

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento Mecânico do Itabirito Silicoso Friável do
Quadrilátero Ferrífero, MG**

Caroline Momoli De Carli Rosenbach

Porto Alegre
2018

CAROLINE MOMOLI DE CARLI ROSENBACH

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DO ITABIRITO SILICOSO
FRIÁVEL DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO, MG**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre

2018

CIP - Catalogação na Publicação

Rosenbach, Caroline Momoli De Carli
Comportamento Mecânico do Itabirito Silicoso
Friável do Quadrilátero Ferrífero, MG / Caroline
Momoli De Carli Rosenbach. -- 2018.
159 f.
Orientador: Washington Peres Núñez.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2018.

1. Itabirito silicoso friável. 2. comportamento
mecânico. 3. anisotropia. I. Núñez, Washington Peres,
orient. II. Título.

CAROLINE MOMOLI DE CARLI ROSENBACH

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DO ITABIRITO SILICOSO
FRIÁVEL DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO, MG**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de setembro de 2018.

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul, Brasil
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Profª. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Felipe Gobbi Silveira (Unisinós)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho ao meu marido, Ezequiel, que sempre me apoiou e aos meus pais, Leonidio e Ivanilda, que sempre me incentivaram a estudar.

AGRADECIMENTOS

À Deus por mais essa conquista.

Aos meus pais, Leonidio e Ivanilda, pelo amor, apoio e pelas lições de vida.

Ao meu marido, Ezequiel, pelo incentivo, fazendo com que eu nunca desista dos meus sonhos, pelo auxílio e suporte emocional necessário para a realização deste trabalho.

A todos os professores do curso de mestrado que compartilharam seus conhecimentos em sala de aula, contribuindo para o meu crescimento profissional e pessoal. Ao Prof. PhD. Luiz Antonio Bressani pelas discussões e atenção sempre concedida.

Ao Eng. Felipe Gobbi pelo entusiasmo e por ter viabilizado a realização deste trabalho, juntamente com os funcionários da FGS que tiveram todo o trabalho de coletar e transportar as amostras. Não tenho nem palavras para expressar o quanto sou grata por tudo o que vocês fizeram.

Agradeço aos membros da banca examinadora, pelo interesse e disponibilidade.

Aos colegas de mestrado, pelos momentos de convívio, trocas de experiências e estudo.

Ao técnico Jair Floriano do LAGEOTEC pela ajuda nos ensaios e pelas conversas.

Aos meus familiares e amigos, que entenderam a minha ausência, acompanharam a minha dedicação e torceram por mim.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

O começo de todas as ciências é o espanto de as coisas
serem o que são.

Aristóteles

RESUMO

ROSENBACH, C. M. C. **Comportamento Mecânico do Itabirito Silicoso Friável do Quadrilátero Ferrífero, MG.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta dissertação apresenta um estudo sobre o comportamento mecânico do Itabirito silicoso friável, litologia presente na cava da Mina de Águas Claras, Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. O Itabirito silicoso friável tem uma alternância de bandas de espessura milimétrica a centimétrica, constituídas de óxidos de ferro e silicatos. O estudo foi realizado com ensaios de caracterização física, cisalhamento direto com corpos de prova nas condições de umidade natural e inundada e compressão confinada. Nos ensaios de cisalhamento direto verificou-se que o Itabirito silicoso friável apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento. De modo geral, ensaios realizados com corpos de prova com o bandamento na orientação vertical e na orientação de campo apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento maiores em relação aos ensaios com corpos de prova com o bandamento na orientação horizontal. Mas os ensaios com corpos de prova remoldados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento semelhantes aos obtidos para os corpos de prova com o bandamento na orientação horizontal. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo, na condição inundada ($c' = 71$ kPa e $\phi' = 34^\circ$) foram mais elevados que na umidade natural ($c' = 47$ kPa e $\phi' = 29^\circ$). O ângulo de atrito interno foi pouco alterado pela saturação nos ensaios realizados com corpos de prova com o bandamento na orientação vertical, tendo valores iguais a 39° e 40° para as condições de umidade natural e inundada, respectivamente. Nos ensaios de compressão confinada, constatou-se que a orientação do bandamento exerce influência sobre o comportamento do Itabirito silicoso friável. Foi notável também o efeito do índice de vazios como mostrado nos ensaios com corpos de prova remoldados, principalmente aquele ensaiado com um elevado índice de vazios inicial. As curvas de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados não mostraram qualquer mudança de comportamento significativa, assim, as tensões de plastificação determinadas pelo método Pacheco Silva, devem ser utilizados com cautela.

Palavras-chave: *Itabirito silicoso friável; comportamento mecânico, anisotropia.*

ABSTRACT

ROSENBACH, C. M. C. **Mechanical behavior of the friable siliceous Itabirite from Ferriferous Quadrilateral, MG.** 2018. Dissertation (Master of Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation presents a study on the mechanical behavior of the friable siliceous Itabirite, lithology present at Águas Claras Mine, Ferriferous Quadrilateral, in Minas Gerais. The friable siliceous Itabirite has an alternation of millimetric to centimetric bands constituted of iron oxides and silicates. Direct shear tests with specimens in natural humidity and flooded have been carried out confined compression test as well. From direct shear tests results it was verified a clear anisotropy of shear strength. In general tests carried out with the bands in the vertical orientation showed higher shear strength parameters than tests carried out on specimens with horizontal bands.

But the tests with remolded specimens showed shear strength parameters similar to those obtained from specimens with bands in the horizontal orientation. The shear strength parameters of the tests with specimens tested with bands in the field orientation, flooded condition ($c' = 71 \text{ kPa}$ e $\phi' = 34^\circ$), were higher than in the natural humidity condition ($c' = 47 \text{ kPa}$ e $\phi' = 29^\circ$). The angle of internal friction was slightly altered by saturation in the tests carried out with specimens with the bands in the vertical orientation, showing similar values: 39° and 40° for natural humidity and flooded, respectively. Also in the confined compression tests it was verified that the orientation of the bands exerts an influence on the behavior of the friable siliceous Itabirite. Also notable was the effect of the void index as shown in the tests with remolded specimens especially when tested with a high initial void index. Both compressibility curves obtained from undisturbed and remolded specimens did not show any significant mechanical change with loading and for that the plastification stresses determined by the Pacheco Silva method should be used with caution.

Keywords: *friable siliceous Itabirite; mechanical behavior; anisotropy.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	25
1.2 OBJETIVOS.....	25
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
2.1 METAMORFISMO	28
2.2 FORMAÇÕES FERRÍFERAS BANDADAS	31
2.2.1 Origem das Formações Ferríferas Bandadas	34
2.2.2 Classificação das Formações Ferríferas Bandadas	38
2.3 ITABIRITO	41
2.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	46
2.4.1 Linha de Compressão Normal.....	47
2.4.2 Linha do Estado Crítico	50
2.4.3 Superfície de Roscoe.....	55
2.4.4 Superfície de Hvorslev	58
2.5 INFLUÊNCIA DA ANISOTROPIA DE RESISTÊNCIA	63
2.5.1 Solos Residuais	63
2.5.2 Rochas Brandas	67
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	72
3.1 LOCALIZAÇÃO	72
3.2 GEOLOGIA REGIONAL.....	74
3.3 GEOLOGIA LOCAL.....	80
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	83

4.1 AMOSTRAGEM	83
4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	85
4.2.1 Ensaio de Caracterização Física	85
4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto	87
4.2.2.1 Princípios e aplicação à pesquisa.....	87
4.2.2.2 Equipamento utilizado.....	89
4.2.2.3 Preparação das amostras e execução dos ensaios.....	90
4.2.3 Ensaio de Compressão Confinada.....	92
4.2.3.1 Princípios e aplicação à pesquisa.....	92
4.2.3.2 Equipamento utilizado.....	94
4.2.3.3 Preparação das amostras e execução dos ensaios.....	95
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	97
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	97
5.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	100
5.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto em Corpos de Prova Remoldados	100
5.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto em Corpos de Prova Indeformados	106
5.2.2.1 Ensaio em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação de campo	106
5.2.2.2 Ensaio em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação vertical	111
5.2.2.3 Ensaio em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação horizontal	116
5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA	127
5.3.1 Ensaio de Compressão Confinada em Corpos de Prova Remoldados	128
5.3.2 Ensaio de Compressão Confinada em Corpos de Prova Indeformados	136
6 CONCLUSÕES	148
6.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	151
REFERÊNCIAS	152

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 – O campo do metamorfismo em diagrama pressão versus temperatura. As curvas A e B ilustram variação das temperaturas de fusão para granitos sob condições hidratadas ($P_{\text{tot}} = P_{\text{H}_2\text{O}}$) e anidras ($P_{\text{H}_2\text{O}} = 0$), respectivamente (RUBERTI et al., 2009) 29
- Figura 2.2 – Ocorrência global de FFBs do Pré-cambriano segundo Trendall (2002) (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013) 33
- Figura 2.3 – Curva esquemática de abundância relativa de FFBs do Pré-cambriano versus tempo segundo Klein (2005) (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013) 34
- Figura 2.4 – Modelos simplificados de deposição das formações ferríferas: (a) oxigênio em ambientes de águas rasas, acima do redoxclínio, produto da fotossíntese de cianobactérias; (b) oxidação do ferro diretamente pela ação de bactérias, denominada de oxidação anóxica; (c) oxidação fotoquímica e presença de fluidos hidrotermais oxidantes próximos as fumarolas (adaptado de BEKKER et al., 2010)..... 38
- Figura 2.5 – Perfil de intemperismo do itabirito e canga (adaptado de EICHLER, 1968 apud WALDE, 1986)..... 44
- Figura 2.6 – Compressão e expansão isotrópica: (a) representação no plano $v:p'$; (b) representação no plano $v:\ln p'$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 48
- Figura 2.7 – Comparação do comportamento de uma amostra de argila durante a compressão e expansão em ensaio de compressão isotrópica e compressão unidimensional (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 49
- Figura 2.8 – Trajetórias de tensões de uma argila normalmente adensada em ensaios triaxiais: (a) não drenados; (b) drenados (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 51
- Figura 2.9 – Linha do estado crítico: (a) representação no plano $v:p'$; (b) representação no plano $v:\ln p'$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 52
- Figura 2.10 – Trajetória de tensões correspondente ao ensaio triaxial não drenado no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 53
- Figura 2.11 – Trajetória de tensões correspondente ao ensaio triaxial drenado no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 54
- Figura 2.12 – Representação dos planos no espaço $q':p':v$: (a) plano não drenado; (b) plano drenado (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 56
- Figura 2.13 – Curvas traçadas por famílias de ensaios não drenados e drenados no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 56
- Figura 2.14 – Superfície de Roscoe (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 57
- Figura 2.15 – Resultados típicos de ensaios triaxiais drenados em: (a) argilas normalmente adensadas; (b) argilas pré-adensadas (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978) 58

Figura 2.16 – Trajetória de tensões de uma argila pré-adensada em ensaios triaxiais drenados (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978).....	59
Figura 2.17 – Ensaios triaxiais não drenados e drenados em amostras de argila pré-adensada (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)	59
Figura 2.18 – Superfície de Hvorslev (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978).....	60
Figura 2.19 – Trajetórias de tensões normalizadas em amostras de argilas com diferentes níveis de pré-adensamento (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978).....	62
Figura 2.20 – Superfície de estado limite no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)	62
Figura 2.21 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo residual jovem de gnaiss (adaptado de MACCARINI, 1980)	64
Figura 2.22 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras submersas de solo gnáissico (COSTA FILHO; DE CAMPOS, 1991)	65
Figura 2.23 – Curvas tensão versus deformação em amostras de minério hematítico friável moldadas: (a) com anisotropia paralela à direção do ensaio; (b) com anisotropia perpendicular à direção do ensaio (COSTA, 2009)	69
Figura 3.1 – Mapa de localização da MAC (adaptado de COSTA et al., 2009)	72
Figura 3.2 – Vista da MAC: (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura (COSTA, 2009)	74
Figura 3.3 – Mapa geológico simplificado da região do QF na margem sul do CSF. Localização da MAC indicada pelo círculo branco (adaptado de ALKMIM; MARSHAK, 1998)	75
Figura 3.4 – Coluna estratigráfica do QF (adaptado de ALKMIM; MARSHAK, 1998)	78
Figura 3.5 – Mapa das principais feições estruturais do QF (adaptado de CHEMALE JUNIOR et al., 1994)	79
Figura 3.6 – Mapa geológico da cava da MAC (BVP, 2014 apud GOBBI et al., 2015)	82
Figura 4.1 – Fluxograma simplificado das etapas da pesquisa (elaborado pela autora)	83
Figura 4.2 – Amostragem dos blocos indeformados: (a) acondicionamento das amostras; (b) identificação das amostras (registrado pela autora)	84
Figura 4.3 – Local da coleta das amostras em relação à face da cava do talude da MAC	85
Figura 4.4 – Orientações do bandamento com o plano horizontal nos ensaios de cisalhamento direto de amostras indeformadas e remoldadas de ISF (elaborado pela autora).....	89
Figura 4.5 – Prensa utilizada para a execução dos ensaios de cisalhamento direto com detalhe da caixa de cisalhamento desmontada (registrado pela autora)	90

Figura 4.6 – Orientações do bandamento com o plano horizontal no ensaio de compressão confinada de amostras indeformadas e remoldadas de ISF (elaborado pela autora)	93
Figura 4.7 – Prensas utilizadas para a execução dos ensaios de compressão confinada com detalhe do consolidômetro desmontado (registrado pela autora).....	94
Figura 5.1 – Curvas granulométricas do ISF (elaborado pela autora).....	98
Figura 5.2 – Corpo de prova remoldado ensaiado na umidade natural (R N-100) (registrado pela autora).....	101
Figura 5.3 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora).	102
Figura 5.4 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	103
Figura 5.5 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	103
Figura 5.6 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	104
Figura 5.7 – Bandamento na orientação do bloco amostrado em campo: (a) posição do corpo de prova em relação à face do talude; (b) corpo de prova ensaiado na umidade natural (\angle N-100) (registrado pela autora).....	107
Figura 5.8 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	108
Figura 5.9 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	108
Figura 5.10 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora).....	109
Figura 5.11 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	109
Figura 5.12 – Corpo de prova ensaiado com o bandamento na orientação vertical em condição natural de umidade (V N-150) (registrado pela autora).....	112
Figura 5.13 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	113

Figura 5.14 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	113
Figura 5.15 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	114
Figura 5.16 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora).....	114
Figura 5.17 – Bandamento na orientação horizontal: (a) posição da orientação horizontal do bandamento; (b) corpo de prova ensaiado na umidade natural (H N-150) (registrado pela autora)	117
Figura 5.18 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	118
Figura 5.19 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	118
Figura 5.20 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)	119
Figura 5.21 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora).....	119
Figura 5.22 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 50 kPa (elaborado pela autora).....	121
Figura 5.23 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 50 kPa (elaborado pela autora)	122
Figura 5.24 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 100 kPa (elaborado pela autora).....	123
Figura 5.25 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 100 kPa (elaborado pela autora)	123
Figura 5.26 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para as tensões normais de 150 kPa e 250 kPa (elaborado pela autora)	124
Figura 5.27 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para as tensões normais de 150 kPa e 250 kPa (elaborado pela autora)	125
Figura 5.28 – Curvas índice de vazios versus tensão vertical em escala logarítmica dos corpos de prova remoldados (elaborado pela autora)	130

Figura 5.29 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova remoldados (elaborado pela autora).....	132
Figura 5.30 – Variação de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo do: (a) corpo de prova R-1,80; (b) corpo de prova R-0,74; (c) corpo de prova R-0,54 (elaborado pela autora)	133
Figura 5.31 – Curvas de altura do corpo de prova versus tempo dos corpos de prova remoldados sob tensão vertical de 400 kPa: (a) logaritmo do tempo; (b) raiz quadrada do tempo (elaborado pela autora)	135
Figura 5.32 – Curvas índice de vazios versus tensão vertical em escala logarítmica dos corpos de prova indeformados (elaborado pela autora).....	137
Figura 5.33 – Curvas índice de vazios normalizado versus tensão vertical em escala logarítmica para os corpos de prova indeformados (elaborado pela autora)	139
Figura 5.34 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova indeformados (elaborado pela autora).....	140
Figura 5.35 – Variação de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo do: (a) corpo de prova Z; (b) corpo de prova V; (c) corpo de prova H (elaborado pela autora).....	141
Figura 5.36 – Curvas de altura do corpo de prova versus tempo dos corpos de prova indeformados sob tensão vertical de 400 kPa: (a) logaritmo do tempo; (b) raiz quadrada do tempo (elaborado pela autora).....	143
Figura 5.37 – Curvas de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados: (a) curvas índice de vazios versus tensão vertical; (b) índice de vazios normalizado versus tensão vertical (elaborado pela autora)	146
Figura 5.38 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados (elaborado pela autora)	147

