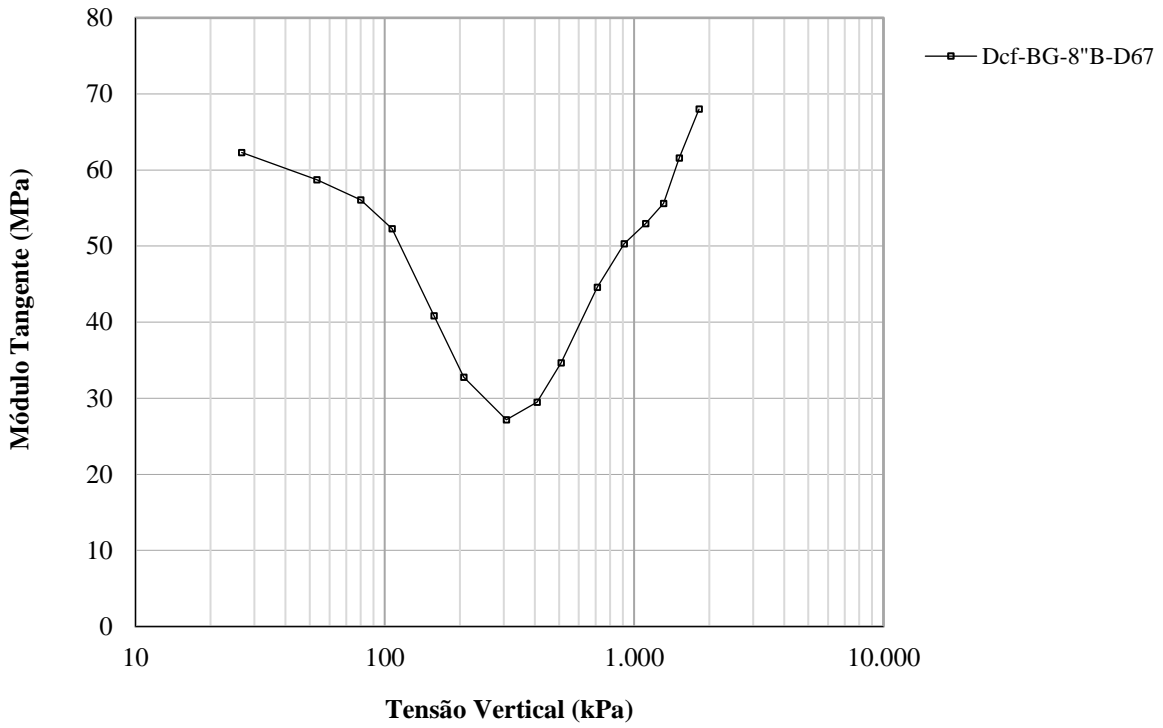


Figura D. 135 - Variação do módulo edométrico com o estado de tensão BG-8''B.

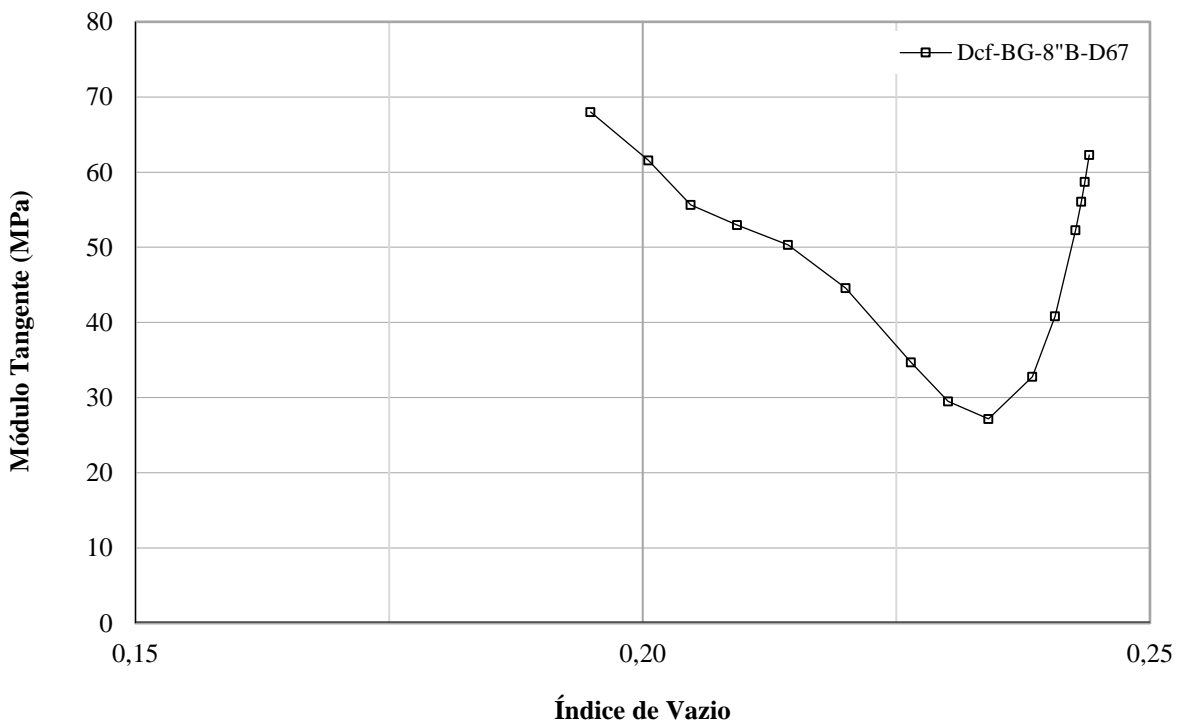


Figura D. 136 - Variação do módulo edométrico com o índice de vazios para corpos de prova moldados com a biotita gnaíse de Peixe Angical.

D.2. CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são apresentados como gráficos tensão cisalhante (τ) vs. deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento (Δl) para cada tensão normal (σ_n) aplicada e deslocamento vertical (ΔV) da tampa (média dos LVDTs 3-4 e 5-6; Figura D.137) vs. Δl .

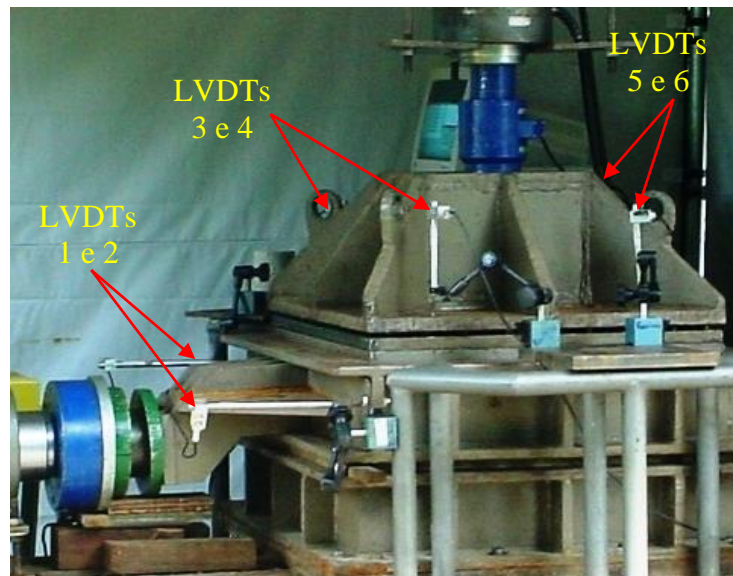


Figura D. 137 – Identificação dos LVDTs na posição do deslocamento cisalhante e do deslocamento normal.

O procedimento de ensaio é apresentado no Item 3.3.2.4.1. As características dos corpos de prova e sua identificação são apresentadas no Item 3.3.2.4. As Figuras D.138 a D.149 apresentam os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

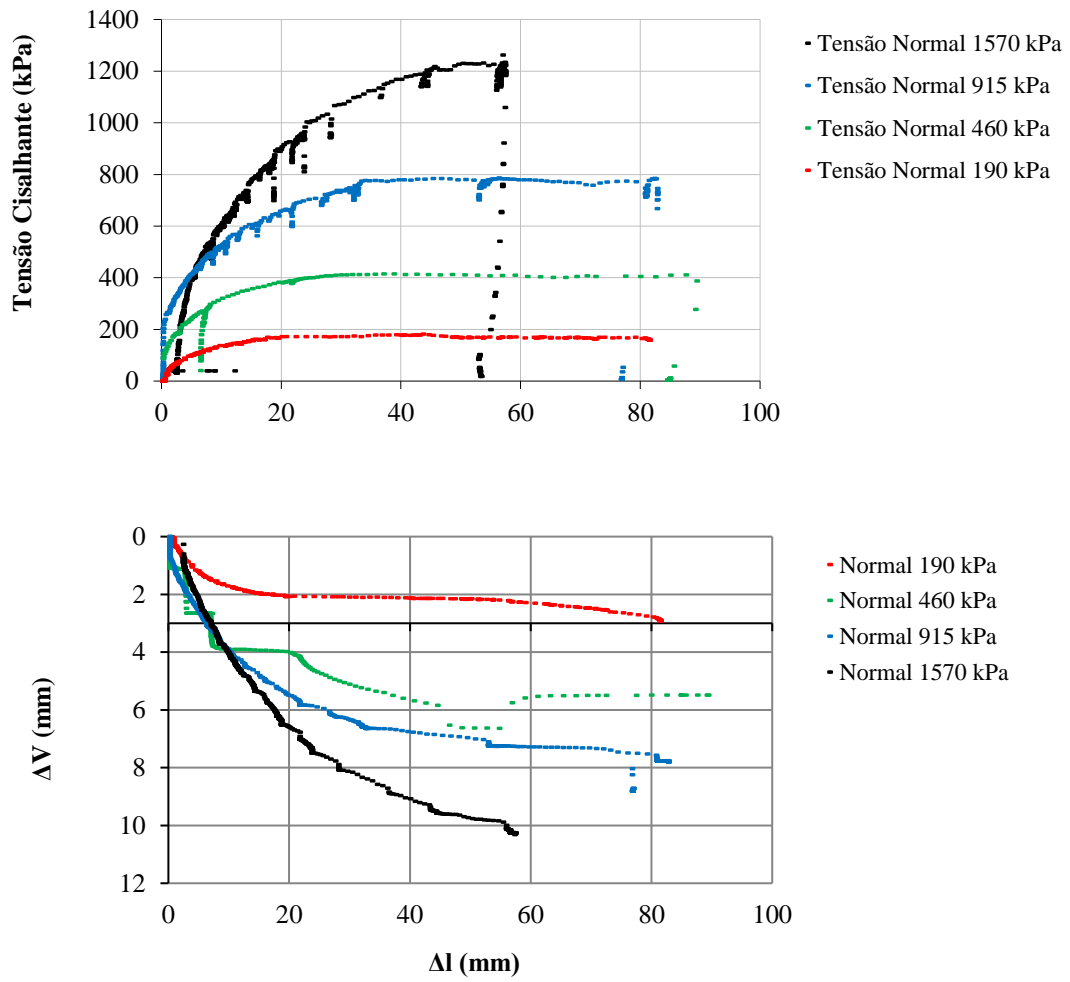


Figura D. 138 – Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-3^oB-D₁₉.