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Principais feições de cada fácies das formações ferríferas.....	39
Quadro 2.2 – Principais características das formações ferríferas dos tipos Algoma, Lago Superior e Rapitan.....	40
Quadro 2.3 – Classificação paleoambiental das formações ferríferas.....	41
Quadro 2.4 – Composição mineralógica dos diferentes tipos de minério do QF.....	42
Quadro 2.5 – Características principais dos produtos de intemperismo do itabirito.....	45
Quadro 3.1 – Coluna estratigráfica simplificada do QF.....	77
Quadro 3.2 – Síntese de evolução tectônica do QF.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no estudo de anisotropia de resistência no solo residual jovem de gnaïsse.....	64
Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em solo gnáïssico.....	65
Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras saturadas de solo gnáïssico	65
Tabela 2.4 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaïsse	66
Tabela 2.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaïsse de Porto Alegre.....	67
Tabela 2.6 – Resumo dos parâmetros obtidos para o critério de Mohr Coulomb no programa <i>RocData</i> do minério hematítico friável.....	68
Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de algumas das principais litologias típicas da Mina do Pico	70
Tabela 2.8 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos diferentes itabiritos das Minas Alegria Centro e Alegria Sul.....	71
Tabela 5.1 – Índices físicos do ISF.....	97
Tabela 5.2 – Composição granulométrica do ISF	99
Tabela 5.3 – Nomenclatura e características dos corpos de prova remoldados (cisalhamento direto).....	100
Tabela 5.4 – Nomenclatura e características dos corpos de prova indeformados ensaiados com o bandamento mantido na orientação do bloco amostrado em campo (cisalhamento direto).....	106
Tabela 5.5 – Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical (cisalhamento direto)	111
Tabela 5.6 – Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal (cisalhamento direto).....	116
Tabela 5.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas e remoldadas de ISF.....	126
Tabela 5.8 – Nomenclatura e características dos corpos de prova remoldados (compressão confinada)	129
Tabela 5.9 – Parâmetros aparentes de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão confinada em amostras remoldadas de ISF.....	131
Tabela 5.10 – Coeficiente de colapso estrutural das amostras remoldadas de ISF.....	136

Tabela 5.11 – Nomenclatura e características dos corpos de prova indeformados (compressão confinada)	136
Tabela 5.12 – Parâmetros aparentes de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas de ISF	138
Tabela 5.13 – Coeficiente de colapso estrutural das amostras indeformadas de ISF	144

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BIFs	<i>Banded Iron Formations</i>
CSF	Cráton do São Francisco
E	Leste, conforme a sigla em inglês <i>East</i>
FFBs	Formações Ferríferas Bandadas
FFGs	Formações Ferríferas Granulares
GEO	Grande Evento de Oxigenação
GIFs	<i>Granular Iron Formations</i>
GOE	<i>The Great Oxygenation Event</i>
ISF	Itabirito Silicoso Friável
LAGEOTEC	Laboratório de Geotecnologia
LCN	Linha de Compressão Normal
LEC	Linha do Estado Crítico
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MAC	Mina de Águas Claras
MBR	Minerações Brasileiras Reunidas S. A.
N	Norte, conforme a sigla em inglês <i>North</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NE	Nordeste, conforme a sigla em inglês <i>Northeast</i>
NW	Noroeste, conforme a sigla em inglês <i>Northwest</i>
OCR	razão de pré-adensamento, conforme a sigla em inglês <i>Over Consolidation Ratio</i>
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
QF	Quadrilátero Ferrífero

R	Amostras Remoldadas
S	Sul, conforme a sigla em inglês <i>South</i>
SE	Sudeste, conforme a sigla em inglês <i>Southeast</i>
SW	Sudoeste, conforme a sigla em inglês <i>Southwest</i>
TEC	Teoria do Estado Crítico
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
W	Oeste, conforme a sigla em inglês <i>West</i>
ZAD	Zonas de Alta Intensidade de Deformação
ZBD	Zonas de Baixa Intensidade de Deformação

LISTA DE SÍMBOLOS

$'$	relativo a tensões efetivas
a_v	coeficiente de compressibilidade
C_c	índice de compressão
C_r	índice de recompressão
C_s	índice de expansão
C_v	coeficiente de adensamento
c'	intercepto coesivo
e	índice de vazios
e_0	índice de vazios inicial
e_f	índice de vazios final
e_i	índice de vazios antes da inundação
e_{pa}	índice de vazios posterior ao adensamento
e_{pi}	índice de vazios posterior à inundação
g	ordenada de origem da linha que define a Superfície de Hvorslev no plano normalizado $q'/p'_e : p'/p'_e$
h	declividade da linha que define a Superfície de Hvorslev no plano normalizado $q'/p'_e : p'/p'_e$
i	coeficiente de colapso estrutural
K_0	coeficiente de empuxo no repouso
$\ln p'$	tensão média efetiva em escala logarítmica natural
$\log \sigma'_v$	tensão vertical efetiva em escala logarítmica
M	declividade da LEC, no plano $q':p'$
M_c	declividade da LEC em situação de compressão axial
M_e	declividade da LEC em situação de extensão axial
m_v	coeficiente de variação volumétrica

N	volume específico do solo normalmente adensado para p' igual a 1 kPa, em compressão isotrópica
N_0	volume específico do solo normalmente adensada para p' igual a 1 kPa, em compressão unidimensional
p'	tensão média efetiva
p'_0	tensão efetiva inicial de pré-adensamento
p'_e	tensão média efetiva equivalente
p'_f	tensão média efetiva na ruptura
p'_y	tensão média efetiva de cedência
q'	tensão desvio
q'_f	tensão desvio na ruptura
R^2	coeficiente de regressão
S	grau de saturação
S_0	grau de saturação inicial
S_f	grau de saturação final
α	ângulo entre a orientação do bandamento com o plano horizontal
Δe	variação de índice de vazios pela inundação
ε_a	deformação axial
ε_v	deformação volumétrica
ϕ'	ângulo de atrito interno
ϕ'_c	ângulo de atrito interno no estado crítico
Γ	volume específico no estado crítico para p' igual a 1 kPa
γ_d	peso específico seco
γ_n	peso específico natural
γ_s	peso específico real dos grãos
η	porosidade
κ	declividade da linha de expansão, no plano $v:lnp'$

λ	declividade da LCN, no plano $v:lnp'$
v	volume específico
v_0	volume específico inicial
v_f	volume específico final
v_{κ}	volume específico (solo pré-adensado) na linha de expansão para p' igual a 1 kPa, em compressão isotrópica
v_{κ_0}	volume específico (solo pré-adensado) na linha de expansão para p' igual a 1 kPa, em compressão unidimensional
σ'_1	tensão principal efetiva máxima
σ'_2	tensão principal efetiva intermediária
σ'_3	tensão principal efetiva mínima
σ'_a	tensão axial efetiva
σ_n	tensão normal
σ'_h	tensão horizontal efetiva
σ'_r	tensão radial efetiva
σ'_v	tensão vertical efetiva
σ'_{v0}	tensão vertical atuante
σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento
σ'_{vp}	tensão de plastificação
τ	tensão cisalhante
ω	teor de umidade natural
ω_0	teor de umidade inicial
ω_f	teor de umidade final

1 INTRODUÇÃO

O Brasil está entre os cinco maiores produtores de minério de ferro do mundo. As maiores jazidas nacionais de minérios de ferro estão localizadas em Minas Gerais, na região conhecida como Quadrilátero Ferrífero, Pará, na Serra dos Carajás e Mato Grosso do Sul, no Maciço de Urucum.

No Brasil, o minério de ferro é extraído em minas a céu aberto. Nas explorações de minérios a céu aberto, a estabilidade dos taludes é determinada por fatores geométricos (altura e inclinação), geológicos (presença de descontinuidades e anisotropia do talude), hidrogeológicos (presença de água) e geotécnicos relacionados com o comportamento mecânico do maciço (resistência e deformabilidade). Logo, é de fundamental importância que as análises de estabilidade garantam a segurança quanto à estabilidade das cavas operacionais, bem como a estabilidade das cavas finais.

As análises de estabilidade em taludes de mineração necessitam de uma ampla campanha de investigação geotécnica das litologias locais, assim como uma definição prévia dos mecanismos de ruptura potencialmente susceptíveis de ocorrer. Além disso, devem-se prever os riscos e as possíveis consequências de uma eventual ruptura do maciço.

Apesar das inúmeras pesquisas a respeito das litologias típicas dos maciços de mineração, quanto aos seus parâmetros de resistência e a sua estabilidade, alterabilidade, grau de intemperismo e até mesmo no entendimento de sua gênese, poucas pesquisas tratam sobre a influência da anisotropia conferida pela presença de xistosidade, foliação ou estratificação.

Quando são realizadas análises de estabilidade de taludes, especialmente na região do Quadrilátero Ferrífero, tais descontinuidades estruturais devem ser consideradas nas análises, uma vez que essas estruturas condicionam a anisotropia de resistência, sendo necessária a adoção de parâmetros de resistência de acordo com a posição da foliação, isto é, se oblíqua, paralela ou perpendicular em relação à direção da orientação dos taludes.

Neste contexto, pretende-se com a presente dissertação ampliar o conhecimento quanto às características de resistência, deformabilidade e compressibilidade do Itabirito silicoso friável, litologia que compõe a cava da Mina de Águas Claras, localizada na região do Quadrilátero

Ferrífero, em Minas Gerais, com ênfase no estudo da influência da anisotropia devido à presença de bandamentos.

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Em obras de mineração, problemas envolvendo o desconhecimento das propriedades das litologias presentes nas minas podem comprometer a utilização ou até mesmo o desempenho do empreendimento, causando grandes prejuízos financeiros.

Assim, as análises de estabilidade dos taludes de uma cava de mineração a céu aberto implicam no conhecimento das propriedades das litologias dos taludes, aliados a segurança e economia do empreendimento. Entretanto, há uma grande dificuldade de realizar a caracterização geotécnica das litologias típicas das minas, devido a sua anisotropia e heterogeneidade, bem como pela marcante atuação dos processos intempéricos.

Apesar das inúmeras pesquisas a respeito dos vários tipos litológicos encontrados nos maciços de mineração, quanto aos seus parâmetros de resistência e a sua estabilidade, alterabilidade, grau de intemperismo e até mesmo no entendimento de sua gênese, há poucas pesquisas sobre o comportamento anisotrópico dessas litologias devido à presença de xistosidade, foliação ou estratificação, uma vez que tais descontinuidades estruturais condicionam a anisotropia de resistência, fazendo com que as análises de estabilidade sejam realizadas em função da direção da orientação dos taludes com a foliação.

Sendo assim, a presente dissertação busca contribuir para uma melhor interpretação e compreensão do comportamento do Itabirito silicoso friável, litologia presente na cava da Mina de Águas Claras, localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Pretende-se com esta pesquisa investigar as características de resistência, deformabilidade e compressibilidade, com ênfase no estudo da influência da anisotropia conferida ao Itabirito silicoso friável devido à presença de bandamentos.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é analisar o comportamento mecânico do Itabirito silicoso friável, litologia encontrada na Mina de Águas Claras, localizada no município de Nova Lima, em Minas Gerais, com ênfase no estudo da influência da anisotropia na resistência ao

cisalhamento e deformabilidade, bem como da compressibilidade, sendo a interpretação dos resultados fundamentada em termos da Teoria do Estado Crítico.

Para o cumprimento do objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) realizar ensaios de caracterização física do Itabirito silicoso friável;
- b) investigar a anisotropia de resistência do Itabirito silicoso friável através de ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo e com o bandamento na orientação vertical e horizontal;
- c) verificar a influência da estrutura no comportamento do Itabirito silicoso friável, confrontando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas com amostras remoldadas, preparadas com índice de vazios e teor de umidade similares aos de campo;
- d) avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do Itabirito silicoso friável, nas condições de umidade natural e inundada a partir dos ensaios de cisalhamento direto;
- e) investigar a compressibilidade do Itabirito silicoso friável através de ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas, com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo e com o bandamento na orientação vertical e horizontal;
- f) avaliar a susceptibilidade ao colapso do Itabirito silicoso friável mediante ensaios de compressão confinada;
- g) verificar a influência da estrutura no comportamento do Itabirito silicoso friável, confrontando os resultados dos ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas com amostras remoldadas, preparadas com diferentes índices de vazios iniciais.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação compõe-se de seis capítulos. Para auxiliar a leitura, a seguir são descritos de maneira sucinta os conteúdos de cada um dos capítulos.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução do tema abordado nesta dissertação, além da sua relevância e a justificativa para sua realização. No final do capítulo, é apresentada a organização da dissertação, em forma de texto, onde são expostos de maneira ordenada os capítulos que compõem o trabalho.

O capítulo 2 trata da revisão bibliográfica, onde são abordados os assuntos envolvidos na presente dissertação. Em linhas gerais, são introduzidos os conceitos de metamorfismo, fatores condicionantes e tipos de metamorfismo, definição de formações ferríferas bandadas, distribuição espacial e temporal, origem e classificação das formações ferríferas bandadas, os tipos de minérios de ferro explorados no Quadrilátero Ferrífero, itabirítico ou de alto teor, principais tipos composicionais e a distribuição dos diferentes tipos de itabirito e as características mineralógicas dos itabiritos da Mina de Águas Claras, em particular do Itabirito silicoso.

Além disso, no capítulo 2 são apresentados os conceitos da Teoria do Estado Crítico, com a fundamentação teórica da linha de compressão normal, linha do estado crítico, Superfície de Roscoe e Superfície de Hvorslev, assim como a influência da anisotropia de resistência, onde são expostos dados compilados de alguns estudos que visaram estabelecer a influência da xistosidade e da foliação nos resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

O capítulo 3 traz a caracterização da área de estudo, onde é mostrada a localização da Mina de Águas Claras, sendo descrito a geologia regional e local. O capítulo 4 diz respeito aos materiais e métodos, onde é relatada a amostragem, bem como os ensaios realizados com as amostras coletadas na cava do talude da Mina de Águas Claras. O capítulo 5 é dedicado à apresentação e análise dos resultados dos ensaios realizados e o capítulo 6 apresenta as conclusões e algumas sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 METAMORFISMO

As rochas metamórficas resultam da transformação de outras rochas preexistentes, diante das mudanças nas condições de temperatura e pressão, decorrentes dos movimentos da crosta terrestre. O termo metamorfismo deriva das palavras gregas *meta* (mudança) e *morphe* (forma) (DUSSIN, 2012).

O metamorfismo refere-se a um conjunto de transformações que envolvem mudanças na estrutura, textura, composição mineralógica ou mesmo composição química, pelas quais uma rocha preexistente, chamada de protólito, sofre ao adaptar-se as novas condições físico-químicas no interior da crosta terrestre (RUBERTI et al., 2009). Essas mudanças mineralógicas ocorrem no estado sólido, sem a fusão da rocha.

O metamorfismo não inclui as modificações que ocorrem dentro do domínio da diagênese e do intemperismo (WINKLER, 1977). A diagênese é o conjunto de mudanças físicas, químicas e biológicas que transformam os sedimentos em rochas sedimentares, enquanto que o intemperismo é o conjunto de processos físicos, químicos e biológicos de desintegração, dissolução e degradação de rochas, causados por agentes geológicos diversos, junto à superfície da crosta terrestre.

O campo do metamorfismo abrange temperaturas e pressões características do final da diagênese, aproximadamente entre 200 e 300 °C, até temperaturas e pressões em que as rochas começam a se fundir, em geral, entre 900 a 1.000 °C (RUBERTI et al., 2009). O limite entre a diagênese e o metamorfismo é impreciso, assim como o limite superior do metamorfismo que é variável e depende da composição das rochas originais (DUSSIN, 2012). A Figura 2.1 ilustra o campo do metamorfismo em diagrama pressão versus temperatura, delimitado de um lado, por condições diagenéticas de baixa temperatura e do outro, pelo início da fusão de rochas a altas temperaturas.

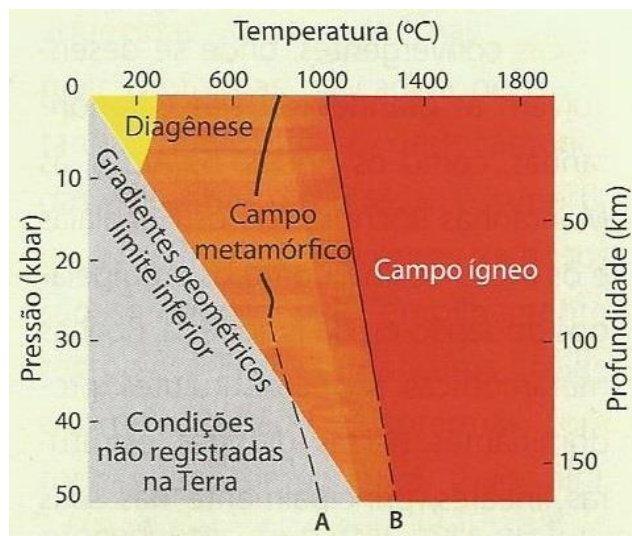


Figura 2.1 – O campo do metamorfismo em diagrama pressão versus temperatura. As curvas A e B ilustram variação das temperaturas de fusão para granitos sob condições hidratadas ($P_{\text{tot}} = P_{\text{H}_2\text{O}}$) e anidras ($P_{\text{H}_2\text{O}} = 0$), respectivamente (RUBERTI et al., 2009)

De acordo com Ruberti et al. (2009), os principais fatores que controlam os processos metamórficos são: natureza do protólito, temperatura, pressão, presença de fluidos e tempo de duração dos processos.

A natureza do protólito será determinante para o desenvolvimento das feições adquiridas pela rocha após o metamorfismo. As composições mineralógicas e químicas da rocha precursora irão definir que associações minerais poderão se formar à medida que o metamorfismo progride (RUBERTI et al., 2009) e quanto as características texturais e estruturais, em geral, à medida que a intensidade do metamorfismo aumenta, o tamanho dos cristais e a espessura da foliação aumentam (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

O aumento da temperatura durante o metamorfismo provoca reações químicas entre os minerais presentes na rocha, reequilibrando-os sob as novas condições. As principais fontes de calor são as do manto e do núcleo, e o gerado por desintegração radiotiva, sendo os processos da tectônica de placas os mecanismos mais importantes de transferência de calor. Além disso, o calor pode ser transportado por meio de intrusões ígneas, porém de forma menos efetiva, uma vez que o seu efeito é localizado não abrangendo grandes extensões (RUBERTI et al., 2009).

A pressão, da mesma forma que a temperatura, é responsável pelas mudanças na composição química, na mineralogia e na textura da rocha (GROTZINGER; JORDAN, 2013). No interior

da Terra, as rochas estão sujeitas a dois tipos de pressão ou tensão, a pressão litostática (ou confinante) e a dirigida (tensão ou esforço) (RUBERTI et al., 2009). A pressão litostática resulta do peso da coluna de rochas sobrejacentes, sendo sua intensidade uniforme em todas as direções, enquanto que a pressão dirigida é consequência da movimentação das placas tectônicas (RUBERTI et al., 2009) e representa à resultante vetorial de pressões desiguais, orientadas em diferentes direções (DUSSIN, 2012).

Embora as transformações mineralógicas que ocorrem na rocha durante o metamorfismo se desenvolvam no estado sólido, há o surgimento durante o processo de uma fase fluida, constituída, principalmente, por água (H₂O) e/ou dióxido de carbono (CO₂) (RUBERTI et al., 2009). A pressão exercida pelos fluidos intersticiais sobre os minerais pode ser inferior, igual ou superior à pressão litostática. Se inferior, os fluidos tendem a serem expulsos da rocha e, conseqüentemente, a rocha é compactada. Se igual, os fluidos mantêm os espaços intergranular, assim, conservando a porosidade e permeabilidade da rocha. No último caso, a pressão dos fluidos poderá superar a resistência mecânica da rocha, ocorrendo seu fraturamento hidráulico (DUSSIN, 2012). A presença de fluidos acelera as reações metamórficas e a sua composição muda constantemente, durante os processos metamórficos (RUBERTI et al., 2009).

O tempo também desempenha um papel importante no metamorfismo, uma vez que, na maioria dos casos as reações metamórficas se processam de maneira lenta, desenvolvendo associações minerais e texturas que registram toda a série de mudanças sofridas pela rocha em sua contínua adaptação às novas condições de temperatura e pressão (RUBERTI et al., 2009).

Conforme Ruberti et al. (2009), os principais tipos de metamorfismo são o regional ou dinamotermal, de contato ou termal e o dinâmico ou cataclástico. De acordo com os autores, foram reconhecidos na literatura outros tipos de metamorfismo como o metamorfismo de soterramento, hidrotermal, de fundo oceânico e de impacto, e por apresentarem características particulares são considerados à parte.

O metamorfismo regional ocorre em extensas regiões e atinge níveis profundos da crosta, associado geralmente a cinturões orogênicos nos limites de placas convergentes. Neste ambiente, as transformações metamórficas se processam pela ação combinada da temperatura e das pressões litostática e dirigida, onde os protólitos são fortemente deformados e a sua

recristalização produz novas texturas e associações minerais e as rochas resultantes, em geral, apresentam estrutura foliada (RUBERTI et al., 2009).

O metamorfismo de contato desenvolve-se nas rochas encaixantes, em torno de intrusões magmáticas e as principais transformações metamórficas ocorrem devido ao calor emanado do magma durante o seu resfriamento. Esse tipo de metamorfismo processa-se sem deformação acentuada e a rocha resultante, chamada de *hornfels*, apresenta textura granular fina, isotrópica e estrutura maciça (RUBERTI et al., 2009).

O metamorfismo dinâmico encontra-se em faixas longas e estreitas nas adjacências de falhas ou zonas de cisalhamento, nas quais pressões dirigidas de grande intensidade ocasionam movimentação e rupturas na crosta. Nessas condições, ocorre a cominuição dos minerais e, conseqüentemente, a redução na granulometria da rocha e a deformação submetida pela rocha é, comumente, acompanhada por percolação de fluidos. As rochas resultantes do metamorfismo dinâmico apresentam microbandamento ou laminações tectônicas (RUBERTI et al., 2009).

2.2 FORMAÇÕES FERRÍFERAS BANDADAS

As formações ferríferas são mundialmente conhecidas como rochas ricas em ferro, cujas características estruturais, texturais e mineralógicas, permitem inferir as condições ambientais e tectônicas atuantes durante sua formação. James (1954) definiu formalmente formações ferríferas como rochas sedimentares químicas, tipicamente bandadas e/ou laminadas, contendo 15% ou mais de ferro de origem sedimentar e, comumente, mas não obrigatoriamente, contendo camadas de *chert*¹.

As formações ferríferas recebem diferentes nomenclaturas, associadas às características locais como, por exemplo, itabirito (Brasil), hematita quartzito bandado (Índia), taconito (EUA), *ironstone* (África do Sul) e jaspilite (Austrália) (JAMES, 1954).

Conforme Trendall (2002), mais de 90% das formações ferríferas apresentam entre 25 a 35% de ferro, onde metade do peso da rocha corresponde a óxidos de ferro e outra metade é constituída essencialmente por sílica. Os principais minerais portadores de ferro são hematita (Fe_2O_3) e magnetita (Fe_3O_4), e algumas variedades de carbonatos (ankerita e siderita) e

¹ Rocha constituída por sílica microcristalina (ROSIÈRE, 2015).

silicatos (stilpnomelana, greenalita e riebeckita). A sílica ocorre normalmente como quartzo microcristalino, usualmente denominado *chert*. As formações ferríferas são consideradas rochas quimicamente muito limpas, devido à baixa quantidade de outros óxidos (Al_2O_3 , MgO , álcalis).

As formações ferríferas são divididas em dois grupos: as de origem sedimentar química, que constituem as chamadas formações ferríferas bandadas (FFBs) – em inglês *banded iron formations* (BIFs) – e as de origem sedimentar detrítica ou granular, designadas formações ferríferas granulares (FFGs) – em inglês *granular iron formations* (GIFs) (KLEIN, 2005). As FFGs são consideradas equivalentes de águas rasas das FFBs de origem em águas profundas (BEUKES; KLEIN, 1992).

Dentre todos os depósitos de minério de ferro existentes, os do tipo FFBs constituem os mais importantes, principalmente, do ponto de vista econômico, pois são detentores das maiores reservas mundiais de ferro, com teores médios de ferro que variam entre 20 a 35%, podendo, em alguns casos chegar a mais de 55% (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013).

James e Trendall (1982) definiram FFBs como rochas sedimentares finamente bandadas ou laminadas, constituídas principalmente de minerais de sílica (*chert* ou seu equivalente metamórfico) e ferro (hematita, magnetita e variedades de carbonatos e silicatos), originadas por precipitação química e, posteriormente, modificadas por diagênese e metamorfismo.

As formações ferríferas são rochas ocorrentes desde o Pré-cambriano até o Fanerozoico, com ampla distribuição espacial. Os depósitos tipo FFBs são encontrados em diversas partes do mundo, principalmente na América do Sul, Austrália, África, Rússia, Ucrânia e América do Norte. A Figura 2.2 apresenta a distribuição das FFBs do Pré-cambriano, bem como algumas ocorrências mais conhecidas das FFGs e das formações ferríferas mais jovens.

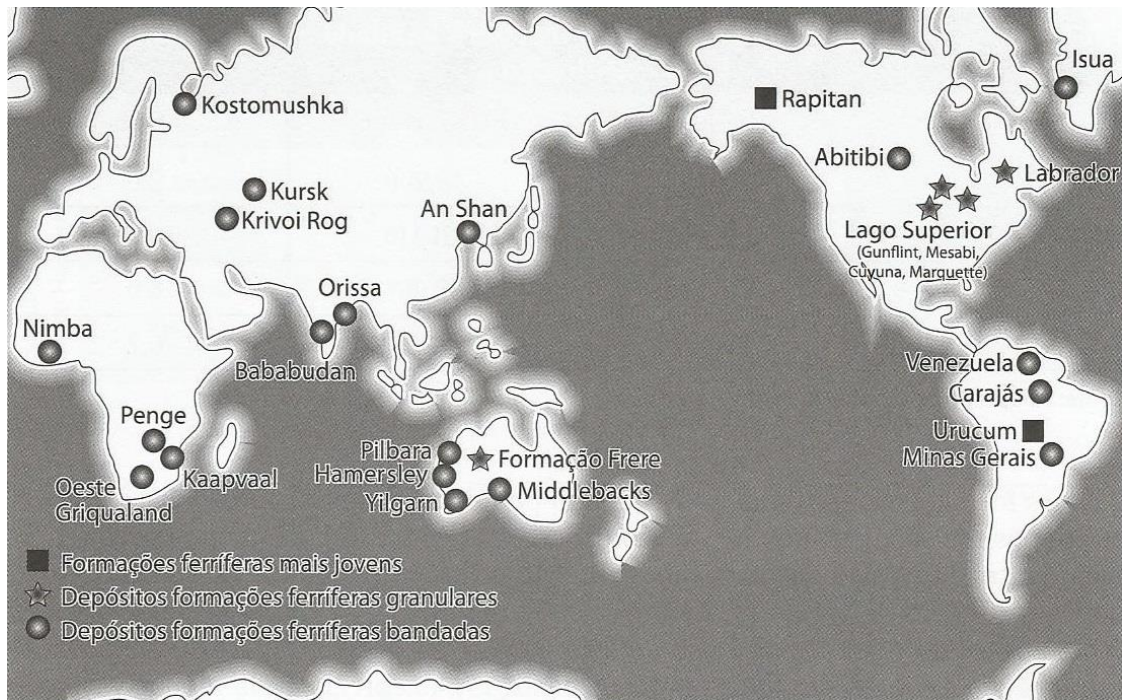


Figura 2.2 – Ocorrência global de FFBs do Pré-cambriano segundo Trendall (2002) (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013)

As FFBs são encontradas ao longo do tempo geológico, com registros muito antigos, como as de Isua, na Groenlândia, com idade de 3,8 Ga até as mais recentes, com idades entre 0,8 Ga a 0,6 Ga, tais como as do Grupo Rapitan (Canadá), Região Urucum (Brasil) e Supergrupo Damara (Namíbia) (KLEIN; BEUKES, 1992).

Os depósitos mais significativos de FFBs foram formados majoritariamente no Pré-cambriano, onde a deposição ocorreu em três períodos principais: Arqueano (3,5 Ga – 3,0 Ga), Paleoproterozoico (2,5 Ga – 2,0 Ga) e Neoproterozoico (1,0 Ga – 0,5 Ga) (GOODWIN, 1982). Os depósitos gerados durante o Paleoproterozoico representam cerca de 92% de todas as formações ferríferas (JAMES; TRENDALL, 1982). A Figura 2.3 apresenta a abundância estimada de FFBs do Pré-cambriano versus tempo, com vários dos maiores depósitos ou regiões de FFBs.

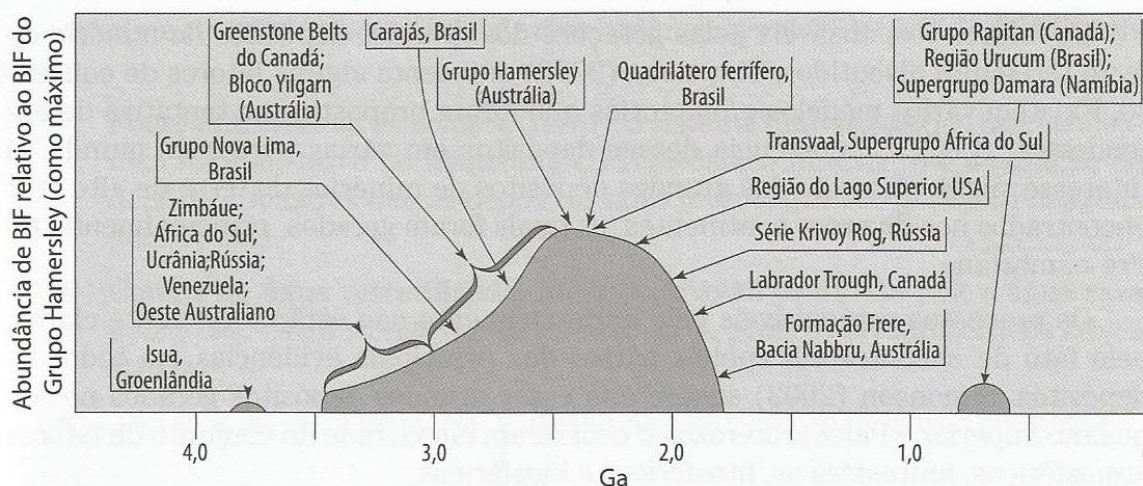


Figura 2.3 – Curva esquemática de abundância relativa de FFBs do Pré-cambriano versus tempo segundo Klein (2005) (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013)

Acredita-se que os intervalos de tempo em que as FFBs foram depositadas, possam estar relacionados aos períodos de mudanças nas condições de oxidação da atmosfera e alterações profundas na química dos oceanos. Outras hipóteses consideram que possam estar associados, com a colocação de grandes províncias ígneas, períodos de atividade magmática intensa, formações de grandes massas continentais Arqueanas, períodos de glaciação e processos hidrotermais (BEKKER et al., 2010).

A maioria das ocorrências de FFBs é antiga, com idades superiores a 2,0 Ga. Estas rochas são caracterizadas por apresentarem um bandamento definido, mesmo aquelas que sofreram um alto grau de metamorfismo, normalmente retêm os resquícios desse bandamento (KLEIN, 2005). Além disso, geralmente possuem uma continuidade estratigráfica lateral grande. Já as FFGs são frequentemente mais jovens que 1,8 Ga, apresentam um bandamento irregular e várias estruturas sedimentares (TRENDALL, 2002).

2.2.1 Origem das Formações Ferríferas Bandadas

A origem das formações ferríferas tem sido extensivamente discutida, pois muitos aspectos ainda permanecem desconhecidos. A distribuição das formações ferríferas nos registros estratigráficos do Pré-cambriano indica que, do ponto de vista sedimentar, a aplicação do princípio atualístico é simplista e errônea, uma vez que as condições ambientais na Terra naquela época eram diferentes das atuais (TRENDALL, 2002).

A grande quantidade de ferro e sílica e a variedade e distribuição errática dos elementos menores das formações ferríferas podem ter sido originadas pelos processos vulcanogênicos e hidrotermais efusivos/exalativos ou pelos processos hidrossedimentares. Entretanto, o modo de transporte, deposição e as mudanças que ocorreram durante e após a deposição das formações ferríferas, ainda são pouco compreendidos (LEPP; GOLDICH, 1964; EICHLER, 1976).

A abundância relativa das formações ferríferas, no Pré-cambriano corresponde a um período de introdução na água do mar de grande volume de ferro, proveniente do manto através de condutos vulcânicos (ROSIÈRE, 2015). As atividades magmáticas entre 2,50 Ga e 2,45 Ga podem ter desencadeado a oxidação na atmosfera. A deposição das maiores e mais espessas sequências de formações ferríferas ocorreu em torno de 2,40 Ga, sendo associada ao Grande Evento de Oxigenação (GEO) – em inglês *The Great Oxygenation Event* (GOE) – onde se produziu rápido aumento de oxigênio livre na atmosfera resultando em um aumento na precipitação do ferro (BEKKER et al., 2010).

As formações ferríferas desapareceram por volta de 1,85 Ga, possivelmente após total consumo do ferro disponível em excesso e acumulado desde o final do Arqueano, reaparecendo no Neoproterozoico, entre 0,8 Ga e 0,6 Ga. O aparecimento destas rochas está relacionado às grandes mudanças ambientais, em um período denominado *Snowball Earth*, onde a estagnação da água do mar e a criação de extensas zonas anóxicas resultaram em novo acúmulo de ferro, provocado pelo acúmulo de extensas e espessas coberturas de gelo (BEKKER et al., 2010). Após o derretimento das geleiras, o contato da água do mar com a atmosfera e o aumento do grau de oxidação das águas, teria ocasionado nova precipitação e acúmulo de óxido de ferro nas bacias sedimentares, originando novas formações ferríferas (ROSIÈRE, 2015).

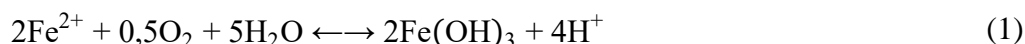
As deposições das FFBs abrangem importantes mudanças evolutivas na composição da superfície da Terra, de uma atmosfera, inicialmente isenta de oxigênio e dominada por gás carbônico (CO₂) e metano (CH₄) a uma atmosfera parcialmente oxigenada e rica em gás carbônico (BEKKER; KAUFMAN, 2007). É bem provável, que as FFBs sejam formadas a partir de diferentes mecanismos durante o período Pré-cambriano (BEKKER et al., 2010).

As condições básicas para deposição das FFBs são bem conhecidas, sendo necessária a precipitação de ferro a partir da água do mar contendo níveis micromolares de ferro ferroso

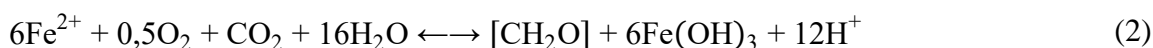
(Fe²⁺). O ferro encontrava-se dissolvido na água do mar devido a três fatores principais: atmosfera redutora ou com baixo potencial de oxidação, baixa concentração marinha de sulfetos e sulfatos e alto fluxo de ferro hidrotermal (BEKKER et al., 2010).