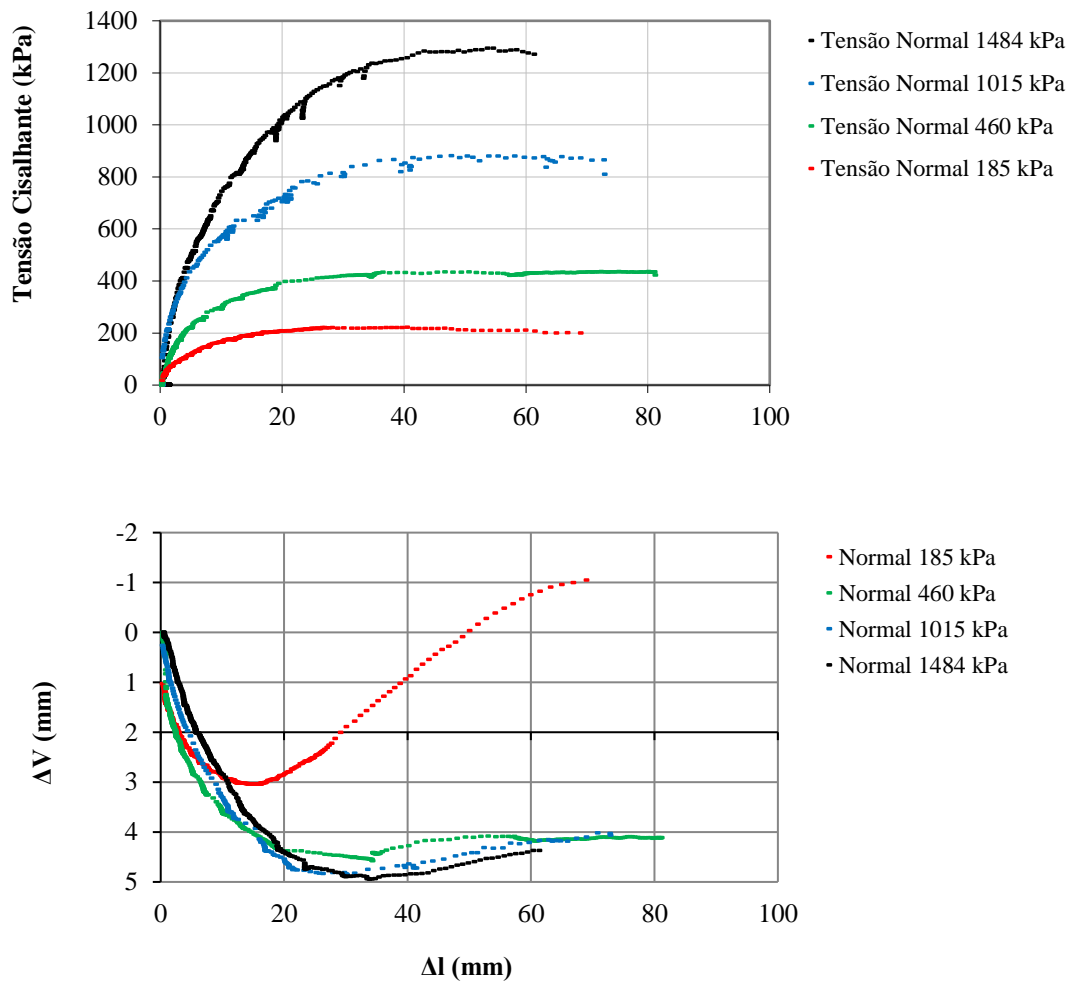


Figura D. 139 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-3''B-D₄₆.

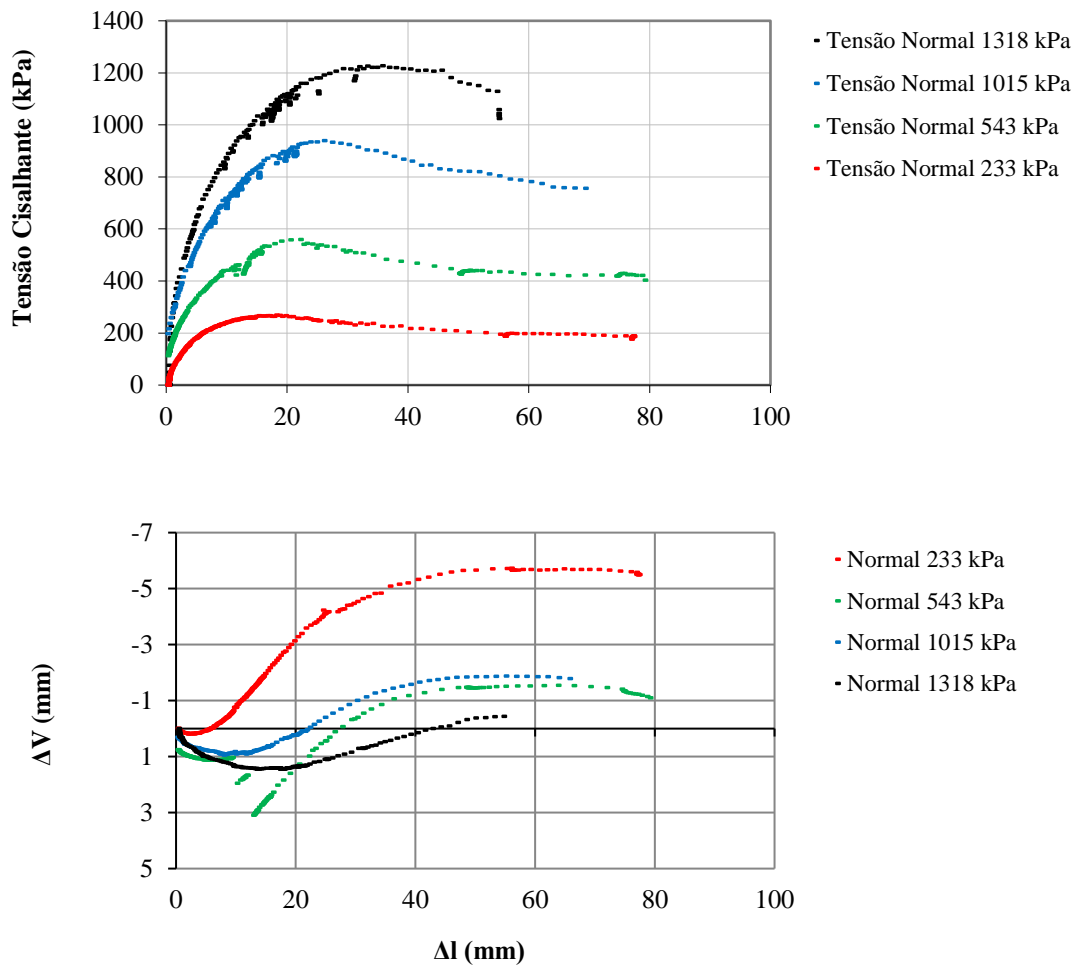


Figura D. 140 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-3''B-D₈₅.

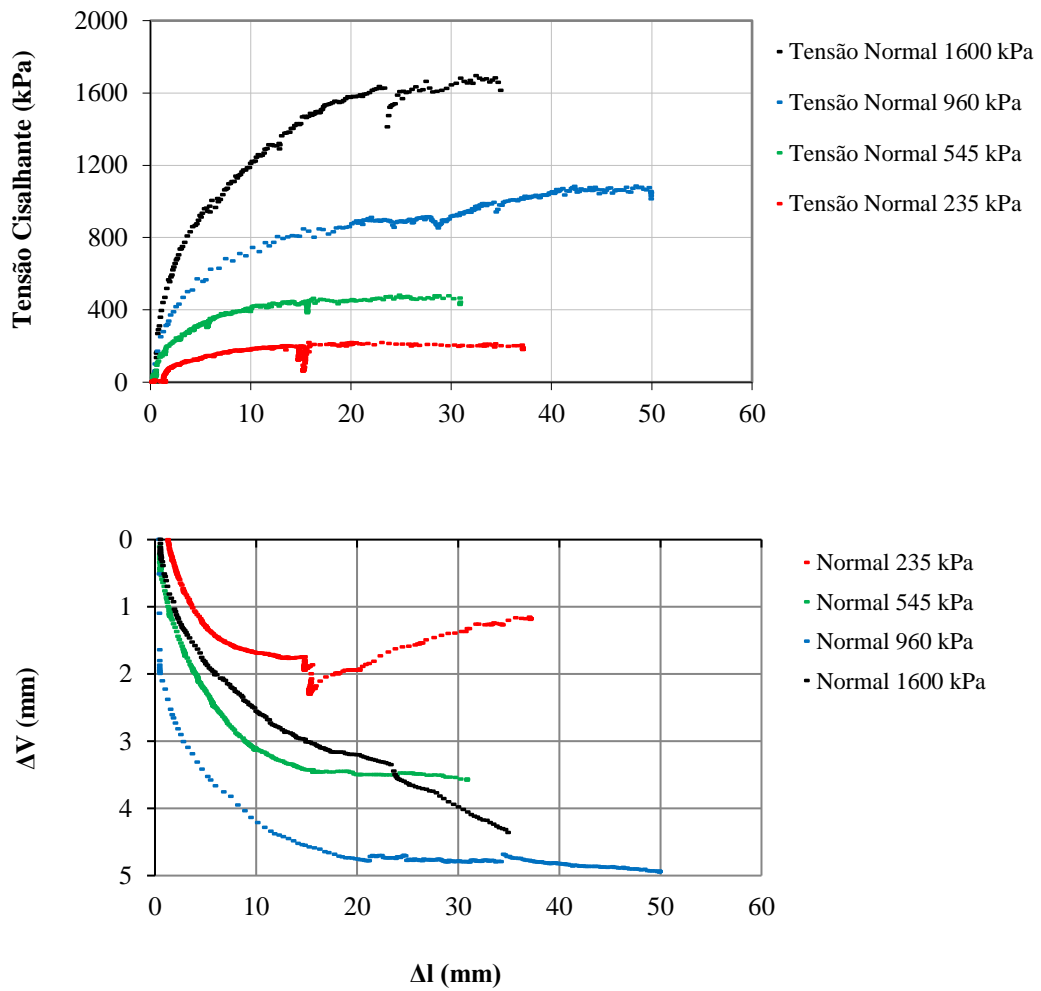


Figura D. 141 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-3''B-D₁₉.

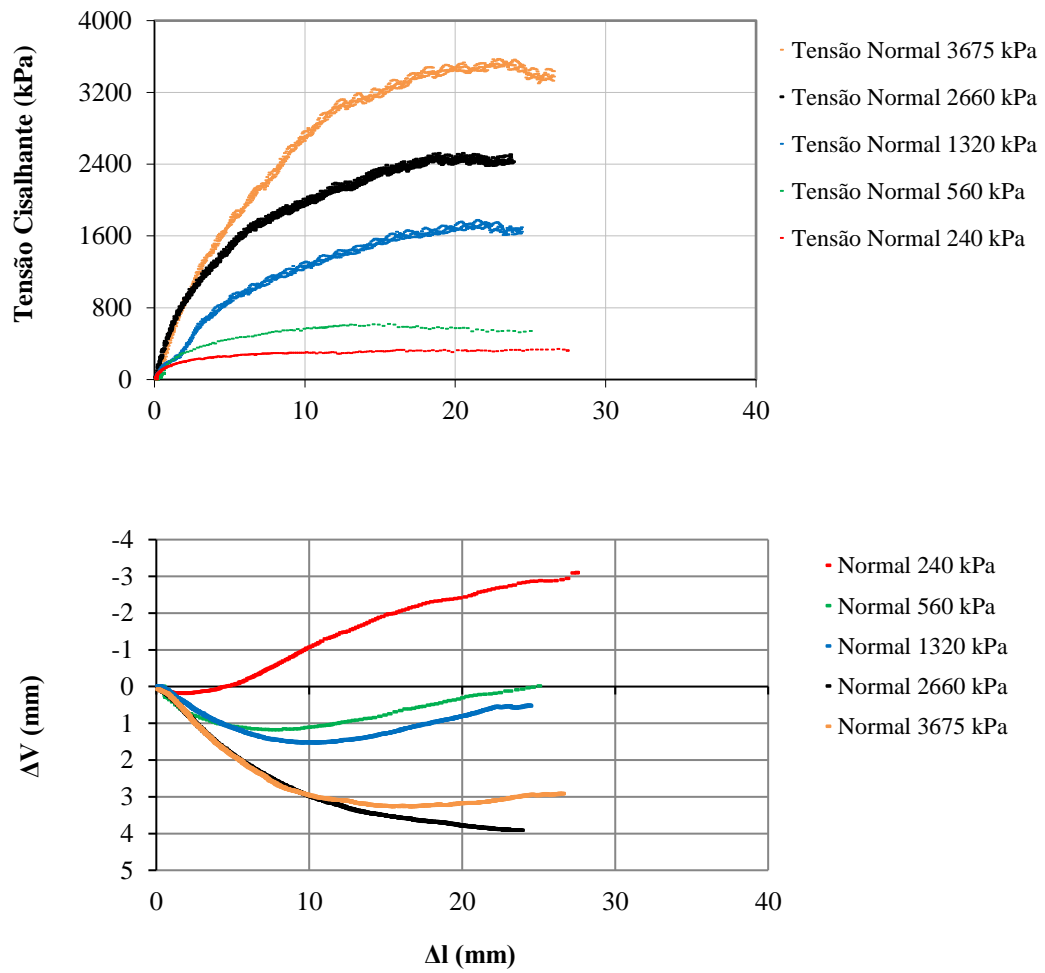


Figura D. 142 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-3''B-D₄₆.