De acordo com Bekker et al. (2010), os três mecanismos de deposição das formações ferríferas mais aceitos na literatura são: oxidação de Fe²⁺ por O₂ proveniente da fotossíntese de cianobactérias, oxidação metabólica de Fe²⁺ e foto-oxidação de Fe²⁺ por raios ultravioletas (UV). Esses mecanismos estão representados na Figura 2.4.

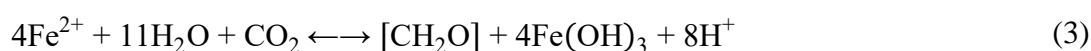
O modelo clássico de deposição das FFBs é conhecido como oxidação inorgânica de Fe²⁺ dissolvido, sendo o O₂ proveniente de processos fotossintéticos de cianobactérias, representado pela Figura 2.4 (a). Portanto, as cianobactérias foram consideradas como as principais responsáveis pela liberação de oxigênio na atmosfera. Esses micro-organismos, provavelmente, se desenvolveram em zonas fóticas próximas a águas costeiras, onde o Fe²⁺ e outros nutrientes estavam disponíveis pela combinação do intemperismo continental e afloramento das correntes profundas contendo um componente hidrotermal. A reação envolvida nesse processo encontra-se na Equação 1 e como pode ser observado o ferro encontra-se na forma de hidróxido férrico.



A oxidação metabólica de Fe²⁺, ilustrada na Figura 2.4 (b), é realizada por microaerófilos, que são micro-organismos que crescem em meios com quantidades mínimas de oxigênio, como as bactérias *Leptothrix* e *Gallionella*. Essas bactérias são encontradas em lençóis freáticos ricos em ferro e em águas doces. A reação envolvida na oxidação metabólica é mostrada na Equação 2:

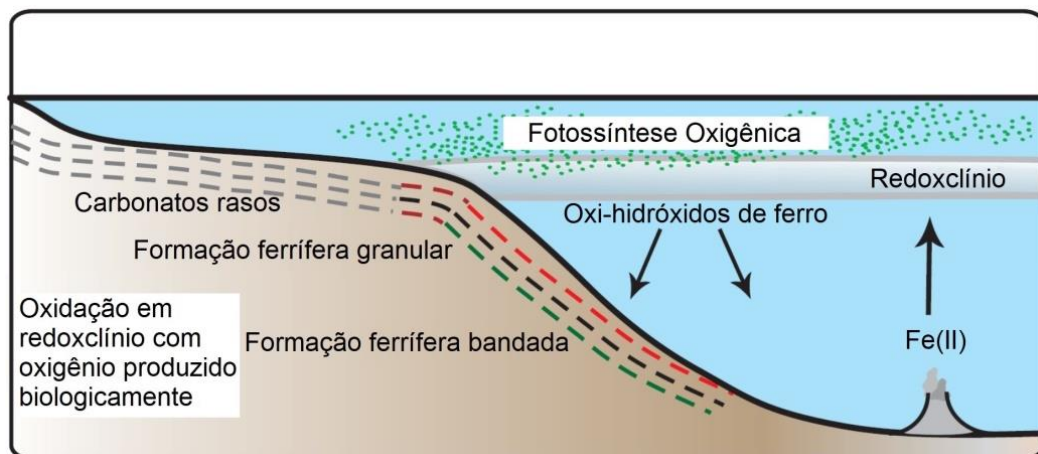


Alguns microaerófilos, são capazes de oxidar o Fe²⁺ por um processo fotossintético sem oxigênio, como pode ser observado na Equação 3, em que o Fe²⁺ é usado como agente redutor.

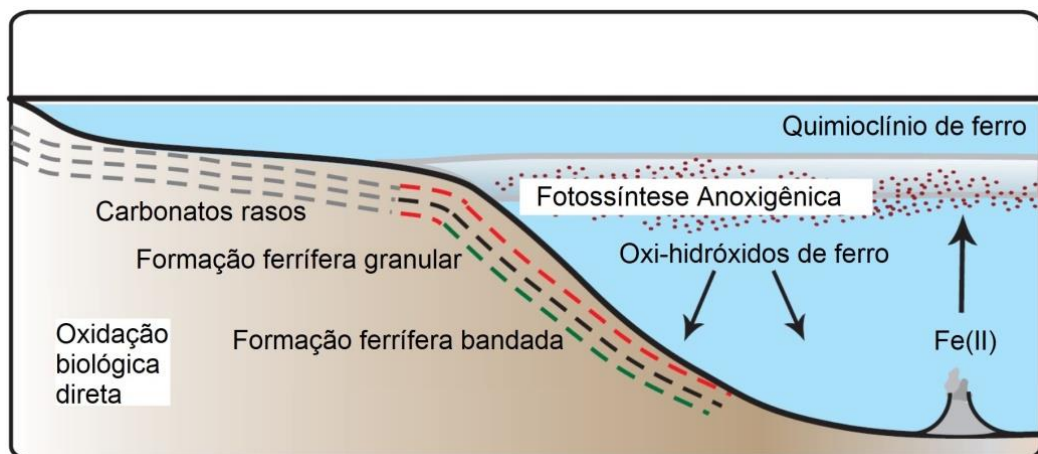


Esse modelo, explica a deposição das FFBs na ausência de O_2 molecular e usando a grande disponibilidade de Fe^{2+} e CO_2 .

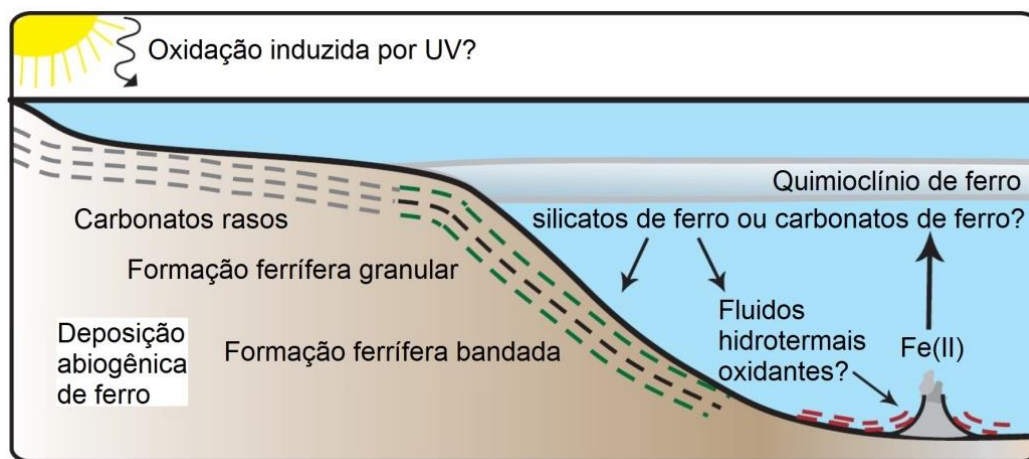
A fotoxidação de Fe^{2+} por raios UV foi proposta, em virtude do elevado fluxo de fótons de raios UV que teriam atingido a Terra, antes mesmo da presença de O_2 atmosférico e da camada de ozônio, como ilustrada na Figura 2.4 (c). Esse tipo de oxidação ocorre em comprimentos de onda no intervalo de 200 a 300 nm em águas ácidas. A reação para esse modelo de deposição das FFBs é demonstrado na Equação 4:



(a)



(b)



(c)

Figura 2.4 – Modelos simplificados de deposição das formações ferríferas: (a) oxigênio em ambientes de águas rasas, acima do redoxclínio², produto da fotossíntese de cianobactérias; (b) oxidação do ferro diretamente pela ação de bactérias, denominada de oxidação anóxica; (c) oxidação fotoquímica e presença de fluidos hidrotermais oxidantes próximos as fumarolas (adaptado de BEKKER et al., 2010)

O bandamento rítmico típico observado nas FFBs pode ter sido gerado tanto por processo inorgânico quanto por processo orgânico. No primeiro caso, a precipitação da sílica, seria uma consequência das condições físico-químicas próprias, por superconcentração ou evaporação com a precipitação sazonal do ferro férrico (Fe^{3+}) e oxidação catalítica do ferro ferroso (Fe^{2+}) pelo oxigênio, gerado por micro-organismos. No segundo caso, o processo catalítico de crescimento sazonal de micro-organismos seria o responsável pela precipitação do ferro ferroso, dissolvido em ambientes de água rasa e as camadas de sílica seriam resultado de uma precipitação inorgânica contínua em resposta à variação do pH e mudança da temperatura no ambiente de deposição (EICHLER, 1976).

2.2.2 Classificação das Formações Ferríferas Bandadas

Existem vários sistemas de classificação para as FFBs, porém nenhum provou ser totalmente satisfatório (TRENDALL; BLOCKLEY, 2004). As classificações mais conhecidas e empregadas são as de James (1954), Gross (1965, 1980 e 1983) e Kimberley (1978). Vale ressaltar, que outras classificações foram propostas na literatura mundial, entre elas, destacam-se as de Dimroth (1975), Beukes (1980) e Trendall (1983), mas não se tornaram amplamente utilizadas.

² A linha que divide o nível raso oxidante do profundo redutor é denominada quimioclínio ou redoxclínio (BEKKER et al., 2010).

James (1954), ao realizar estudos nas formações ferríferas de idade Pré-cambriana, na região do Lago Superior, no norte dos Estados Unidos observou uma composição mineralógica um tanto quanto diversificada dessas rochas. Diante disso, o autor propôs uma subdivisão em quatro fácies, de acordo com a profundidade, potencial de oxidação-redução (Eh) e pH da água, nos quais os minerais de ferro predominantes foram precipitados: sulfeto, carbonato, silicato e óxido (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Principais feições de cada fácies das formações ferríferas

Fácies	Sulfeto	Carbonato	Silicato		Óxido	
			Não granular	Granular	Magnetítica	Hematítica
Litologia	Laminada a finamente laminada, folhelho carbonático pirítico preto. <i>Chert</i> raro.	Finamente acamadada a laminada, consiste de alternância de camadas de <i>chert</i> cinza e carbonato.	Laminada verde-claro a escuro. <i>Chert</i> raro.	Maciço verde-escuro com acamamento irregular de camadas de <i>chert</i> e magnetita.	Finamente acamadada ou não, com alternância de magnetita e <i>chert</i> , silicato ou silicato + carbonato.	Finamente acamadada ou não, com alternância de hematita e <i>chert</i> cinza e jaspe vermelho.
Mineral de Ferro	Pirita	Carbonato rico em ferro	Silicato de ferro	Silicato de ferro	Magnetita	Hematita cristalina
Minerais Secundários de Ferro	Carbonato	Pirita, silicato de ferro e magnetita	Carbonato e magnetita	Magnetita, carbonato e hematita	Silicato de ferro, carbonato e hematita	Magnetita
% de Ferro	15 – 25	20 – 35	20 – 30	20 – 30	25 – 35	30 – 40
Características Distintivas	Grafitico	Estilólitos comuns	Estruturas laminadas	Granulares	Fortemente magnético	Comumente oolítico
Ambiente de Origem	Fortemente redutor e anaeróbico	Redutor	Variável, tipicamente meio redutor	Meio oxidante a meio redutor	Meio oxidante a meio redutor	Fortemente oxidante

Fonte: James (1954)

Gross (1965) reconheceu que a classificação de fácies de James (1954) tinha um significado paleoambiental, então o autor superpôs uma subdivisão independente para as formações ferríferas em quatro tipos: Algoma, Lago Superior, Clinton e Minette. Gross (1980), com base nos diversos ambientes tectônicos de deposição, agrupou os tipos Clinton e Minette como *ironstones*, deixando os tipos Algoma e Lago Superior como as únicas categorias de formações ferríferas. Posteriormente, Gross (1983) fez uma revisão dos conceitos e teorias sobre a origem das formações ferríferas, e no final, o autor consolidou os dois grandes grupos,

os tipos Algoma e Lago Superior, e adicionou outro tipo de formação ferrífera, o Rapitan, que ocorre em menor escala (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 – Principais características das formações ferríferas dos tipos Algoma, Lago Superior e Rapitan

Tipos	Algoma	Lago Superior	Rapitan
Idade	Predominantemente Arqueana (> 2,6 Ga)	Predominantemente Paleoproterozoica (2,5 Ga – 1,9 Ga)	Neoproterozoica (0,8 Ga – 0,7 Ga)
Ambiente	Bacias eugeossinclinais arqueanas; vulcanogênico, próximo a cadeias mesoceânicas na zona abissal e também em zonas extensionais ao longo de fraturas.	Margens de plataformas continentais estáveis em ambientes miogeossinclinais de bacias cratônicas e intercratônicas.	Bacias de margens continentais formadas por grábens ou escarpas de falhas.
Dimensões	Corpos lenticulares, metros até dezenas de metros de espessura e poucos quilômetros de extensão lateral.	Corpos extensos, 100 metros ou mais de espessura e dezenas a centenas de quilômetros de extensão lateral.	Corpos extensos, dezenas a centenas de metros de espessura e até centenas de quilômetros de extensão lateral.
Localização na Sequência Sedimentar	Depósitos sobrepostos a rochas arqueanas do embasamento.	Em sequências sedimentares transgressivas.	Depositados em bacias do tipo <i>rift</i> .
Rochas Associadas	Rochas vulcânicas, rochas piroclásticas e grauvas.	Quartzitos, dolomitos, conglomerados e folhelhos negros.	<i>Mudstone</i> , folhelhos, conglomerados e diamictitos; algumas das rochas associadas são de origem glaciogênica.
Vulcanismo	Associação no tempo e no espaço	Sem associação direta	Sem associação
Fácies Sedimentares	Todas as fácies frequentemente associadas; fácies óxido predominante, mas fácies óxido hematítica raros.	Todas as fácies frequentemente associadas; ordem de abundância de fácies: óxido, carbonato, silicato, sulfeto; fácies sulfeto insignificante ou ausente.	Somente fácies óxido hematítica.
Exemplos	Brasil – Supergrupo Rio das Velhas Austrália – Blocos Yilgarn e Norte Pilbara EUA – Distrito de Vermilion (Minnesota)	Brasil – Supergrupo Minas Austrália – Grupo Harmersley EUA – Região do Lago Superior	Brasil – Urucum (Grupo Jacadigo) Canadá – Montanhas Mackenzie África do Sul – Supergrupo Damara

Fonte: Gross (1983)

Kimberley (1978) propôs uma classificação paleoambiental. Nesse sistema, seis acrônimos, derivados de uma breve descrição dos ambientes deposicionais foram utilizados para dividir as formações ferríferas em seis classes (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Classificação paleoambiental das formações ferríferas

Acrônimo	Nome	Características
SVOP-IF	Formação ferrífera de plataforma vulcânica rasa	Ricas em <i>chert</i> , predominantemente Arqueanas e Paleozoicas.
MECS-IF	Formação ferrífera de plataforma marinha aberta, extensa, rica em sedimentos químicos e pobre em metazoários	Ricas em <i>chert</i> , bandadas, tipo mais abundante no Proterozoico inferior.
SCOS-IF	Formação ferrífera de mar raso ponteadado de ilhas, arenosa, argilosa e oolítica	Pobres em <i>chert</i> , predominantemente Arqueanas.
DWAT-IF	Formação ferrífera de águas profundas	Ricas em <i>chert</i> , predominantemente Arqueanas.
SOPS-IF	Formação ferrífera de mar raso, arenosa e pobre em oólitos	Pobres em <i>chert</i> , ricas em glauconita, somente no Fanerozoico.
COSP-IF	Formação ferrífera de pântanos carbonosos	Pobres em <i>chert</i> , não oolíticas, somente no Fanerozoico.

Fonte: Kimberley (1978)

A classificação proposta por James (1954) é aplicada apenas como termo descritivo das rochas encontradas nos depósitos, sem conotação genética, uma vez que, na prática, a distribuição gradacional entre as quatro fácies mineralógicas não foi observada em uma mesma bacia sedimentar. Há certa restrição quanto ao uso da classificação proposta por Gross (1980), pois não abrange todos os tipos de FFBs do Arqueano e Paleoproterozoico (CHEMALE JUNIOR; TAKEHARA, 2013). A classificação de Kimberley (1978) não é universal, uma vez que exige um conhecimento preciso dos complexos ambientes sedimentares onde as formações ferríferas foram geradas (RAPOSO, 1996). A variedade de sistemas de classificação reflete a limitada compreensão que ainda se tem a respeito da origem de todas as FFBs.

2.3 ITABIRITO

O Brasil ocupa uma posição de destaque no cenário mundial no que se refere à produção de minério de ferro. As principais minas de ferro do país estão situadas no Quadrilátero Ferrífero (QF), a maior província de minério do Brasil, localizado na área central do estado de Minas Gerais e, assim denominado por Dorr (1969) devido à forma quadrangular gerada pela estruturação em domos e bacias das rochas ferríferas do Supergrupo Minas (Figura 3.3). O minério de ferro explorado no QF pode ser do tipo itabirítico ou de alto teor (corpos de hematita) (ROSIÈRE et al., 1993).

Os itabiritos são FFBs metamórficas, deformadas e oxidadas (ROSIÈRE; CHEMALE JUNIOR, 2000), definidos pela alternância de bandas de espessura milimétrica a centimétrica, constituídas de óxidos de ferro e silicatos, geralmente quartzo, com teor primário de ferro variando entre 20 e 55% de ferro total (ROSIÈRE et al., 1993).