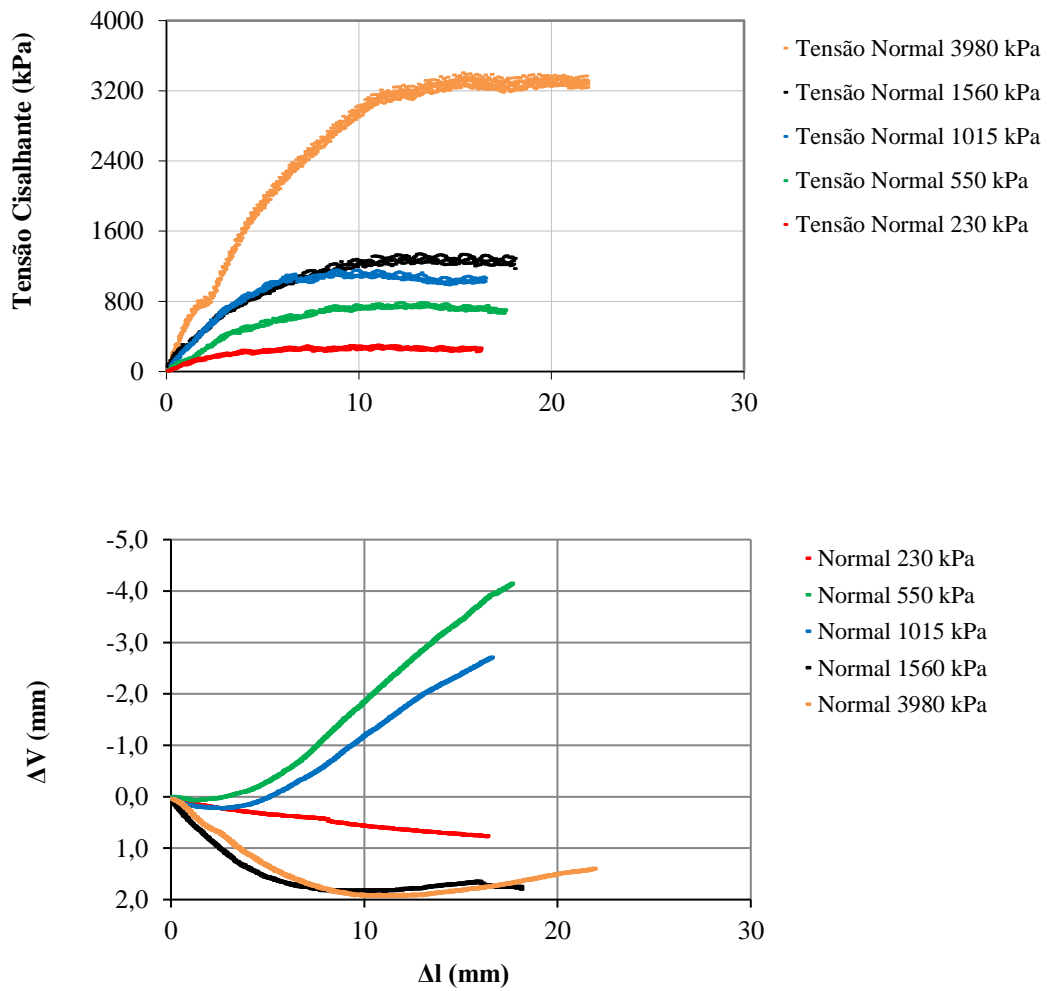


Figura D. 143 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-3''B-D₈₅.

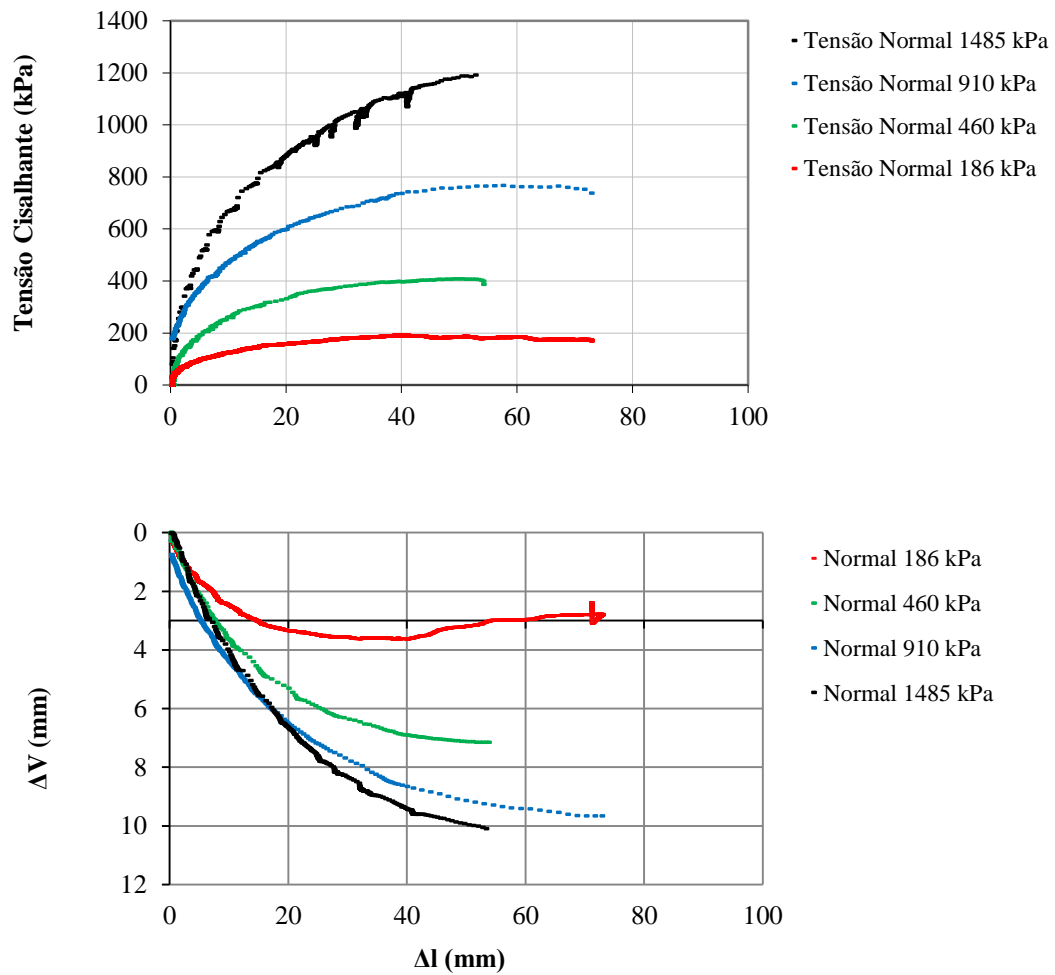


Figura D. 144 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-1”B-D₁₉.

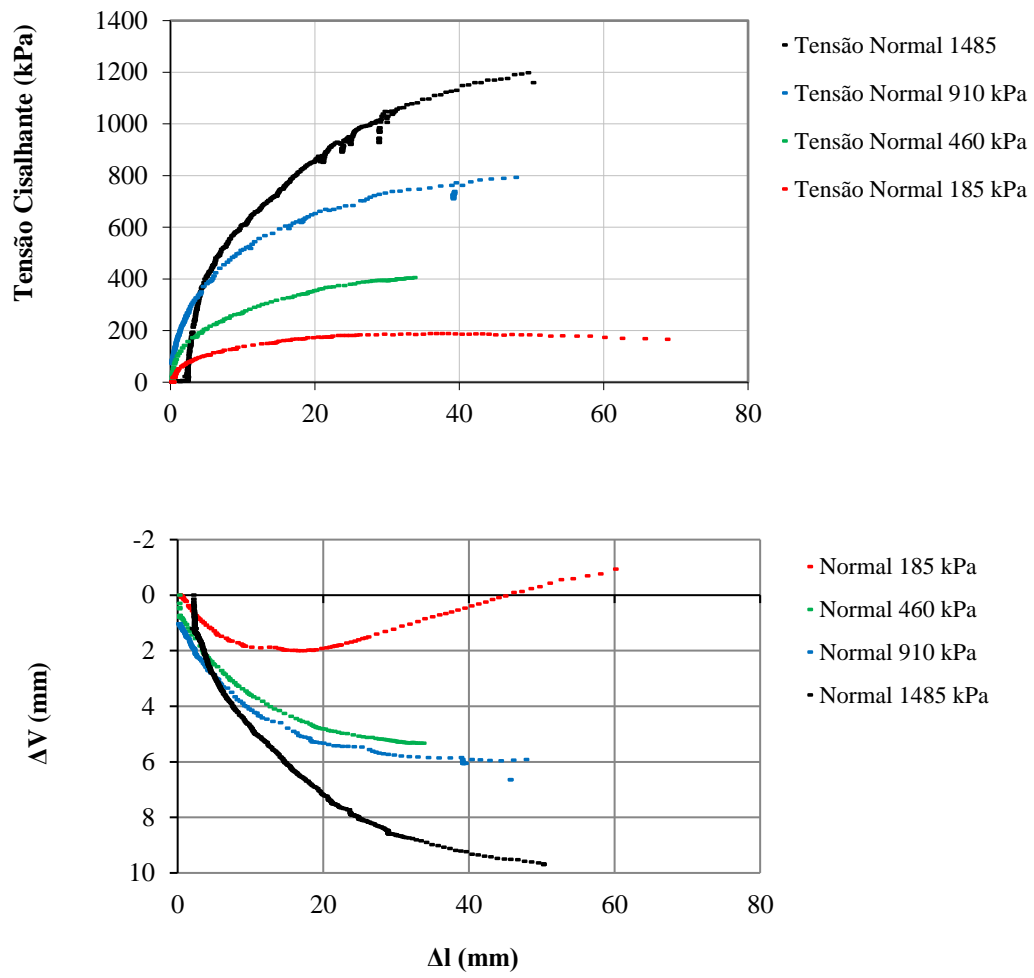


Figura D. 145 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-1''B-D₄₆.

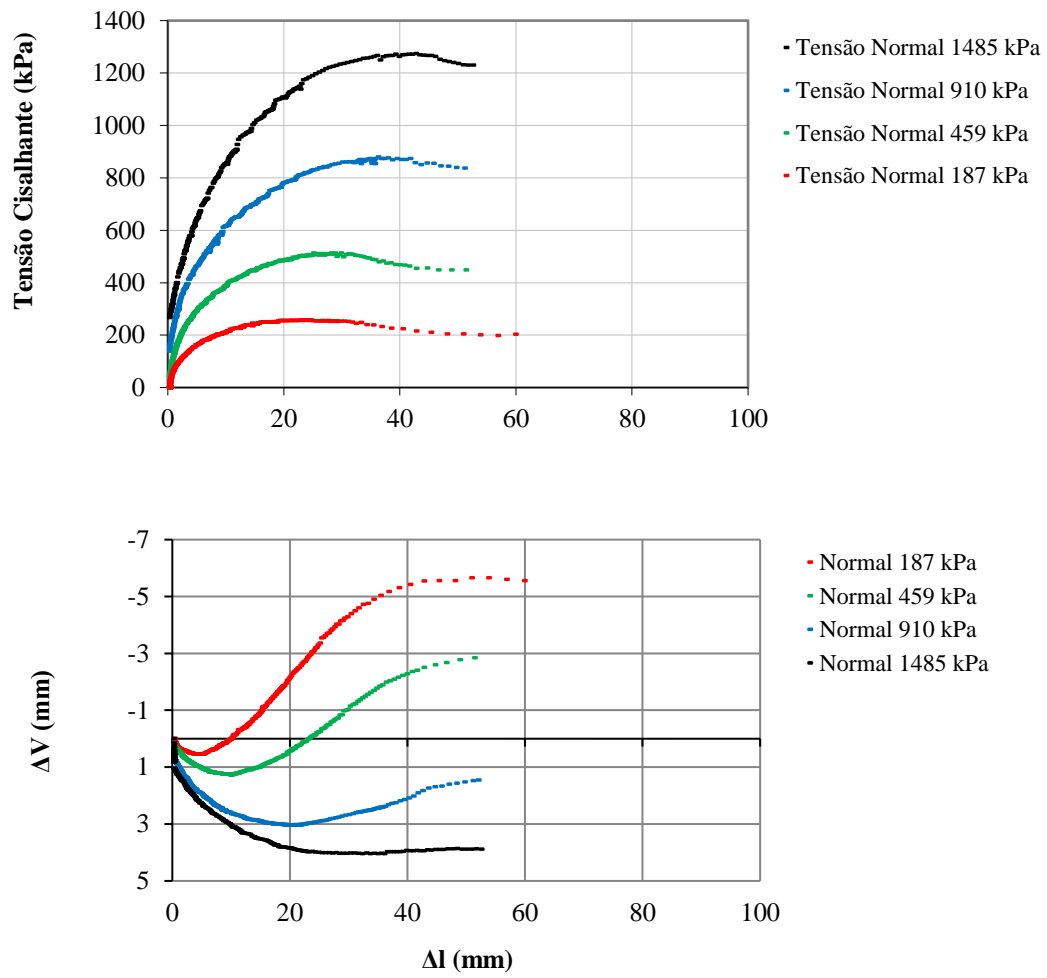


Figura D. 146 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₈₀-Gr-1''B-D₈₅.

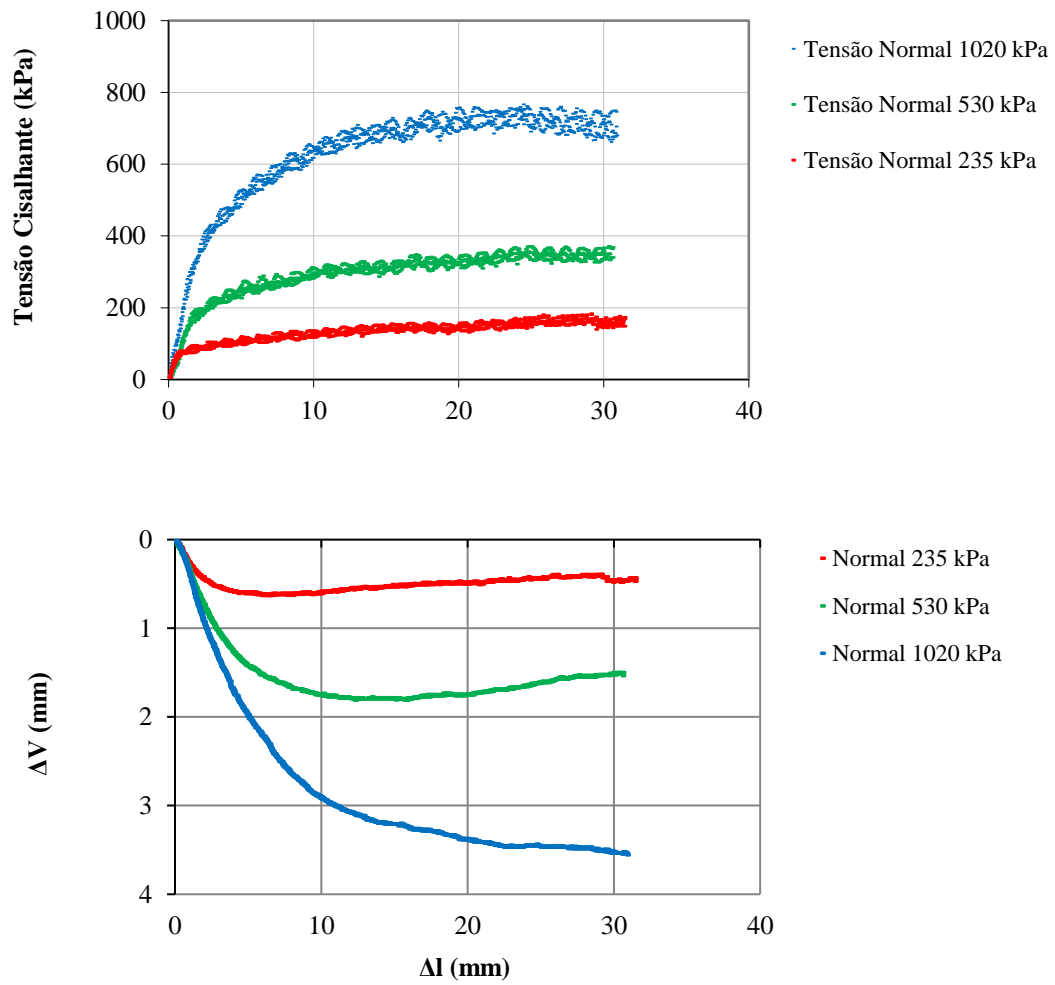


Figura D. 147 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-1”B-D₁₉.

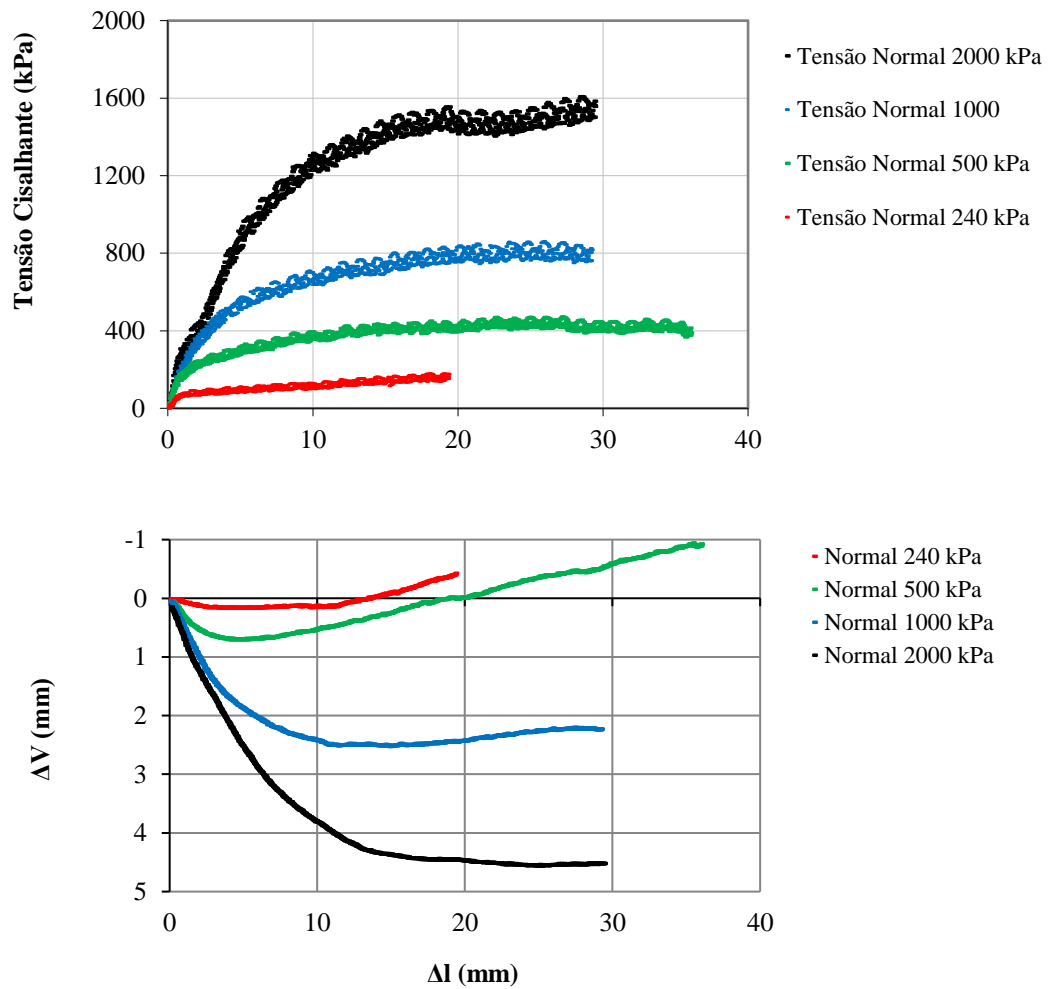


Figura D. 148 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-1''B-D₄₆.

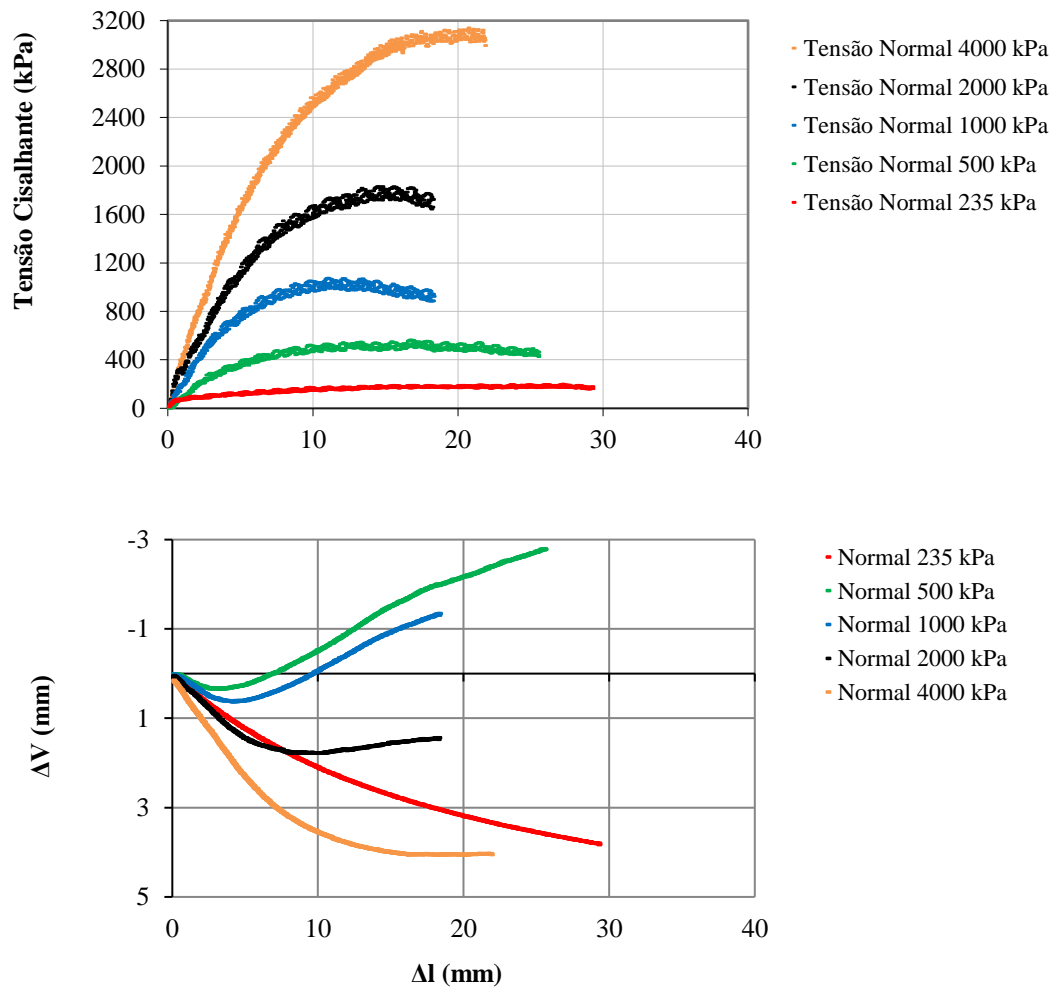


Figura D. 149 - Ensaio de cisalhamento direto CIS₂₁-Gr-1”B-D₈₅.