Em termos composicionais, os itabiritos podem ser agrupados em três tipos principais: Itabirito comum ou quartzo itabirito, Itabirito dolomítico e Itabirito anfibolítico. Os Itabiritos manganíferos e filíticos são tipos subordinados, encontrados ocasionalmente nas interfaces entre os carbonatos estratigraficamente superiores e os filitos inferiores (ROSIÈRE et al., 1993). O Quadro 2.4 apresenta a composição mineralógica dos diferentes tipos de minério do QF.

Quadro 2.4 – Composição mineralógica dos diferentes tipos de minério do QF

Tipos de Minério	Componentes Principais		Acessórios**
Itabirito comum	Bandas claras	Quartzo	Hematita, clorita, sericita, dolomita, pirofilita e óxidos de manganês
	Bandas escuras	Óxidos de ferro*	Sericita, quartzo e pirofilita
Itabirito dolomítico	Bandas claras	Dolomita	Quartzo, óxidos de ferro*, pirofilita, talco e óxidos de manganês
	Bandas escuras	Óxidos de ferro*	Quartzo, dolomita e óxidos de manganês*
Itabirito anfibolítico	Bandas claras	Tremolita, actinolita, hornblenda e grunerita	Quartzo, dolomita e óxidos de ferro*
	Bandas escuras	Óxidos de ferro*	Quartzo, dolomita e anfibólios
Minério de Alto teor	Hematita		Magnetita, quartzo e pirofilita

(*) Hematita é o mineral-minério dominante. Magnetita aparece subordinadamente.

(**) Fosfatos de ferro de todos os tipos podem ocorrer. Sulfetos estão ocasionalmente presentes.

Fonte: Rosière et al. (1993)

Segundo Rosière e Chemale Junior (2000), a distribuição dos diferentes tipos composicionais de itabiritos está condicionada a três fatores:

- a) composição original dos sedimentos na bacia: em virtude da influência dos processos secundários (metamorfismo, alteração hidrotermal, deformação, etc.) é difícil avaliar a real distribuição de sedimentos na bacia. A presença das variedades anfibolíticas é certamente condicionada pela presença de material terrígeno (formações ferríferas argilosas) e existe uma diminuição progressiva no aporte de ferro na bacia associado à diminuição de espessura da lâmina de

água e o desenvolvimento de uma plataforma carbonática (Formação Gandarela);

- b) estruturação tectônica: o contraste no comportamento reológico das formações ferríferas em relação aos psamitos sobre e subjacentes (Grupo Caraça e Grupo Piracicaba, respectivamente) resultou em uma complexa estruturação interna nas formações ferríferas com superposição de dobras e desenvolvimento de zonas de cisalhamento obliterando ao mesmo tempo diversas características sedimentares e diagenéticas. Através da deformação e metamorfismo desenvolvem-se diversas transformações texturais formando ferro-tectonitos;
- c) metamorfismo e processos hidrotermais: os efeitos do metamorfismo em formações ferríferas bandadas resulta em transformações mineralógicas que são notáveis nas fácies mais impuras, com o aumento de componentes terrígenos, tais como a cristalização de anfibólios, clorita, etc. A presença de fluidos hidrotermais, entretanto pode provocar grandes modificações na composição original, de forma que suas características “primárias” podem ser parcial ou totalmente obliteradas.

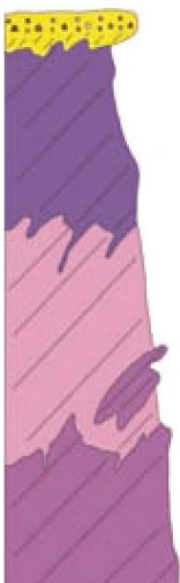
Os corpos de minério rico ou de alto teor são quimicamente mais homogêneos e constituídos basicamente de óxidos de ferro, com teores em ferro superiores a 64%, sendo encontrados em proporções variáveis, na forma de lentes, dentro das camadas de itabirito, gerados por enriquecimento supergênico e intempérico. De acordo com Rosière et al. (1993), os minérios de alto teor podem ser classificados segundo suas características físicas e texturais:

- a) minérios compactos: podem apresentar-se maciços, bandados a laminados, foliados (xistosos), lineados (corpos de orientação linear) e subordinadamente brechados;
- b) minérios pulverulentos: podem apresentar-se foliados/lineados e granulares (grosseiros, médios e finos);
- c) *blue-dust*: sem estrutura interna.

No QF, por conta das características climáticas da região, o intemperismo tem um papel importante na geração dos corpos lavráveis de minério de ferro de alto teor, em virtude da lixiviação de SiO₂ (DORR, 1964) e principalmente dos carbonatos por águas superficiais (ROSIÈRE; CHEMALE JUNIOR, 2000).

Os processos intempéricos próximo à superfície são responsáveis também pela oxidação e hidratação da magnetita e, em menor proporção, da hematita, formando uma crosta laterítica, conhecida como canga, onde a profundidade dessa crosta varia de alguns metros até dezenas de metros e protege as formações ferríferas subjacentes da oxidação e hidratação permitindo maior efetividade da lixiviação da SiO_2 (ROSIÈRE; CHEMALE JUNIOR, 2000).

Conforme Eichler (1968 apud WALDE, 1986) e Chemale Junior et al. (1987), o perfil de intemperismo idealizado para os itabiritos do QF seguem a seguinte ordem, da base para o topo: itabirito duro, itabirito friável, itabirito brando, hematita friável e canga. A Figura 2.5 representa o perfil de intemperismo do itabirito e os principais produtos de intemperismo e suas características são descritas no Quadro 2.5.



Horizonte	Tipo de minério/minerais
A até 5 m	A1 Canga porosa A2 Canga com estruturas limonita, hematita e quartzo
B1 20 a 30 m	Minério enriquecido através de processos supergênicos hematita, limonita e quartzo
B2 até 65 m	Itabirito intemperizado hematita, martita, quartzo e limonita
C1 até 250 m	Itabirito pouco intemperizado quartzo, hematita, martita e limonita
C2 > 250 m	Itabirito não intemperizado quartzo, hematita e magnetita

Figura 2.5 – Perfil de intemperismo do itabirito e canga (adaptado de EICHLER, 1968 apud WALDE, 1986)

Quadro 2.5 – Características principais dos produtos de intemperismo do itabirito

Tipos Intemperizados	Características Principais
Canga e rolado	Placas e blocos de hematita em cimento limonítico/goethítico. Magnetita, hematita, diferentes hidróxidos e óxidos de ferro e mangânes e fostatos secundários estão presentes. Relictos de bandamento primário ou tectônico pode ser distinguido eventualmente (canga estruturada).
Minério e itabirito friável	Desintegra-se em placas. Bandamento e xistosidade ainda é reconhecível. Goethita e limonita estão presentes nas variedades magnéticas. Quartzo friável ocorre em diferentes proporções. Bandas dolomíticas alteram em material argiloso, higroscópico de cor ocre a avermelhada. Pseudomorfos de limonita/goethita em anfíbios e clorita.
Champinha	Itabirito semi-friável bandado com clivagem conspícua paralela ao bandamento. O bandamento desintegra e, placas de espessura milimétrica. Quartzo extensivamente lixiviado.

Fonte: Rosière e Chemale Junior (2000)

Spier (2005) estudou em detalhe os itabiritos da Mina de Águas Claras (MAC) do ponto de vista mineralógico, petrológico e geoquímico. Segundo o autor, dois tipos composicionais de itabiritos ocorrem na MAC, o Itabirito dolomítico e quartzo itabirito (Itabirito silicoso), ambos apresentam meso e microbandamento, sendo este último, o objeto de estudo da presente dissertação. No Itabirito dolomítico, alternam-se bandas ricas em hematita com bandas ricas em dolomita, ao passo que no quartzo itabirito a alternância ocorre entre bandas ricas em hematita com bandas ricas em quartzo, ocorrendo clorita, sericita, talco e apatita como minerais acessórios.

Conforme Spier (2005), os minérios de alto teor são largamente predominantes, sendo distinguidos dois tipos principais, formados a partir do Itabirito dolomítico, o tipo friável e o compacto. De acordo com o autor, o minério friável é o principal tipo, e representou cerca de 85% do minério lavrado entre 1973 e 2002, quando a MAC foi desativada. Segundo o autor, o minério friável apresenta uma porosidade muito elevada e preserva parcialmente a estrutura original do Itabirito dolomítico, enquanto o minério compacto é muito mais denso e duro. O minério friável ocorre na forma de uma lente contínua de aproximadamente 2,5 km de extensão, no interior da qual ocorrem lentes subordinadas de minério compacto.

A comparação entre a geologia da MAC com as Minas Capão Xavier e Tamanduá, realizada por Spier (2005), revelou que, sob idênticas condições estruturais, topográficas e climáticas, o Itabirito dolomítico é muito mais favorável à formação de depósitos de ferro de alto teor do que o quartzo itabirito. Conforme o autor, a gênese de depósitos de minério friável de alto teor a partir do quartzo itabirito requer a atuação de outros controles, além do litológico,

possivelmente abarcando processos hipogênicos e supergênicos, com predominância de um ou outro processo em cada depósito em particular.

2.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Na primeira metade do século XX surgiu a Mecânica dos Solos Clássica, com a introdução da teoria do adensamento e conceitos de tensão efetiva proposta por Terzaghi em 1923 e 1936, respectivamente, conceitos de tensão de pré-adensamento segundo Casagrande em 1936, entendimento dos componentes de resistência conforme Hvorslev em 1937, descrição da compactação e consistência dos solos segundo Proctor e Atterberg em 1933 e 1911, respectivamente, e o conhecimento do comportamento drenado versus não drenado dos solos de acordo com Bishop e Skempton, possibilitando assim, a identificação e caracterização do comportamento de argilas normalmente e pré-adensadas e de areias fofas e compactas (LEROUEIL; HIGHT, 2003).

A Mecânica dos Solos Moderna, frequentemente referida como Mecânica dos Solos dos Estados Críticos foi desenvolvida no final das décadas de 50 e 60, na Universidade de Cambridge, Inglaterra, onde deu-se início a uma série de estudos sobre modelos constitutivos dos solos, principalmente com Roscoe et al. (1958) e Schofield e Wroth (1968), sendo estabelecido com base na teoria da plasticidade e integrando os conceitos de tensão cisalhante, tensão média efetiva, índice de vazios e deformação cisalhante em um mesmo modelo, dando origem a Teoria do Estado Crítico (TEC). Dessa maneira, os conceitos de plastificação e estado crítico admitidos na TEC se tornaram ferramentas teóricas imprescindíveis para o entendimento e a análise do comportamento dos solos (LEROUEIL; HIGHT, 2003).

A TEC foi elaborada, essencialmente com base em resultados de ensaios realizados em amostras de argila reconstituídas e isotropicamente consolidadas. Para isso, considerou-se que as amostras ensaiadas apresentavam um comportamento ideal, isto é, saturadas, isotrópicas e não influenciadas por fatores como velocidade de deformação e estrutura (LEROUEIL; HIGHT, 2003).

Os conceitos fundamentais da TEC podem ser encontrados com maiores detalhes em Atkinson e Bransby (1978), Wood (1990), Atkinson (1993), Leroueil (1997) e Leroueil e Hight (2003). A seguir é apresentada uma breve revisão dos principais conceitos relacionados com a TEC, baseando-se em dados de Atkinson e Bransby (1978).

2.4.1 Linha de Compressão Normal

O resultado do ensaio de compressão isotrópica (Figura 2.6) em uma amostra de argila é representado plotando-se, nas ordenadas o volume específico (v) e nas abscissas a tensão média efetiva (p'), como mostrado na Figura 2.6 (a). O comportamento representado na Figura 2.6 (b) é o mesmo que na Figura 2.6 (a), mas agora com a tensão média efetiva em escala logarítmica natural ($\ln p'$). Nota-se que as curvas representadas na Figura 2.6 (a) transformam-se em retas na representação logarítmica, o que é uma boa aproximação do comportamento para a maioria dos solos argilosos e arenosos, e para uma larga gama de carregamentos. Para solos granulares, as variações volumétricas durante o carregamento são frequentemente acompanhadas da quebra dos grãos, sendo necessário a aplicação de altas tensões, usualmente maiores que 1.000 kPa, para a identificação do comportamento real desses solos. A tensão média efetiva (p'), a tensão desvio (q') e o volume específico (v) são definidos como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad (5)$$

$$q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (6)$$

$$v = 1 + e \quad (7)$$

Onde σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 , são as tensões principais efetivas, máxima, intermediária e mínima, respectivamente, e e é o índice de vazios.

A linha OACD no plano $v:\ln p'$, correspondente ao primeiro carregamento, é designada de linha de compressão normal (LCN). Matematicamente, essa linha é expressa pela Equação 8:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (8)$$

Onde N é o v do solo normalmente adensado para p' igual a 1 kPa e λ é a declividade da LCN. A linha ABC é designada linha de expansão, também denominada linha descarga-recarga. Matematicamente, essa linha é expressa pela Equação 9:

$$v = v_\kappa - \kappa \ln p' \quad (9)$$

Onde v_κ é o v (solo pré-adensado) na linha de expansão para p' igual a 1 kPa e κ é a declividade da linha de expansão. Os parâmetros λ , κ e N são constantes para um dado tipo de solo.

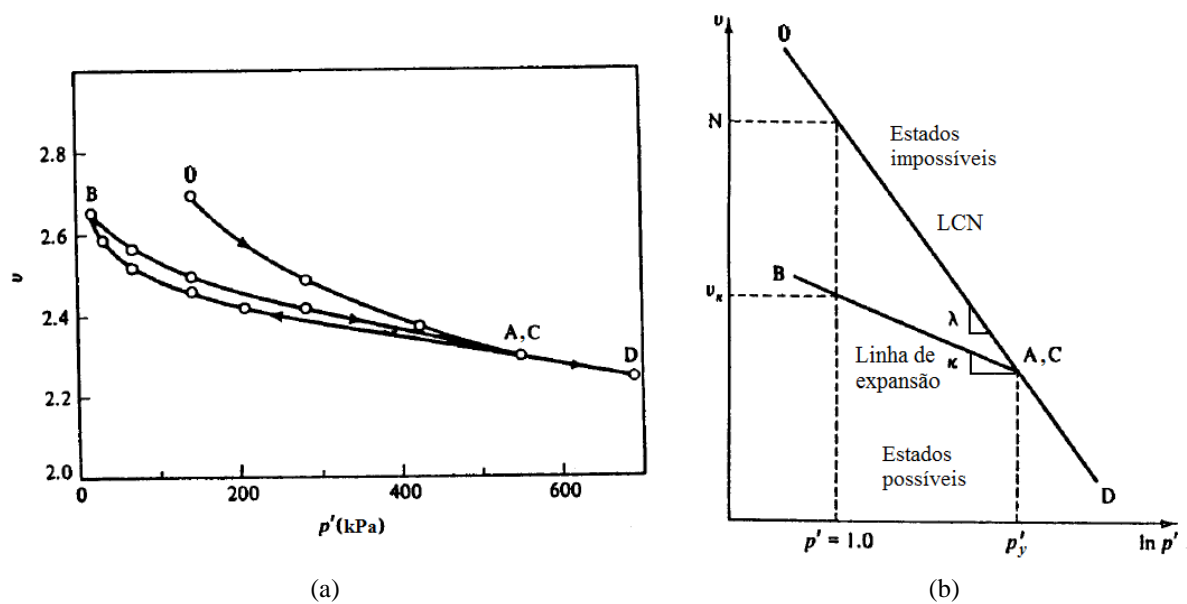


Figura 2.6 – Compressão e expansão isotrópica: (a) representação no plano $v:p'$; (b) representação no plano $v:\ln p'$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Como se pode ver nas Figuras 2.6 (a) e (b), quando um solo é submetido à compressão isotrópica ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$), partindo do ponto O até atingir o ponto A e sendo depois descarregado até o ponto B, o mesmo apresenta uma pequena expansão ao longo da linha AB. Considerando um novo acréscimo de tensão no ponto B, o solo segue a mesma linha de descarregamento, porém no sentido oposto (recarregamento) até alcançar o ponto C, que corresponde à tensão máxima experimentada pelo solo, denominada de tensão média efetiva de cedência (p'_y). O ponto C marca a passagem de um comportamento elástico (linha de expansão) e de um comportamento elastoplástico (linha de compressão normal) do solo. A descarga pode ser realizada a partir de qualquer ponto da LCN. Embora, todas as linhas de expansão, tenham o mesmo κ , cada uma tem um valor particular de v_κ e de p'_y . Portanto, o estado em que um solo pode atingir é qualquer ponto à esquerda e abaixo da LCN, mas não pode atingir a região acima e à direita dessa linha.

O resultado do ensaio de compressão unidimensional em uma amostra de argila, quando conhecidos os valores da tensão vertical efetiva (σ'_v), tensão horizontal efetiva (σ'_h) e volume específico (v) podem ser representados no plano $v:\ln p'$ junto com o resultado do ensaio de compressão isotrópica. Pode-se considerar que tanto a LCN, bem como a linha de expansão, obtidas nos ensaios de compressão isotrópica e compressão unidimensional, paralelas entre si no plano $v:\ln p'$, como mostrado na Figura 2.7.