D.3. TRIAXIAL CÚBICO

Os resultados do ensaio triaxial cúbico são apresentados como gráficos tensão média ($(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) vs. deformação volumétrica (ϵ_{vol}), tensão desviadora ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) vs. deformação axial (ϵ_1) e volumétrica (ϵ_{vol}), e módulo tangente (D_T) vs. σ_d .

A Figura D.150 apresenta corte esquemático do equipamento utilizado para execução do ensaio triaxial cúbico.

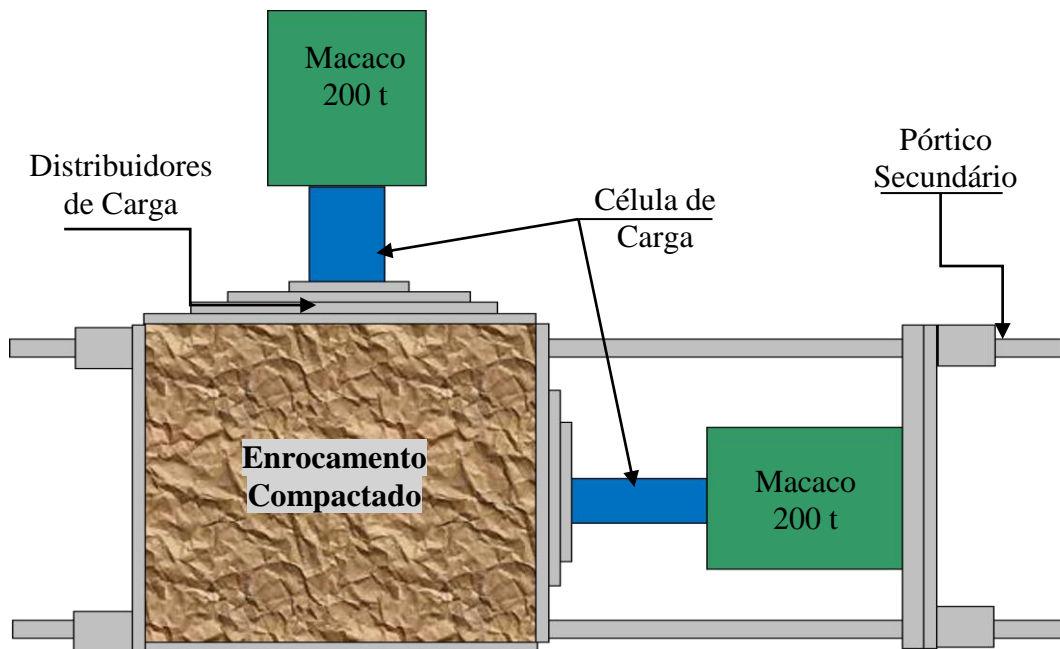


Figura D. 150 – Corte esquemático do equipamento utilizado no triaxial cúbico.

O procedimento de ensaio é apresentado no Item 3.3.2.5.1. As características dos corpos de prova e sua identificação são apresentadas no Item 3.3.2.5. As Figuras D.151 a D.167 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais.

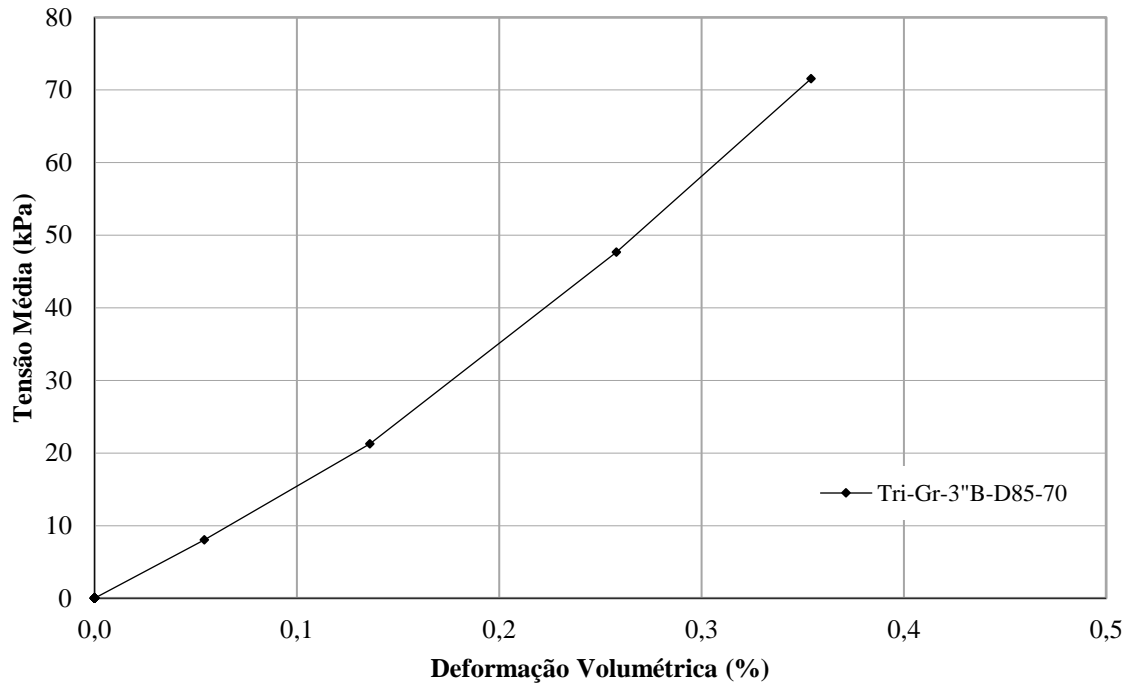


Figura D. 151 – Compressão isotrópica do corpo de prova Tri-Gr-3''B-D₈₅₋₇₀.

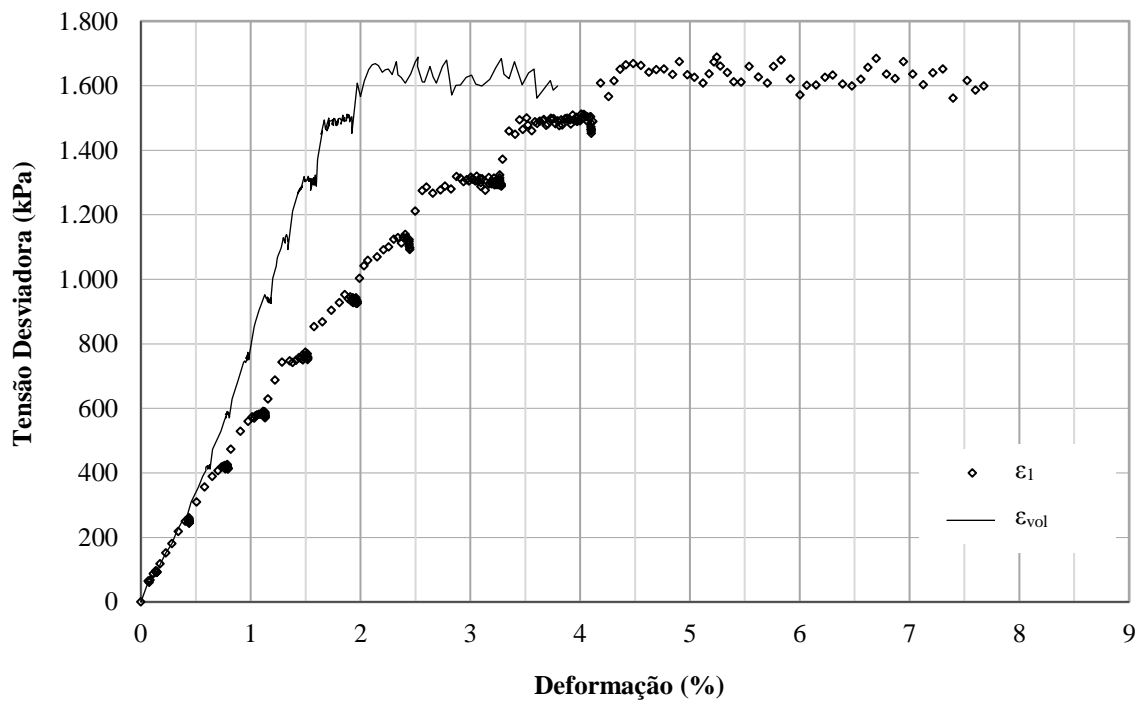


Figura D. 152 – σ_d vs. ϵ_1 e ϵ_{vol} do Tri-Gr-3''B-D₈₅₋₇₀.

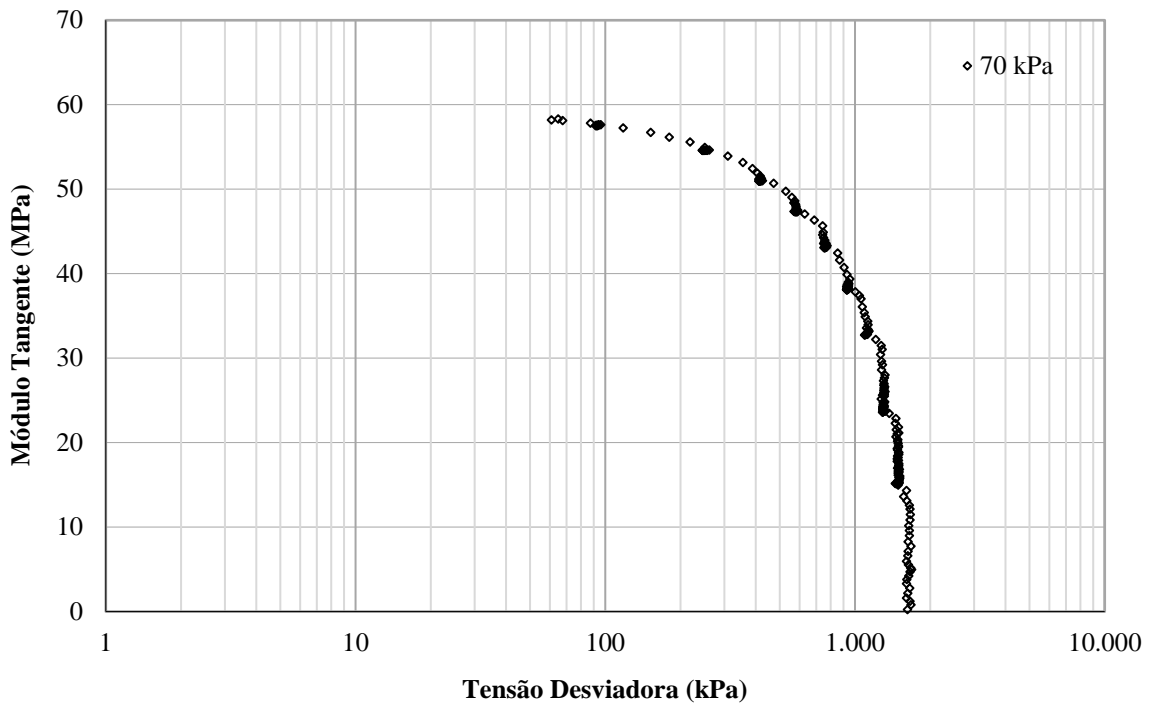


Figura D. 153 – D_T vs. σ_d do Tri-Gr-3''B-D₈₅-70.

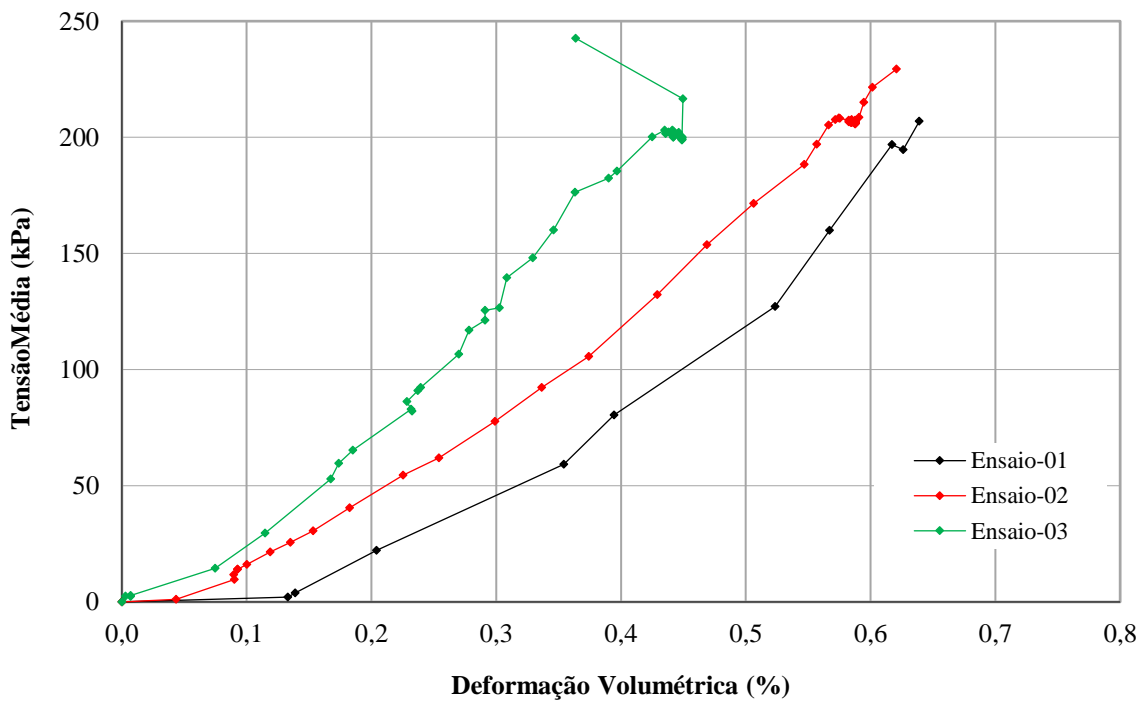


Figura D. 154 - Compressão isotrópica do corpo de prova Tri-Gr-3''B-D₈₅-200.

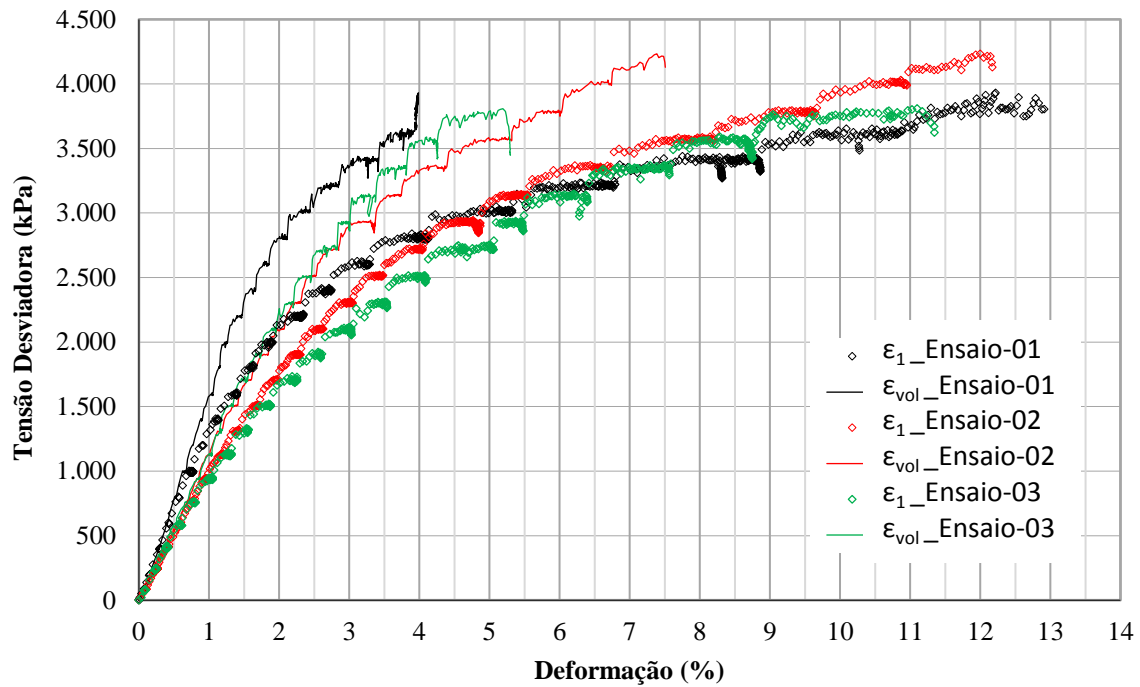


Figura D. 155 - σ_d vs. ϵ_1 e ϵ_{vol} do Tri-Gr-3”B-D₈₅-200.

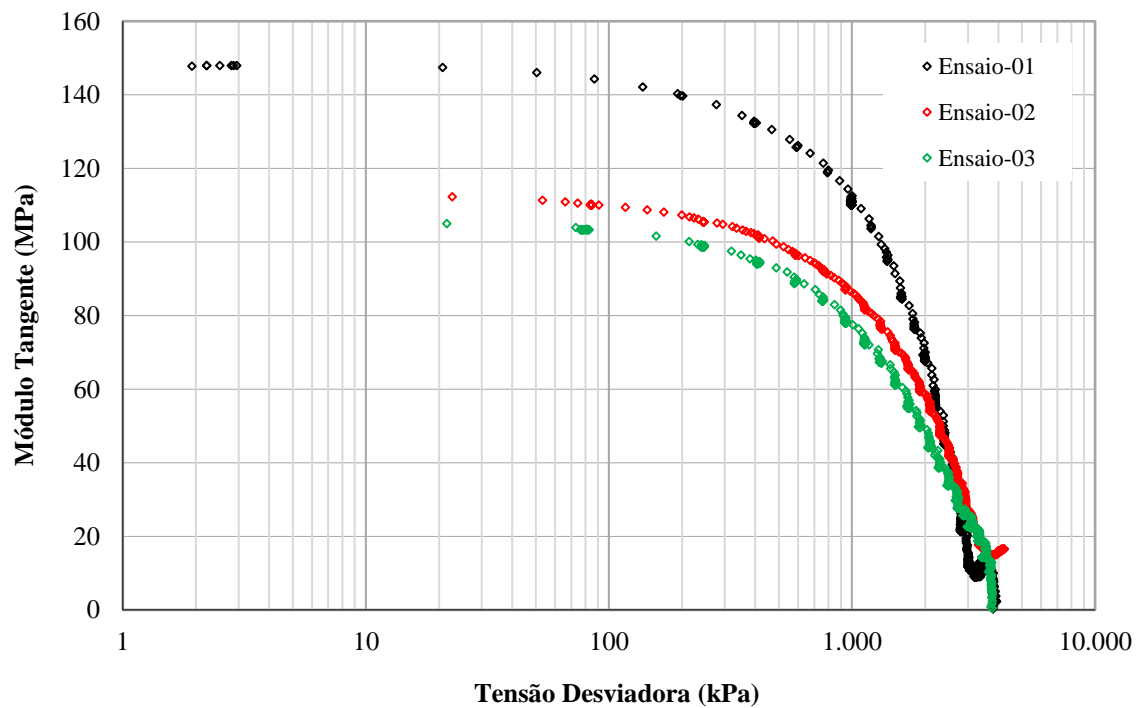


Figura D. 156 - D_T vs. σ_d do Tri-Gr-3”B-D₈₅-200.

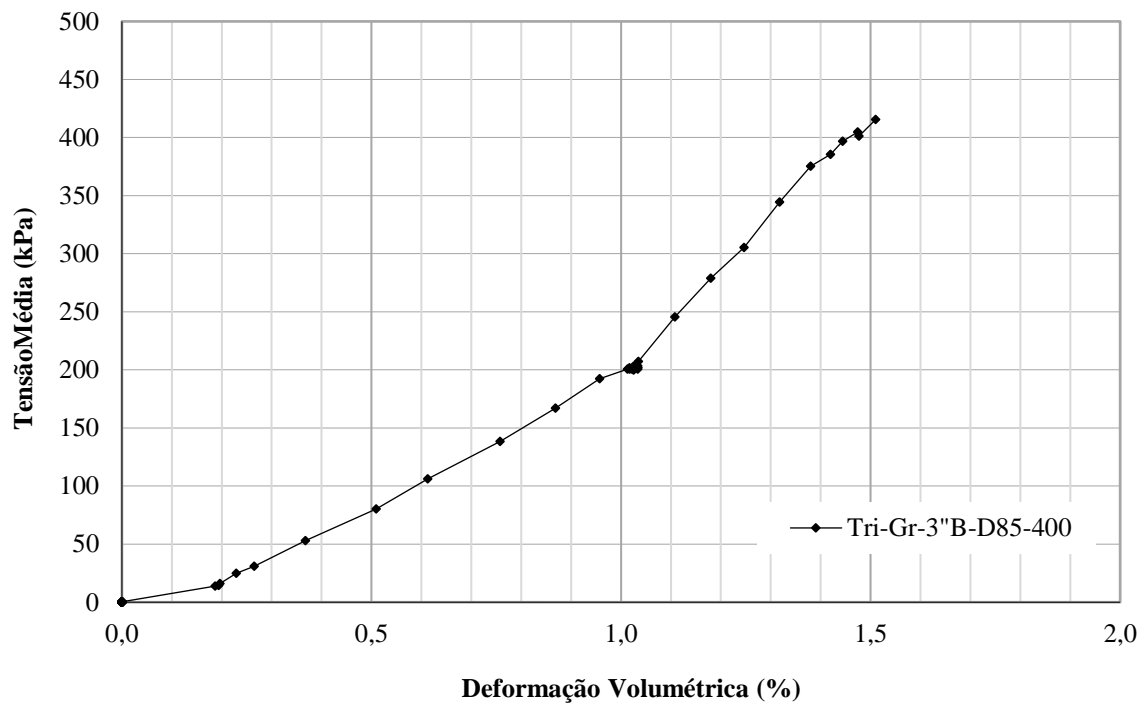


Figura D. 157 - Compressão isotrópica do corpo de prova Tri-Gr-3''B-D₈₅-400.

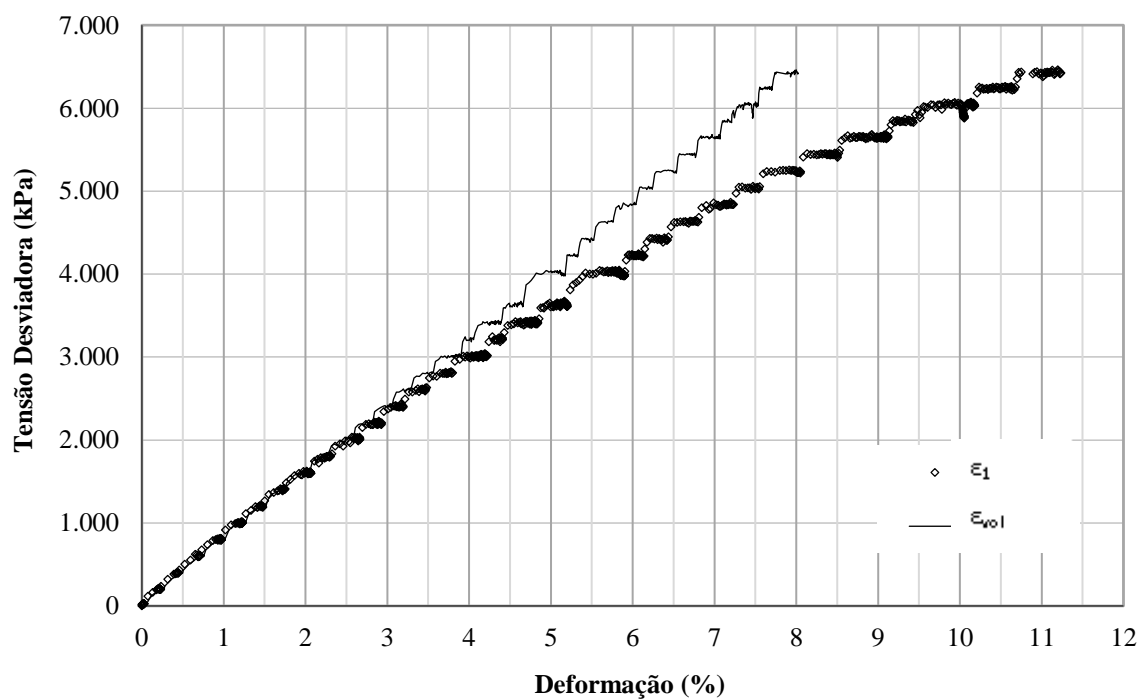


Figura D. 158 - σ_d vs. ϵ_1 e ϵ_{vol} do Tri-Gr-3''B-D₈₅-400.