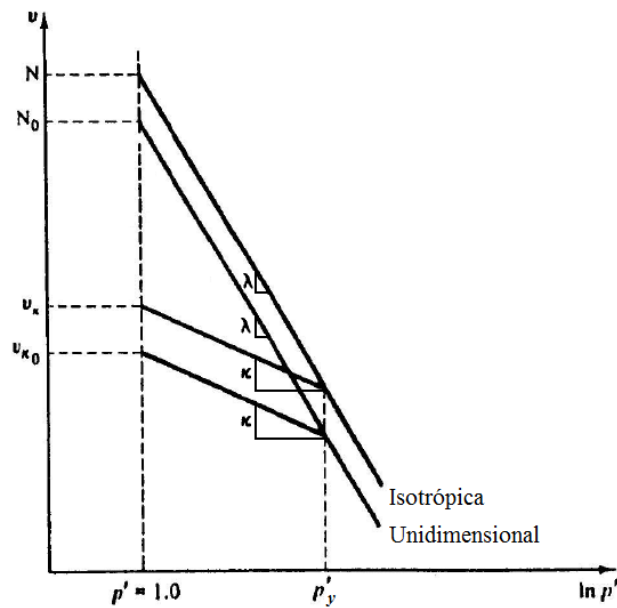


Figura 2.7 – Comparação do comportamento de uma amostra de argila durante a compressão e expansão em ensaio de compressão isotrópica e compressão unidimensional (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

A equação da LCN para ensaios de compressão unidimensional é dada pela Equação 10:

$$v = N_0 - \lambda \ln p' \quad (10)$$

Onde N_0 é o v do solo normalmente adensada para p' igual a 1 kPa. Da mesma maneira que na compressão isotrópica, a linha de expansão na compressão unidimensional não possui uma posição única, mas dependerá da máxima tensão atingida pelo solo, ou seja, da p'_y . A equação da linha da expansão para ensaios de compressão unidimensional é dada pela Equação 11:

$$v = v_{\kappa_0} - \kappa \ln p' \quad (11)$$

Onde v_{κ_0} é o v (solo pré-adensado) na linha de expansão para p' igual a 1 kPa. No ensaio de compressão unidimensional, durante o carregamento o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) que corresponde à relação entre a σ'_h e a σ'_v é considerado constante. Então, a relação entre o índice de compressão (C_c) e a declividade da LCN (λ) é dada pela Equação 12:

$$C_c = 2,303 \lambda \quad (12)$$

Entretanto, no ensaio de compressão unidimensional, durante o descarregamento o valor de K_0 não é constante, apesar disso, é assumido um valor aproximadamente constante. Então, a

relação entre o índice de expansão (C_s) e a declividade da linha de expansão (κ) é dada pela Equação 13:

$$C_s \approx 2,303 \kappa \quad (13)$$

2.4.2 Linha do Estado Crítico

Quando uma amostra de argila normalmente adensada é isotropicamente consolidada e em seguida cisalhada em ensaios triaxiais, independente se os ensaios foram conduzidos em condições não drenadas ou drenadas (Figura 2.8), após grandes deformações a amostra alcançará um estado crítico ou último, nos quais as deformações plásticas podem continuar indefinidamente sem que haja variações de volume ou de tensões efetivas. A Figura 2.8 (a) apresenta os resultados dos ensaios triaxiais não drenados e a Figura 2.8 (b) apresenta os resultados dos ensaios triaxiais drenados obtidos em argilas normalmente adensadas.

Nota-se que nas Figuras 2.8 (a) e (b) no plano $q':p'$ as tensões cisalhantes se elevam até atingirem a envoltória de ruptura a grandes deformações. A linha que configura os pontos do estado crítico, sendo esses pontos obtidos a partir de ensaios triaxiais não drenados ou drenados, é definida como linha do estado crítico (LEC). A projeção da LEC no plano $q':p'$ pode ser expressa pela Equação 14:

$$q' = Mp' \quad (14)$$

Onde M representa a declividade da LEC e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_c). Nos ensaios triaxiais convencionais, a tensão axial efetiva (σ'_a) é igual à σ'_1 e a tensão radial efetiva (σ'_r) é igual às σ'_2 e σ'_3 .

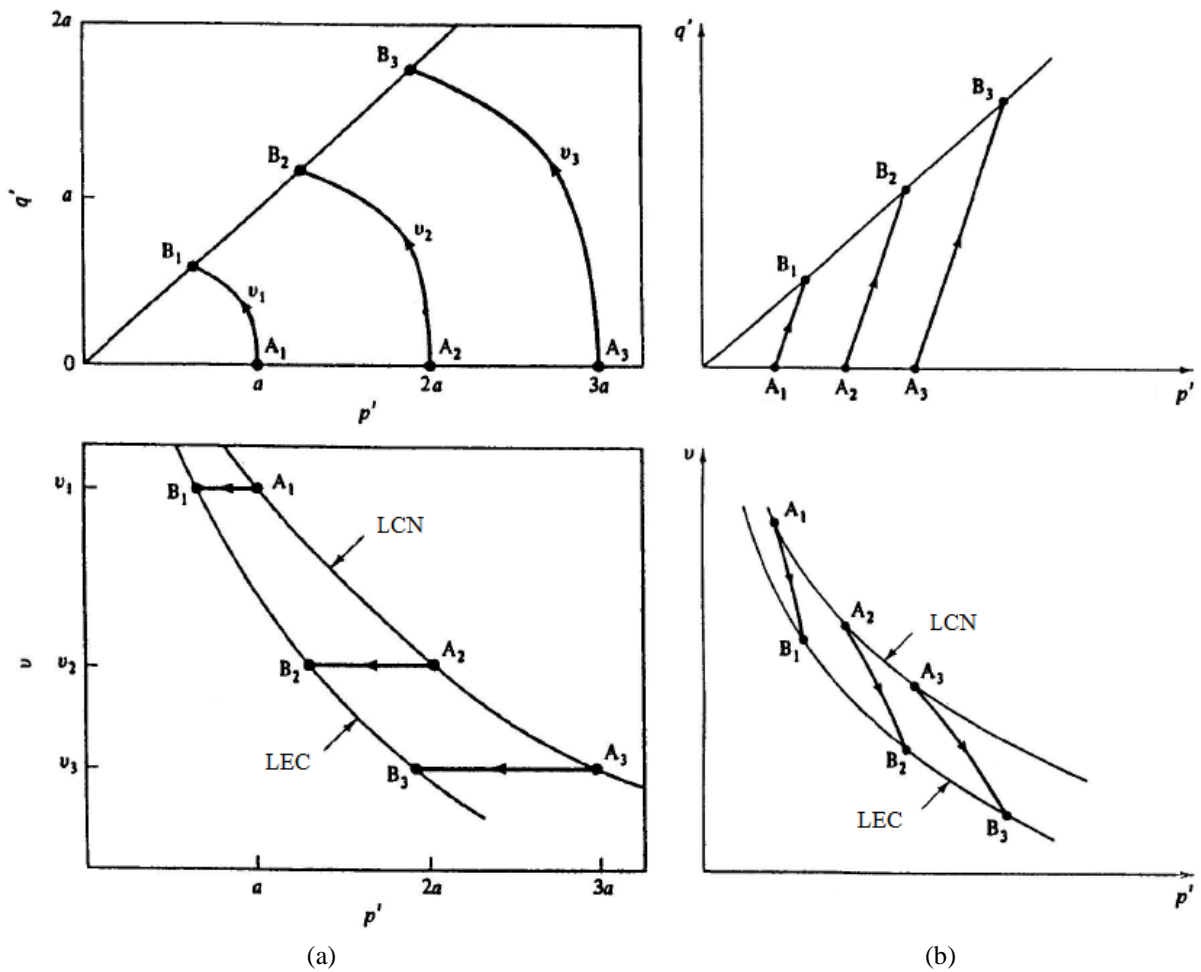


Figura 2.8 – Trajetórias de tensões de uma argila normalmente adensada em ensaios triaxiais: (a) não drenados; (b) drenados (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Considerando que o comportamento dos solos seja de natureza friccional e que a ruptura ocorra na LEC, pode-se deduzir uma relação entre a LEC e o critério de Mohr-Coulomb entendendo que, no ensaio triaxial com deformação axial de compressão o M é dado pela Equação 15:

$$M_c = \frac{6\text{sen}\phi'_c}{3 - \text{sen}\phi'_c} \quad (15)$$

No caso do ensaio triaxial com deformação axial de extensão o M é dado pela Equação 16:

$$M_e = \frac{6\text{sen}\phi'_c}{3 + \text{sen}\phi'_c} \quad (16)$$

O valor do ϕ'_c é aproximadamente o mesmo para ensaios triaxiais de compressão e extensão, entretanto as Equações 15 e 16 demonstram que a declividade da LEC em situação de compressão axial (M_c) e de extensão axial (M_e) é diferente e que M_c é maior do que M_e .

A Figura 2.9 apresenta o comportamento de uma amostra de argila normalmente adensada sujeita aos ensaios triaxiais não drenados e drenados. A Figura 2.9 (a) mostra os resultados no plano $v:p'$ e a Figura 9 (b) mostra os resultados no plano $v:\ln p'$.

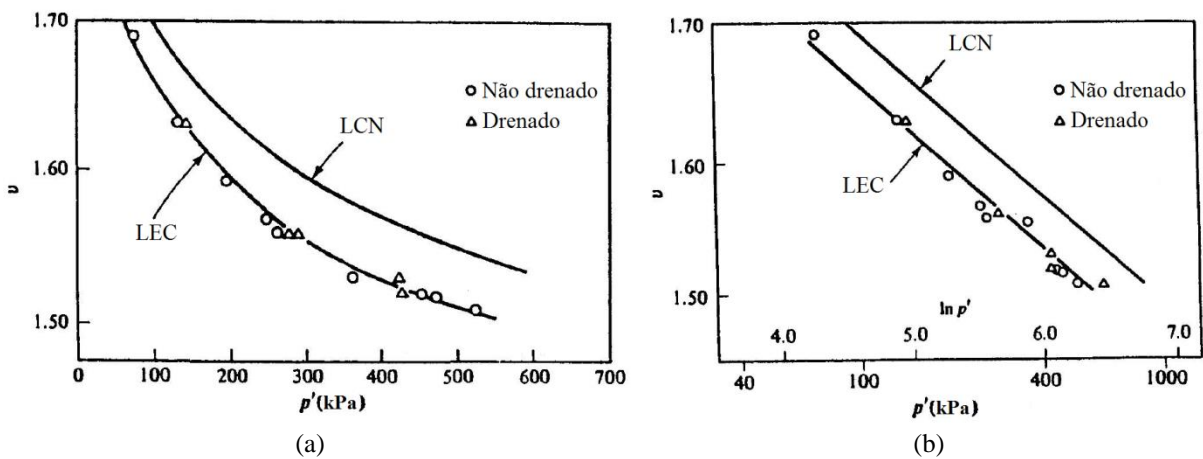


Figura 2.9 – Linha do estado crítico: (a) representação no plano $v:p'$; (b) representação no plano $v:\ln p'$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Observa-se que na Figura 2.9 (a), a projeção da curva da LEC no plano $v:p'$ tem formato similar a LCN. Na Figura 2.9 (b), a representação da LEC no plano $v:\ln p'$ é uma linha reta, posicionada à esquerda da LCN e sendo admitida paralela à mesma. A LEC pode ser expressa pela Equação 17:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (17)$$

Onde Γ é definido como o v no estado crítico para p' igual a 1 kPa.

Em síntese, a LEC denota que a ruptura de uma amostra inicialmente submetida à compressão isotrópica e em seguida cisalhada em um equipamento triaxial, ocorre no momento em que o seu estado de tensões alcança a linha, independentemente da trajetória de tensões seguida pela amostra durante o ensaio. A ruptura é manifestada como um estado de tensões em que grandes distorções cisalhantes ocorrem sem a variação de tensão efetiva ou do volume específico.

Em ensaios triaxiais, a trajetória de tensões seguida pela amostra de argila normalmente adensada pode ser representada no espaço $q':p':v$. A Figura 2.10 mostra o resultado do ensaio não drenado. Trata-se de uma amostra submetida à compressão isotrópica até o ponto A e depois carregada até a ruptura, indicado pelo ponto B. Como o ensaio é não drenado, por definição, o v permanece constante durante a trajetória de tensões, isto significa que, o volume específico inicial (v_0) é igual ao volume específico final (v_f).

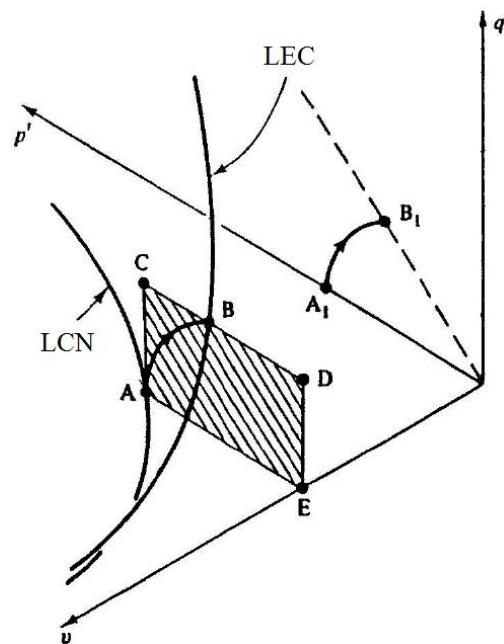


Figura 2.10 – Trajetória de tensões correspondente ao ensaio triaxial não drenado no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Portanto, a trajetória de tensões deve ficar no plano sombreado ACDE, chamado plano não drenado, no qual é paralelo ao plano $q':p'$. O plano não drenado passa pelo ponto A e o ponto B consiste na intersecção deste plano com a LEC. Desta forma, conhecendo-se o estado inicial da amostra, isto é, o valor da tensão efetiva inicial de pré-adensamento (p'_0) e do volume específico inicial (v_0), representado pelo ponto A, e as condições do ensaio é possível determinar o ponto preciso na LEC onde ocorrerá a ruptura da amostra.

A tensão média efetiva na ruptura (p'_f) é determinada através da Equação 18:

$$p'_f = \exp \left[\frac{(\Gamma - v_0)}{\lambda} \right] \quad (18)$$

A tensão desvio na ruptura (q'_f) é determinada a partir da Equação 19:

$$q'_f = M \exp \left[\frac{(\Gamma - v_0)}{\lambda} \right] \quad (19)$$

A Figura 2.11 apresenta o resultado do ensaio drenado. O estado inicial da amostra na LCN é indicado pelo ponto A e a trajetória de tensões termina na LEC, apontada pelo ponto B. Neste caso, por se tratar de um ensaio realizado em condição drenada, a amostra pode sofrer compressão ou expansão, conseqüentemente, haverá variação do v .

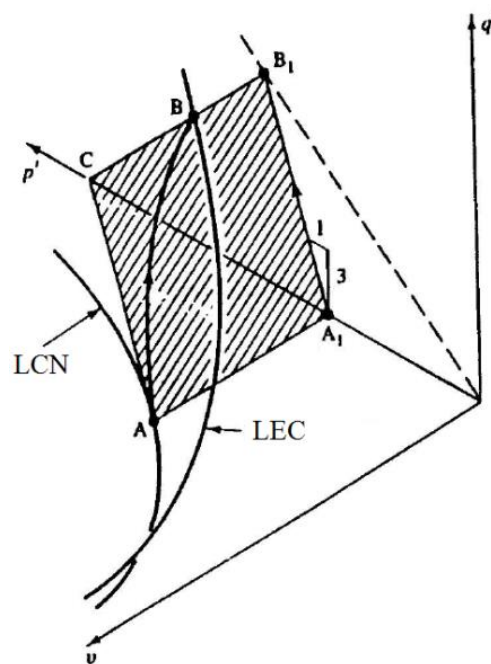


Figura 2.11 – Trajetória de tensões correspondente ao ensaio triaxial drenado no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Então, a trajetória de tensões deve ficar no plano sombreado ACB_1A_1 , chamado plano drenado, no qual é paralelo ao eixo do v . Esse plano cresce na proporção 3:1 em relação ao plano $q':p'$. O plano drenado passa pelo ponto A e a intersecção desse plano com a LEC é representado pelo ponto B. É possível, também, conhecendo-se o estado inicial da amostra e as condições do ensaio determinar o ponto preciso na LEC onde ocorrerá a ruptura da amostra.

A p'_f é determinada pela Equação 20:

$$p'_f = \frac{3p'_0}{(3 - M)} \quad (20)$$

A q'_f é determinada por meio da Equação 21:

$$q'_f = \frac{3Mp'_0}{(3 - M)} \quad (21)$$

O v_f é determinado através da Equação 22:

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln \left[\frac{3p'_0}{(3 - M)} \right] \quad (22)$$

2.4.3 Superfície de Roscoe

No caso de ensaios triaxiais, quando estabelecido um valor de p'_0 pode-se definir o plano não drenado ou drenado, onde as trajetórias de tensões movem-se da LCN em direção à LEC (Figura 2.12). Os planos não drenados e drenados são diferentes para cada valor de p'_0 . A Figura 2.12 (a) mostra o plano não drenado para quatro diferentes valores de p'_0 e a Figura 2.12 (b) mostra o plano drenado para dois diferentes valores de p'_0 .