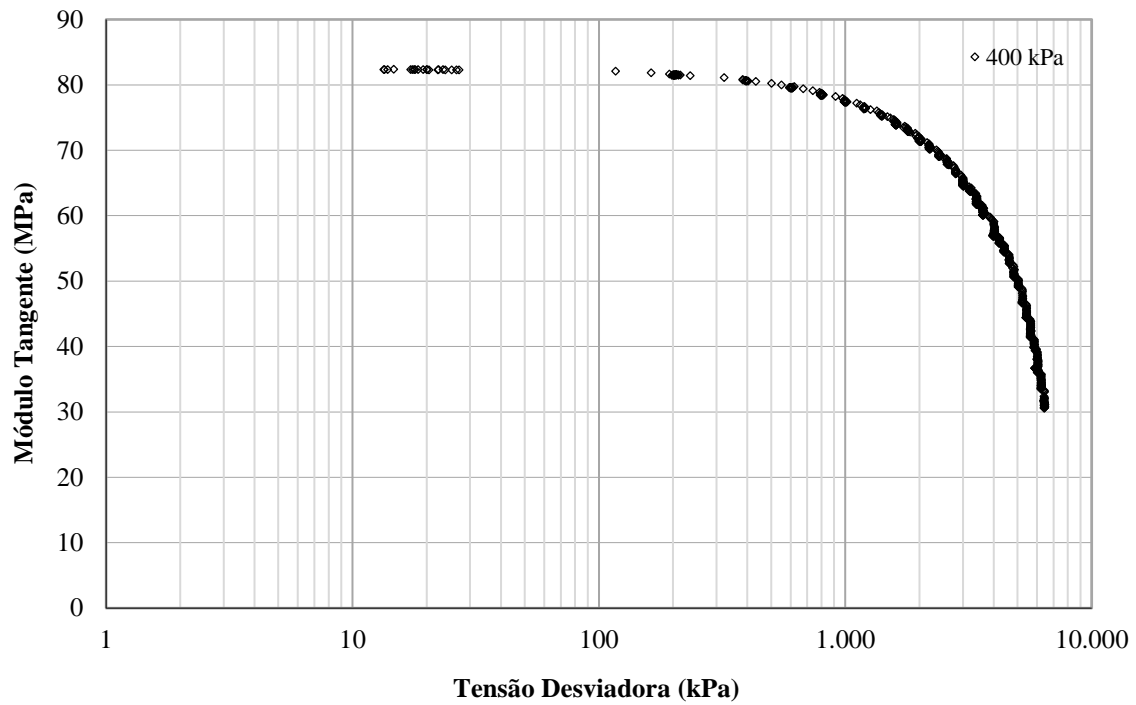


Figura D. 159 - D_T vs. σ_d do Tri-Gr-3'B-D85-400.

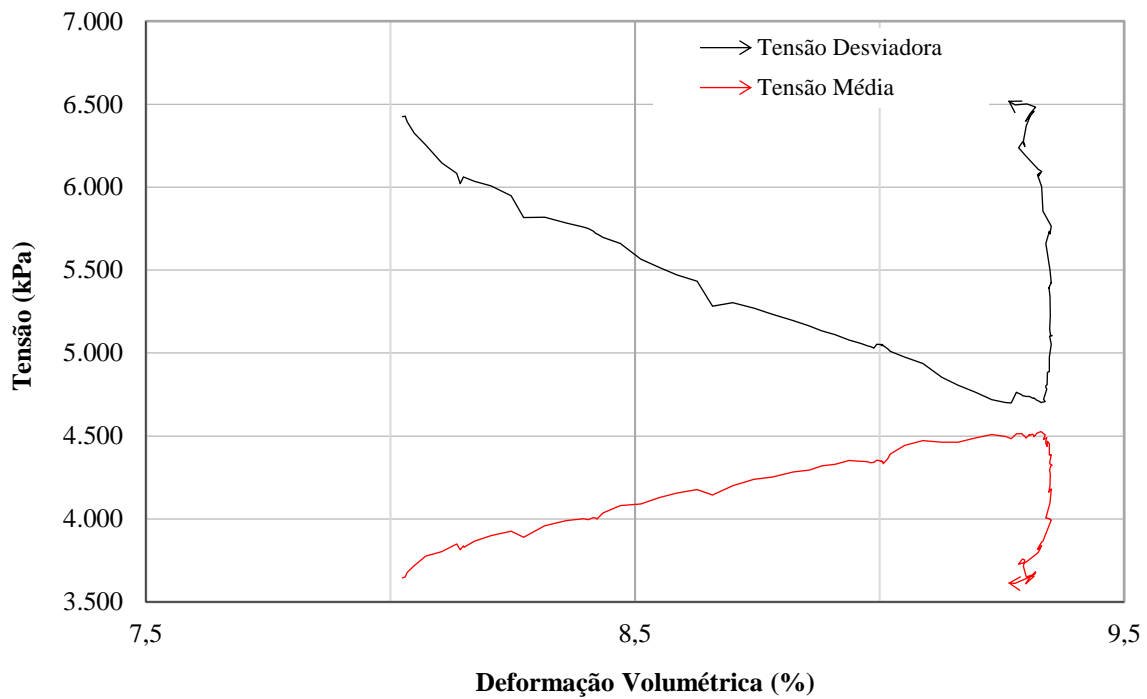


Figura D. 160 – Apresenta a variação volumétrica para o incremento de tensão confinante.

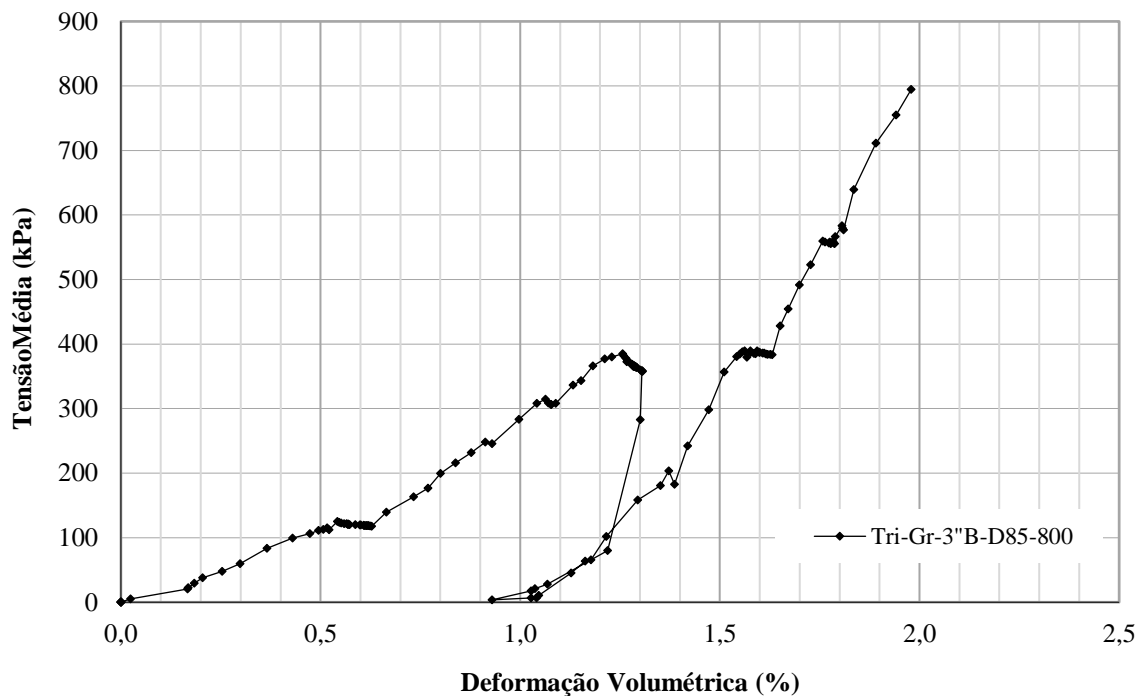


Figura D. 161 - Compressão isotrópica do corpo de prova Tri-Gr-3''B-D₈₅-800.

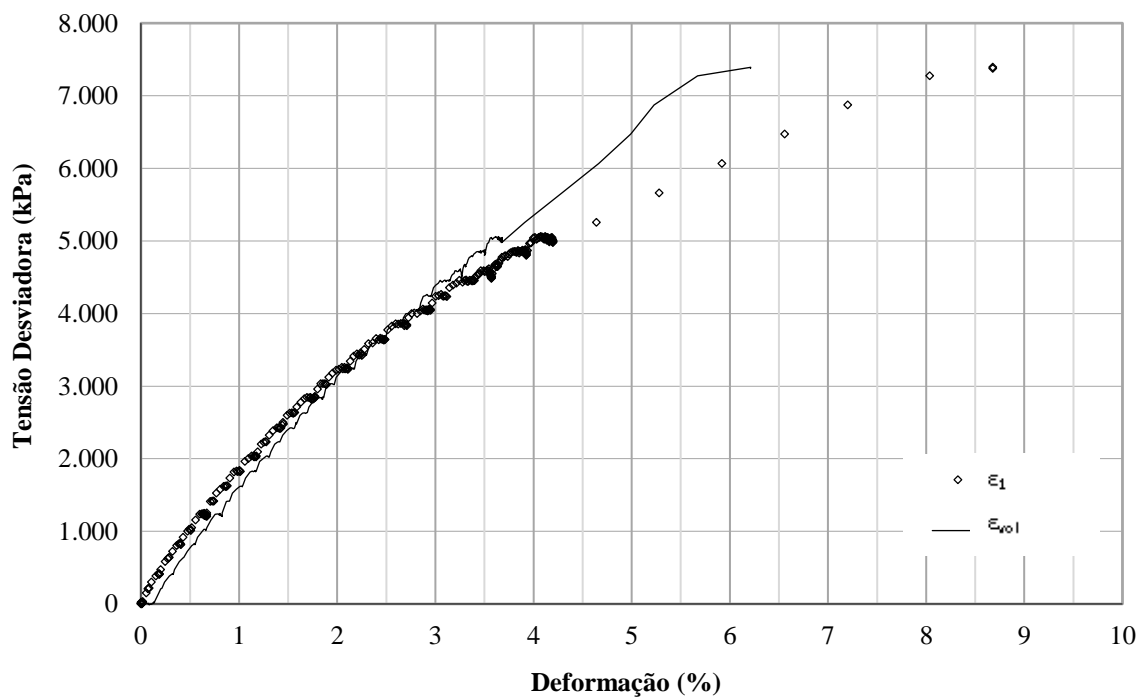


Figura D. 162 - σ_d vs. ϵ_1 e ϵ_{vol} do Tri-Gr-3''B-D₈₅-800.