Nota-se que nas Figuras 2.12 (a) e (b) embora as amostras percorram trajetórias de tensões diferentes até a ruptura, ambas tendem a atingirem a LEC. Nos ensaios não drenados a superfície é mais perceptível, uma vez que v é constante. Para os ensaios drenados, visto que o v não é constante, existirão vários planos, sendo que, um plano em particular apresentará o mesmo valor de v nos dois ensaios.

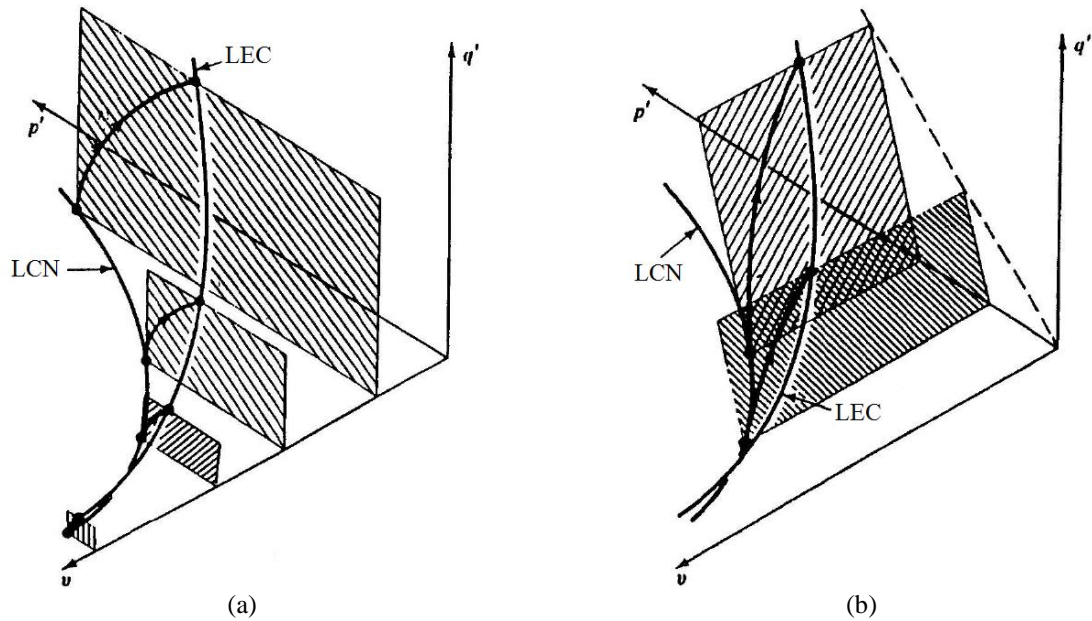


Figura 2.12 – Representação dos planos no espaço $q':p':v$: (a) plano não drenado; (b) plano drenado (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

As trajetórias obtidas nos ensaios não drenados e drenados definem uma única superfície, como visto na Figura 2.13.

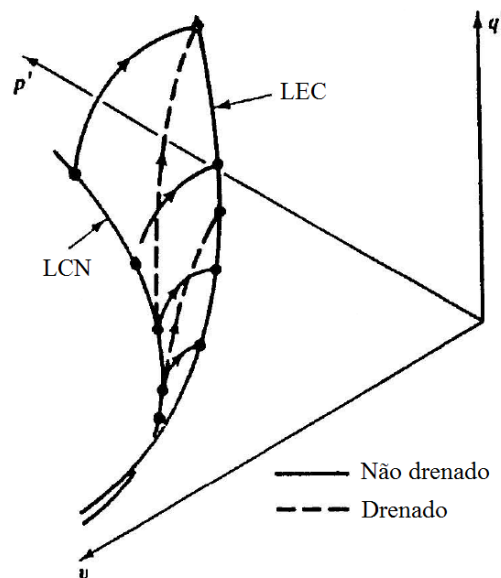


Figura 2.13 – Curvas traçadas por famílias de ensaios não drenados e drenados no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Portanto, as curvas traçadas por famílias de ensaios triaxiais não drenados e drenados com amostras de argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas no espaço $q':p':v$,

constituem uma única superfície tridimensional que se inicia na LCN e termina na LEC. Essa superfície é conhecida como a Superfície de Roscoe.

A investigação da Superfície de Roscoe é baseada na análise das diferentes linhas de contorno, obtidas tanto em ensaios não drenados como em ensaios drenados. Porém, há situações em que a análise torna-se um tanto quanto difícil, sobretudo em ensaios drenados, onde a mudança sucessiva do v faz com que se tenham vários planos e, conseqüentemente, seções com diferentes tamanhos.

Para obter uma representação mais simples e útil da Superfície de Roscoe, é necessário realizar a normalização das trajetórias de tensões efetivas por uma tensão média efetiva equivalente (p'_e). Essa p'_e corresponde à p' para um determinado v na LCN. No caso de ensaios não drenados, p'_e é constante, enquanto nos ensaios drenados o seu valor pode ser calculado através da Equação 23:

$$p'_e = \exp \left[\frac{(N - v)}{\lambda} \right] \quad (23)$$

A Figura 2.14 apresenta o plano normalizado $q'/p'_e : p'/p'_e$. Logo, a Superfície de Roscoe é uma superfície de estado limite, onde estados situados à esquerda da curva são considerados possíveis, já os situados à direita são considerados impossíveis de existirem.

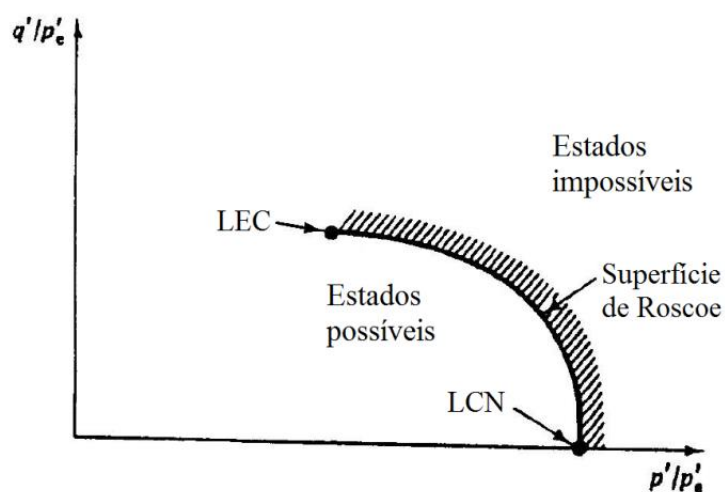


Figura 2.14 – Superfície de Roscoe (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

2.4.4 Superfície de Hvorslev

Quando submetidas ao cisalhamento em ensaios triaxiais drenados, as argilas normalmente adensadas apresentam um comportamento diferente das argilas pré-adensadas (Figura 2.15). As Figuras 2.15 (a) e (b) apresentam o comportamento de uma amostra de argila normalmente adensada e pré-adensada, respectivamente, ambas submetidas a ensaios triaxiais drenados.

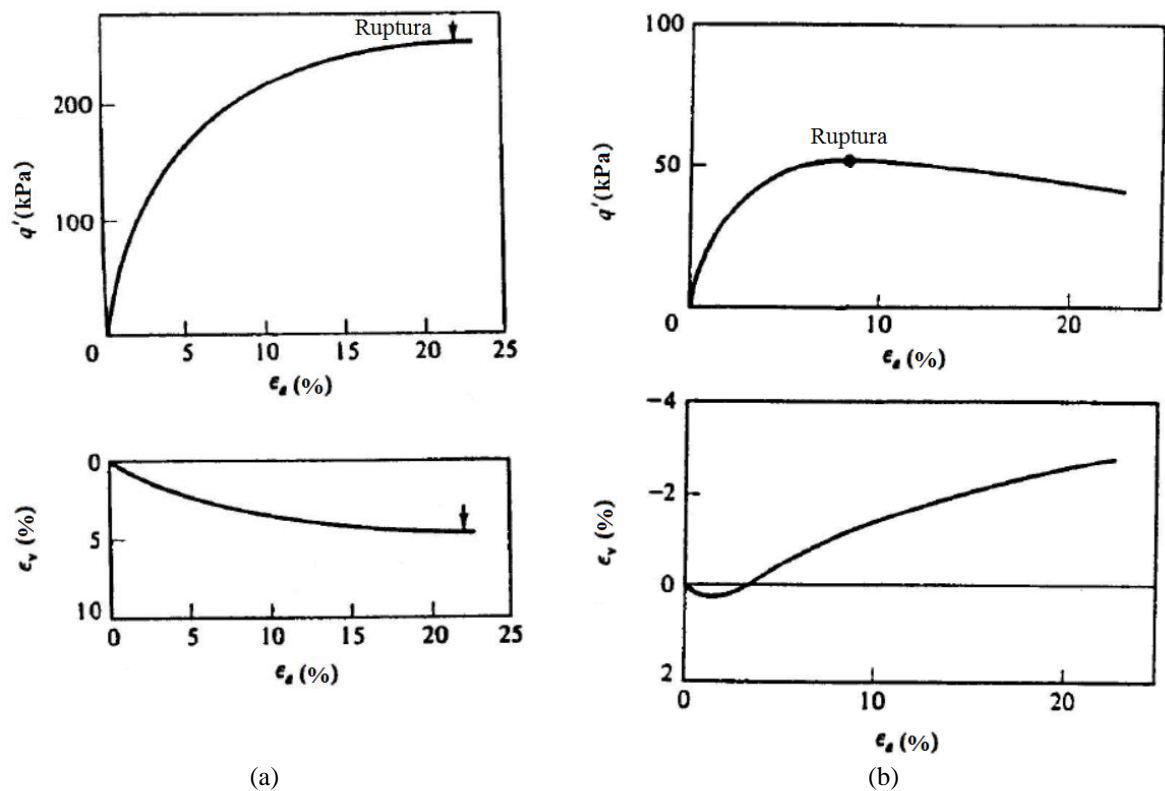


Figura 2.15 – Resultados típicos de ensaios triaxiais drenados em: (a) argilas normalmente adensadas; (b) argilas pré-adensadas (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Como se pode ver na Figura 2.15 (a), as argilas normalmente adensadas não exibem resistência de pico e tendem a sofrer compressão à medida que aumentam as tensões cisalhantes. Já na Figura 2.15 (b), as argilas pré-adensadas apresentam resistência de pico e sofrem uma pequena compressão inicial, passando a expandir-se durante o cisalhamento. Ao analisar a trajetória de tensões de uma amostra de argila pré-adensada em confronto com a projeção da LEC no plano $q':p'$, é possível identificar o comportamento característico deste tipo de solo, como pode observar-se na Figura 2.16.

Nota-se que na Figura 2.16, a trajetória de tensões seguida pela amostra alcança um ponto acima da LEC e que após atingido o estado de pico, retorna para o final do ensaio, onde tende a se posicionar sobre a LEC.

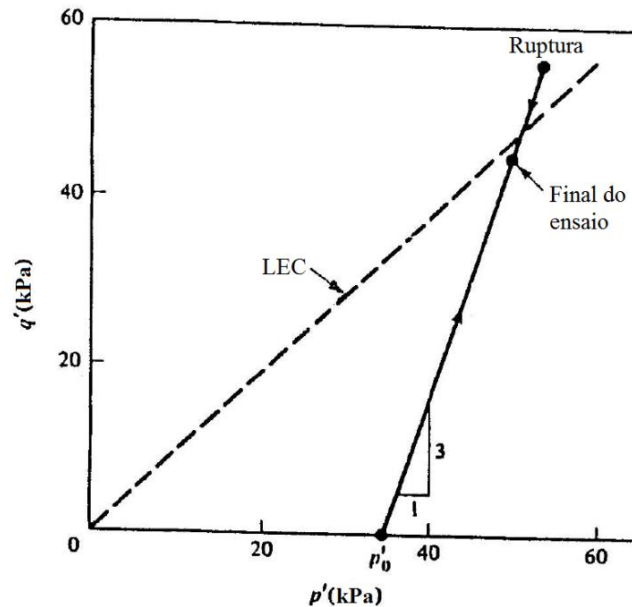


Figura 2.16 – Trajetória de tensões de uma argila pré-adensada em ensaios triaxiais drenados (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Os dados de uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados por Parry (1960 apud ATKINSON; BRANSBY, 1978) em amostras de argilas pré-adensadas plotados no plano $q'/p'_e : p'/p'_e$ são representados na Figura 2.17.

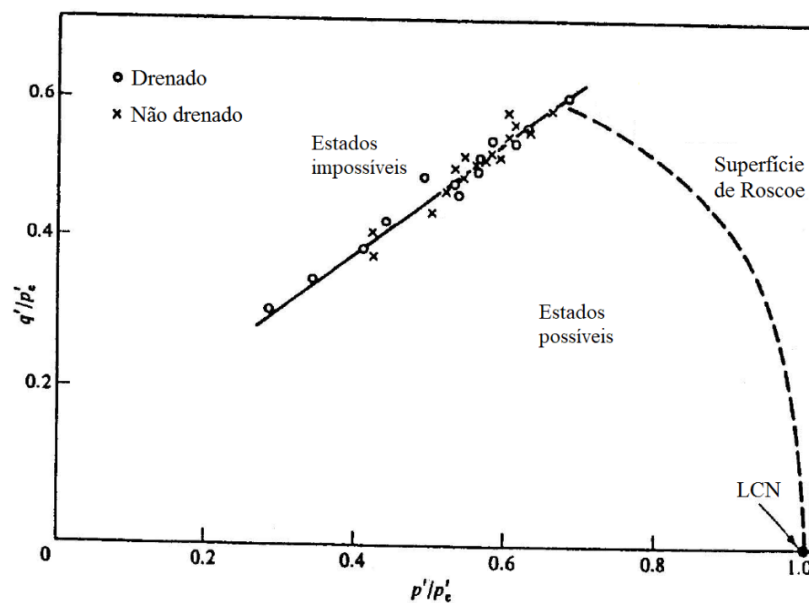


Figura 2.17 – Ensaios triaxiais não drenados e drenados em amostras de argila pré-adensada (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Como se pode verificar na Figura 2.17, todos os estados de ruptura representados pelos pontos seguem a mesma tendência, os quais formam uma linha reta. Essa linha reta é conhecida como sendo a representação da Superfície de Hvorslev. Portanto, essa superfície é uma superfície de estado limite, onde estados situados abaixo da linha são considerados possíveis, já os situados acima são considerados impossíveis de existirem. As características da Superfície de Hvorslev no plano normalizado são apresentadas na Figura 2.18.

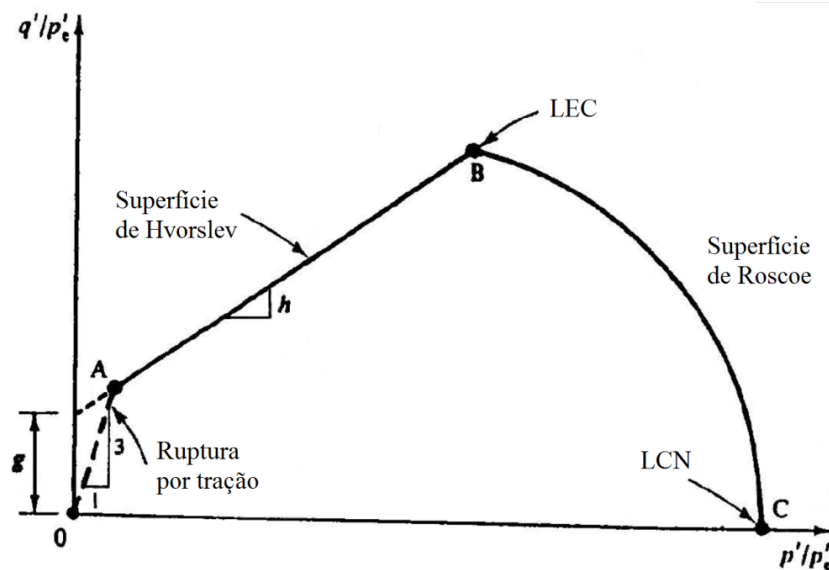


Figura 2.18 – Superfície de Hvorslev (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

A Figura 2.18 demonstra que a Superfície de Hvorslev, indicada pela linha AB é limitada a esquerda pela linha OA, que equivale à linha de ruptura por tração cuja inclinação é dada por $q'/p' = 3$, e a direita pela LEC (ponto B) e pela Superfície de Roscoe (BC). A linha de ruptura por tração representa à região de aplicação de tensões da tração, impossível de ser obtida para os solos em geral, isto é, o maior valor resultante da relação entre q' e p' que poderá ser observado, correspondente a σ_3 igual à zero.

Um aspecto particular da Superfície de Hvorslev é que a resistência ao cisalhamento de uma amostra na ruptura depende simultaneamente da p' e do v corrente na ruptura. Considerando a Superfície de Hvorslev como uma linha reta, é possível expressá-la através da Equação 24:

$$q'/p'_e = g + h (p'/p'_e) \quad (24)$$

Onde g e h são constantes do solo, como mostrado na Figura 2.18. Deduzindo a Equação 24 e assumindo algumas relações já conhecidas, é possível representar a Superfície de Hvorslev a partir da Equação 25:

$$q' = (M - h) \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) + hp' \quad (25)$$

A Equação 25 indica que a q' na ruptura para argilas pré-adensadas é composta por duas componentes. A primeira depende apenas do v corrente na ruptura e das constantes do solo, tais como M , h , Γ e λ , e a segunda é proporcional a p' e da constante h .