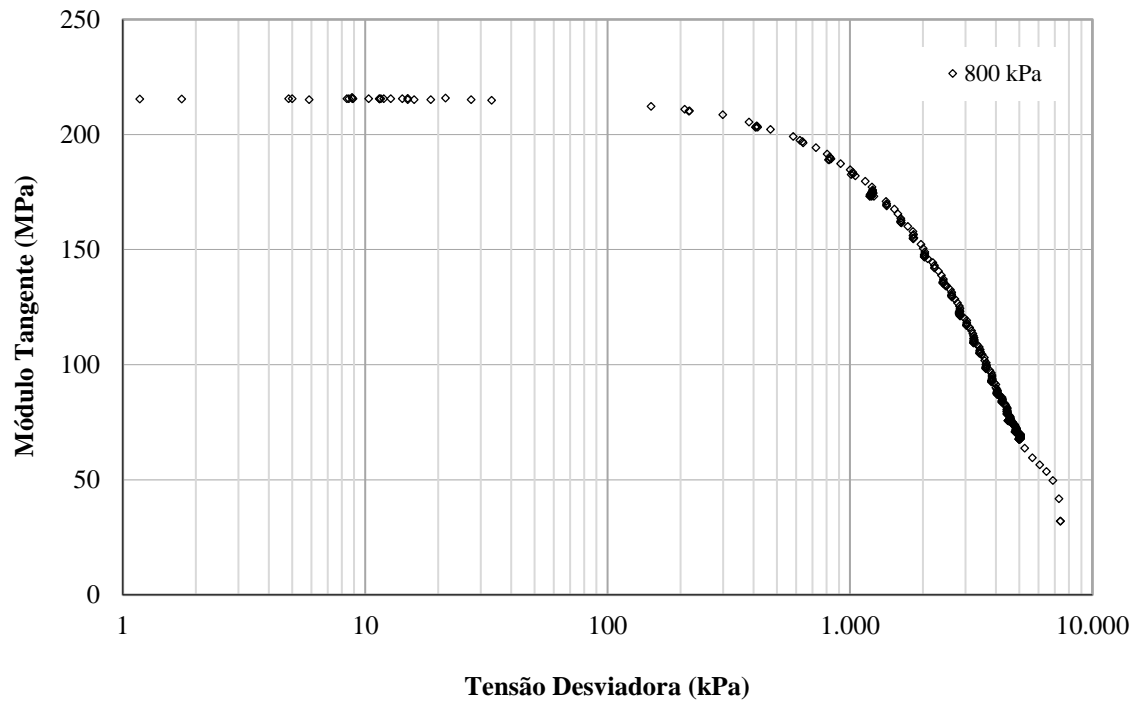


Figura D. 163 - D_T vs. σ_d do Tri-Gr-3''B-D85-800.

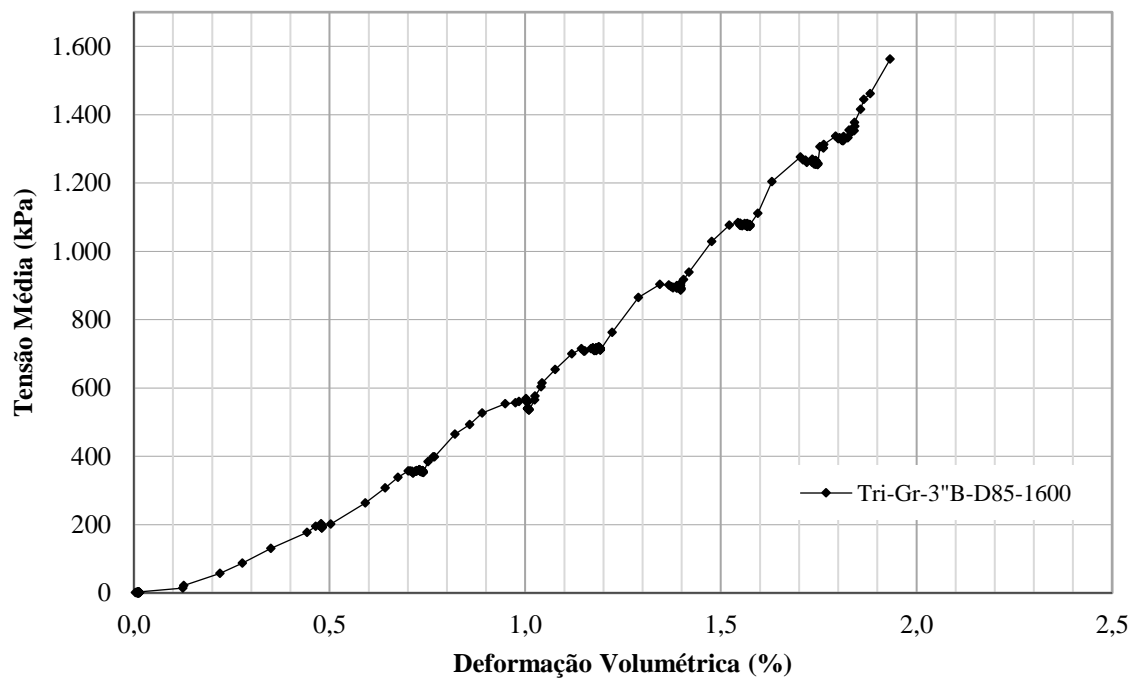


Figura D. 164 - Compressão isotrópica do corpo de prova Tri-Gr-3''B-D85-1600.

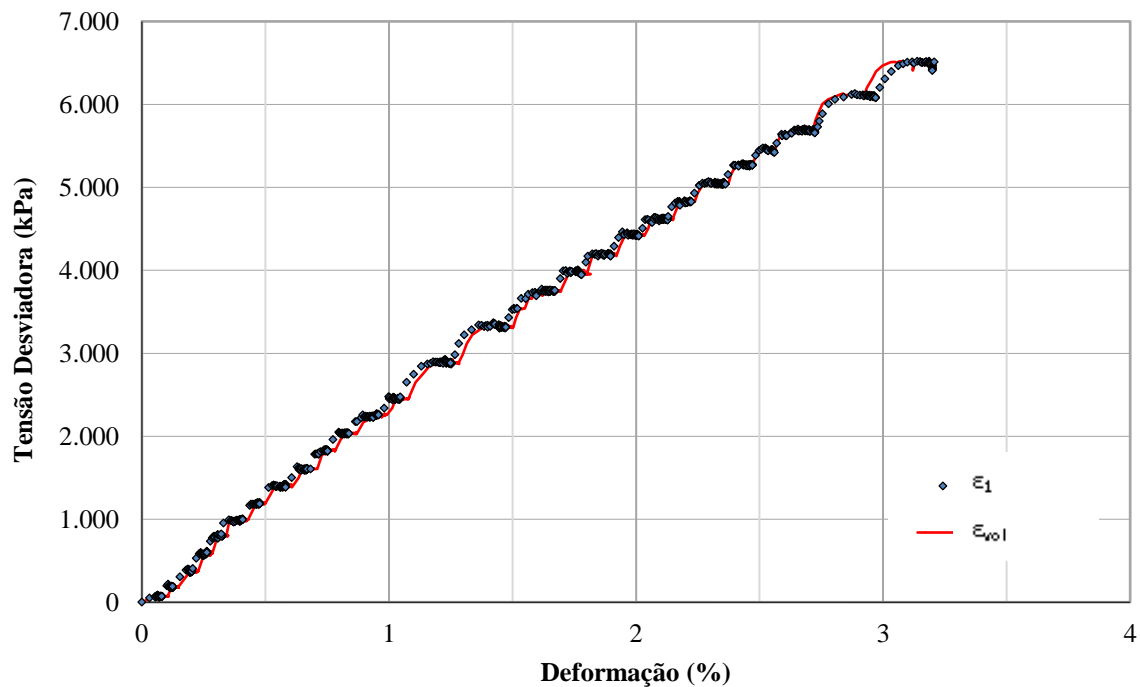


Figura D. 165 - σ_d vs. ϵ_1 e ϵ_{vol} do Tri-Gr-3''B-D85-1600.

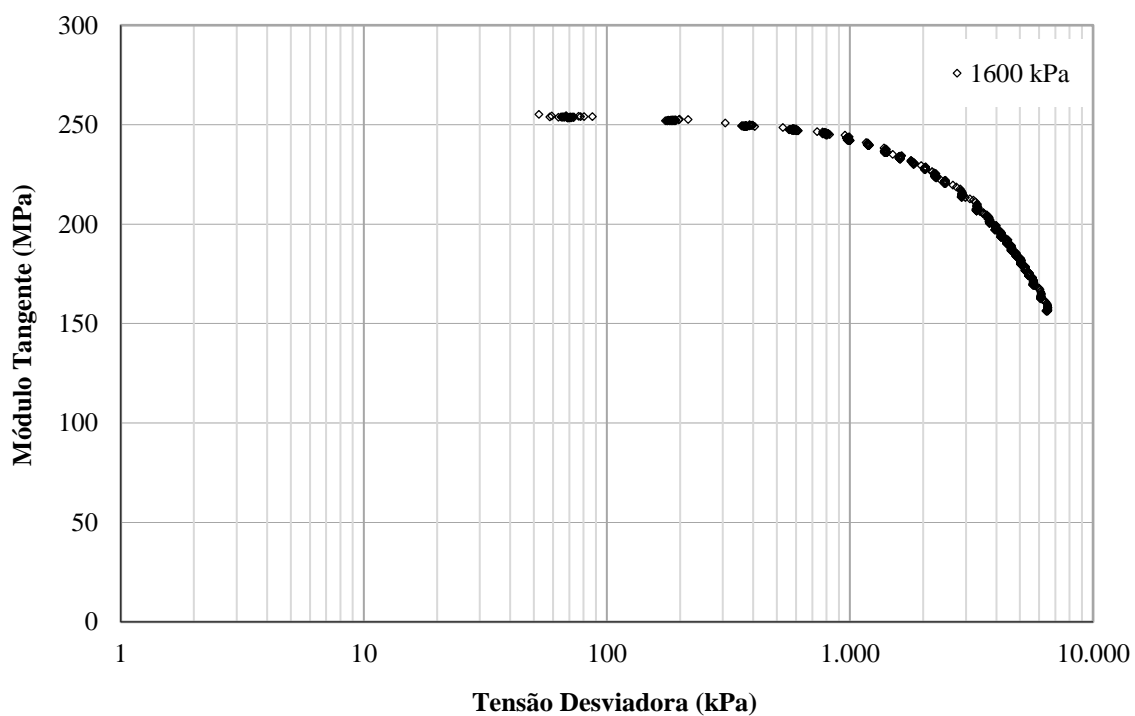


Figura D. 166 - D_T vs. σ_d do Tri-Gr-3''B-D85-1600.

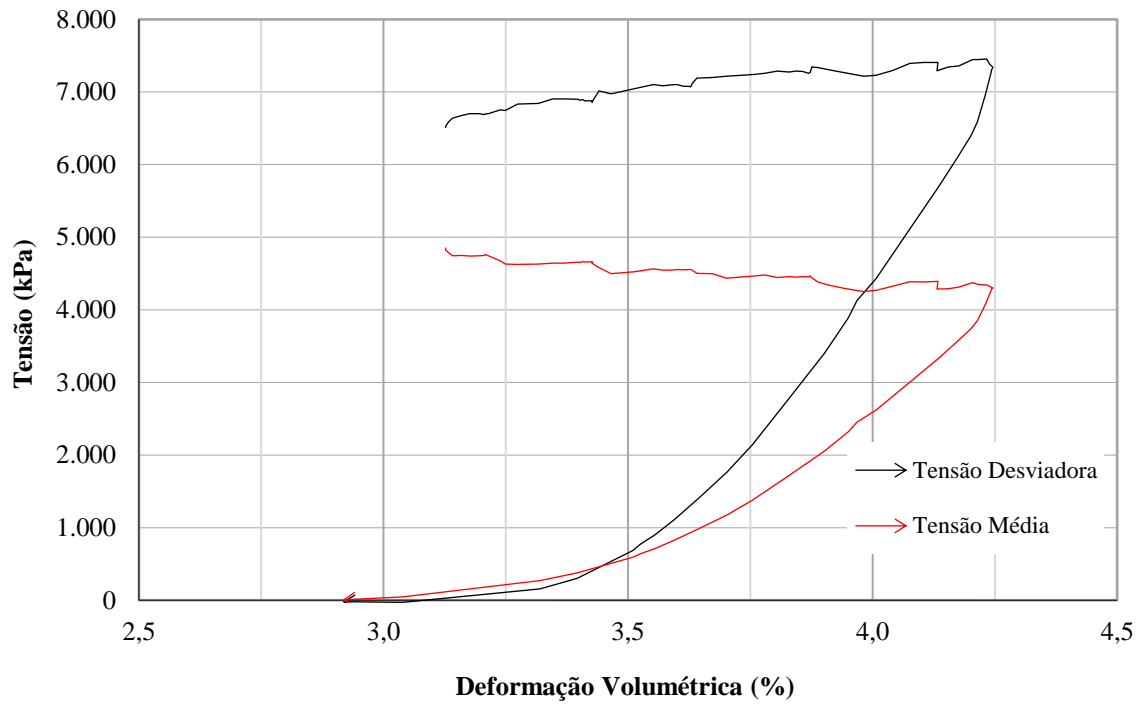


Figura D. 167 - Apresenta a variação volumétrica para decréscimo de tensão confinante, mantendo-se σ_1 constante.