É importante notar que as amostras de argilas pré-adensadas podem alcançar dois diferentes estados, de ruptura e último, quando solicitadas ao cisalhamento. É admitida a ocorrência de um estado de ruptura quando a amostra atinge uma q' máxima. O estado último é caracterizado por grandes distorções cisalhantes sem que haja a variação de p' ou do v . Vale salientar que no final do ensaio, as argilas pré-adensadas podem ou não atingir o estado último de maneira bem definida. Este comportamento está relacionado com a história de tensões a que esse tipo de solo esteve sujeito.

Em síntese, a ruptura das argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas se dá no estado crítico ou último seguindo a Superfície de Roscoe, ao passo que das argilas pré-adensadas a ruptura ocorre na Superfície de Hvorslev, ou seja, essas argilas exibem um pico de resistência antes de atingirem o estado último para uma q' menor.

As Superfícies de Roscoe e de Hvorslev representam uma fronteira para todos os estados possíveis e impossíveis de serem obtidos para os solos em geral. Na Figura 2.19 apresentam-se os dados de uma série de ensaios triaxiais não drenados realizados por Loudon (1967 apud ATKINSON; BRANSBY, 1978), em amostras de argilas com diferentes valores de razão de pré-adensamento (OCR). Nota-se que as trajetórias de tensões normalizadas não ultrapassam as superfícies limites.

A OCR (do inglês *Over Consolidation Ratio*) é a relação entre a máxima tensão vertical já experimentada pelo solo e a tensão vertical atual de campo, em outras palavras, é a razão entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), obtida em laboratório, e a tensão vertical (σ'_{v0}) que atua hoje no solo. Quando o solo nunca foi submetido a uma tensão efetiva vertical maior à atual, diz-se que o solo é normalmente adensado, neste caso, σ'_{vm} é igual a σ'_{v0} e o valor de

OCR será igual a um. Quando o solo já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual, diz-se que o solo é pré-adensado e neste caso, σ'_{vm} é maior que σ'_{v0} e o valor de OCR será sempre maior do que um.

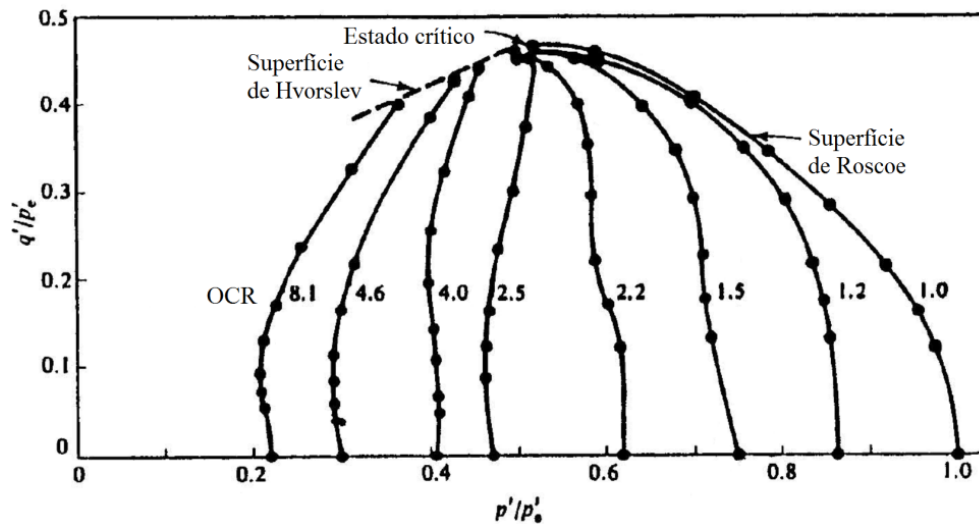


Figura 2.19 – Trajetórias de tensões normalizadas em amostras de argilas com diferentes níveis de pré-adensamento (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

A representação tridimensional da superfície de estado limite no espaço $q':p':v$ é mostrada na Figura 2.20. Nesta figura podem-se localizar a LCN, a LEC, as Superfícies de Roscoe e de Hvorslev e por fim, a superfície de ruptura por tração, a qual corresponde no plano $q'/p'_e: p'/p'_e$ a linha de ruptura por tração.

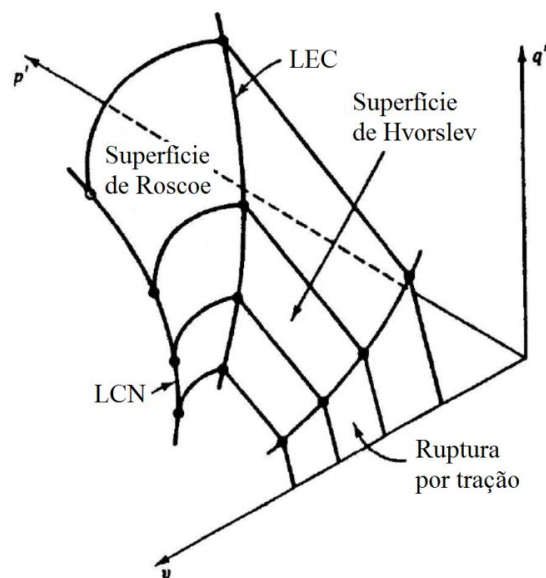


Figura 2.20 – Superfície de estado limite no espaço $q':p':v$ (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

2.5 INFLUÊNCIA DA ANISOTROPIA DE RESISTÊNCIA

A anisotropia é um fenômeno que faz com que o comportamento quanto à resistência e deformabilidade dos solos dependam da direção em que ocorre o carregamento. Existem dois tipos de anisotropia: inerente e induzida. A anisotropia inerente é uma característica física intrínseca do material e totalmente independente das tensões e deformações aplicadas, resultante do próprio processo de deposição/sedimentação e formação do material, além das suas características mineralógicas, enquanto a anisotropia induzida é uma característica física devida exclusivamente à deformação associada com uma tensão aplicada, ou seja, a qualquer outra causa que haja modificado a estrutura original (CASAGRANDE; CARRILLO, 1944).

Segundo Brenner et al. (1997), a anisotropia em solos transportados está associada ao modo de deposição dos grãos e da história de tensões do solo, e em solos residuais a anisotropia geralmente é derivada da estrutura reliquiar da rocha matriz.

Em obras de engenharia civil e de mineração é necessário conhecer as características de resistência e deformabilidade dos solos, principalmente em solos residuais jovens originários de rochas metamórficas (gnaisse, filitos, xistos, itabiritos, etc.) e sedimentares (arenitos, siltitos, argilitos, etc.), uma vez que é esperado um comportamento anisotrópico desses solos.

De modo a verificar a relevância de se considerar a anisotropia nas características de resistência e deformabilidade, diversos estudos foram realizados para analisar o comportamento anisotrópico, principalmente em solos residuais, sendo descritos a seguir alguns deles.

2.5.1 Solos Residuais

Maccarini (1980) realizou ensaios de cisalhamento direto no solo residual jovem de gnaisse do campo experimental da PUC-Rio. O autor investigou a influência da anisotropia na resistência ao cisalhamento deste solo, variando o ângulo (β) entre o plano de ruptura imposta pelo ensaio e o plano de xistosidade. A Tabela 2.1 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados nos ensaios realizados com o solo na umidade natural e a Figura 2.21 mostra as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas para os diferentes valores de β .

Tabela 2.1 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no estudo de anisotropia de resistência no solo residual jovem de gnaiss

Ângulo entre a Superfície de Ruptura e a Xistosidade (β)	e_0	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
0 $^\circ$	1,12	46	31,4
45 $^\circ$	0,94	60	33,0
90 $^\circ$	1,02	59	32,6

Fonte: Maccarini (1980)

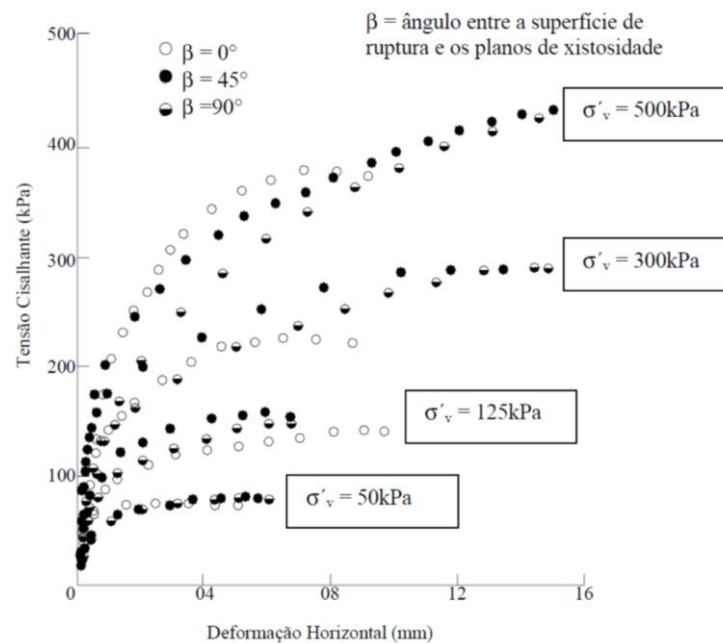


Figura 2.21 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo residual jovem de gnaiss (adaptado de MACCARINI, 1980)

Segundo Maccarini (1980), apesar da visível verificação dos planos de xistosidade do solo, os resultados mostraram pequena variação nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, maior tendência dilatante para β igual a 45 $^\circ$, menor deformação de ruptura para β igual a 0 $^\circ$ e quanto à resistência de pico, não houve uma predominância de qualquer direção sobre as demais.

Costa Filho e De Campos (1991) pesquisaram a anisotropia de resistência do solo gnáissico jovem da região de Chapéu D'Uvas, em Minas Gerais. Os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto e oedométricos, ambos com corpos de prova na umidade natural e submersos, além de ensaios triaxiais com corpos de prova saturados. Para os ensaios de cisalhamento direto e oedométricos os corpos de prova foram moldados com seus eixos paralelos e perpendiculares a xistosidade. Para os ensaios triaxiais os corpos de prova foram

moldados com a xistosidade na horizontal e inclinada de 45° com a horizontal. As Tabelas 2.2 e 2.3 apresentam os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por regressão linear nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, respectivamente. A Figura 2.22 apresenta os resultados dos ensaios oedométricos.

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em solo gnáissico

Condição de Umidade	Direção da Estratificação	c' (kPa)	ϕ' (°)
Umidade Natural	Paralelo	45,1	34,6
	Perpendicular	38,2	35,8
Submerso	Paralelo	27,3	27,8
	Perpendicular	27,2	29,2

Fonte: Costa Filho e De Campo (1991)

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras saturadas de solo gnáissico

Direção da Estratificação	c' (kPa)	ϕ' (°)
Xistosidade Paralela	31	28,5
Xistosidade Cruzada	10	30,5

Fonte: Costa Filho e De Campos (1991)

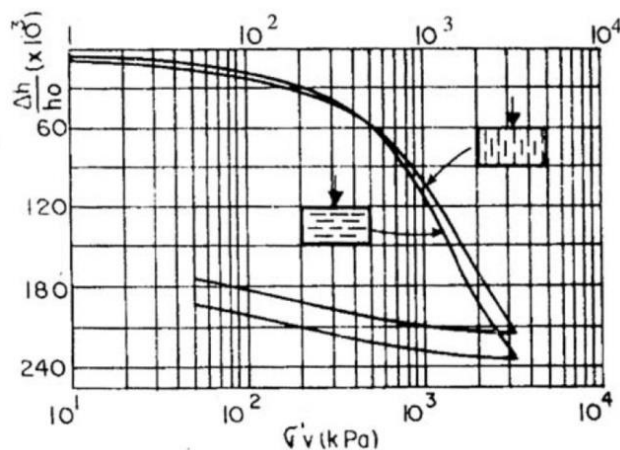


Figura 2.22 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras submersas de solo gnáissico (COSTA FILHO; DE CAMPOS, 1991)

Segundo Costa Filho e De Campos (1991), os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais não apresentaram uma variação significativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e nos ensaios oedométricos não mostraram efeitos de anisotropia. Portanto, os autores concluíram que, apesar do número limitado de ensaios realizados, os resultados

encontrados sugeriram que a anisotropia estrutural não é um fator predominante para solos saprolíticos de gnaiss em avançado estágio de intemperismo.

Reis (2004) investigou o comportamento mecânico de dois horizontes de um solo residual de gnaiss, um mais superficial, designado solo residual maduro e outro mais profundo, definido solo residual jovem, ambos pertencentes a um perfil típico da cidade de Viçosa, Minas Gerais. O autor procurou avaliar o comportamento mecânico destes dois horizontes, através de ensaios de compressão triaxial em amostras saturadas, variando-se as direções de cisalhamento. Os ensaios em amostras do solo residual jovem foram realizados na direção vertical, considerando a posição do bloco em campo e nas direções paralela e perpendicular ao bandamento. No solo residual maduro, por não mostrar nenhuma foliação visível, os ensaios foram realizados na direção vertical, também considerando a posição do bloco em campo, perpendicular à direção vertical e a 45° em relação à direção vertical. A Tabela 2.4 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para ambos os solos ensaiados em diferentes direções de cisalhamento.

Tabela 2.4 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss

Solo Residual	Direção de Cisalhamento	c' (kPa)	ϕ' (°)	R ²
Jovem	Vertical	17	28	0,99
	Paralela	26	28	0,99
	Perpendicular	19,4	29	0,98
Maduro	Vertical	19,2	31	0,99
	Perpendicular	9,5	30	0,99

Fonte: Reis (2004)

Reis (2004) verificou que a coesão variou levemente com a direção de carregamento e o ângulo de atrito não mudou significativamente. Em relação à anisotropia, o autor concluiu que o solo jovem, visualmente mais heterogêneo, apresentou comportamento isotrópico quanto à resistência e praticamente isotrópico quanto à deformabilidade para os níveis de deformação axiais analisados. O solo maduro apresentou comportamento isotrópico quanto à resistência e anisotrópico quanto à deformabilidade.

Gobbi (2005) realizou uma série de ensaios triaxiais drenados para o estudo da anisotropia de resistência ao cisalhamento e deformabilidade do solo residual de gnaiss de Porto Alegre. Os ensaios foram realizados para diferentes ângulos (α) entre o bandamento micáceo e a direção

da tensão principal maior. Os ângulos foram fixados em 0°, 90° e 55°, correspondente ao bandamento na orientação vertical, horizontal e ao do bloco indeformado amostrado em campo, respectivamente. Foram realizados também ensaios triaxiais com amostras reconstituídas, preparadas com volume específico similar ao das amostras indeformadas.

De acordo com o autor, diferente dos solos residuais de gnaiss estudados em outras partes do Brasil, o solo residual de gnaiss de Porto Alegre apresenta de forma inequívoca a anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, devido à estrutura herdada da rocha matriz. A anisotropia de resistência foi constatada pela diferença dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para cada orientação entre o bandamento e a geratriz do pistão do equipamento triaxial. Estes parâmetros estão apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaiss de Porto Alegre

Orientação do Bandamento	α	Nomenclatura	c' (kPa)	ϕ' (°)
De campo	55	IC	7,73	26,72
Horizontal	90	IH	2,79	32,78
Vertical	0	IV	11,55	28,55
-	-	R*	3,62	29,41

(*) Amostra reconstituída

Fonte: Gobbi (2005)

Conforme Gobbi (2005), os ensaios IC apresentaram um ângulo de atrito interno efetivo inferior aos ensaios IV e IH, e até mesmo inferior ao obtido em ensaios R. O autor acredita que este comportamento ocorreu devido o realinhamento das partículas micáceas junto à zona de cisalhamento e que para as outras direções estudadas, este realinhamento não foi observado.

Outro aspecto importante desta pesquisa refere-se à dependência da resistência ao cisalhamento com a mineralogia do solo residual. As partículas de biotita que compõem uma das bandas do solo residual de gnaiss são mais frágeis e deformáveis que partículas de quartzo e feldspato presentes em outra parte da estrutura.

2.5.2 Rochas Brandas

Costa (2009) realizou a caracterização geológica e geotécnica do minério hematítico friável, litotipo predominante nas minas de minério de ferro, localizadas na borda oeste do

Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. As minas pesquisadas foram as seguintes: Mina de Águas Claras, Mina do Tamanduá, Mina da Mutuca e Mina do Pico.

Para avaliar a anisotropia de resistência do minério hematítico friável, o autor utilizou os resultados de 35 ensaios de compressão triaxial, dos tipos drenados e não drenados, realizados em campanhas, ao longo dos anos, nas minas supracitadas e em diferentes laboratórios de modo a obter o maior número de ensaios possíveis da mesma tipologia. No geral, os ensaios foram realizados nas direções paralela, perpendicular e oblíqua à principal direção de anisotropia e em vários níveis de tensão confinante, sendo utilizado o programa *RocData* (*RocScience*) no tratamento dos resultados desses ensaios.

De acordo com o autor, devido à inexistência de uma quantidade significativa de ensaios com a descrição exata da condição da anisotropia e da direção do cisalhamento, os ensaios utilizados não puderam determinar, com precisão, os diferentes parâmetros para a direção paralela e perpendicular à anisotropia. Neste caso, o autor obteve apenas uma faixa de variação dos resultados como visto na Tabela 2.6, podendo ser entendido, portanto, a equivalência: $\sigma'_3 < 500$ kPa, valores dos parâmetros de resistência paralelos à direção de anisotropia; $\sigma'_3 > 500$ kPa, valores dos parâmetros de resistência perpendiculares à direção de anisotropia e todos os σ'_3 , isotrópico.

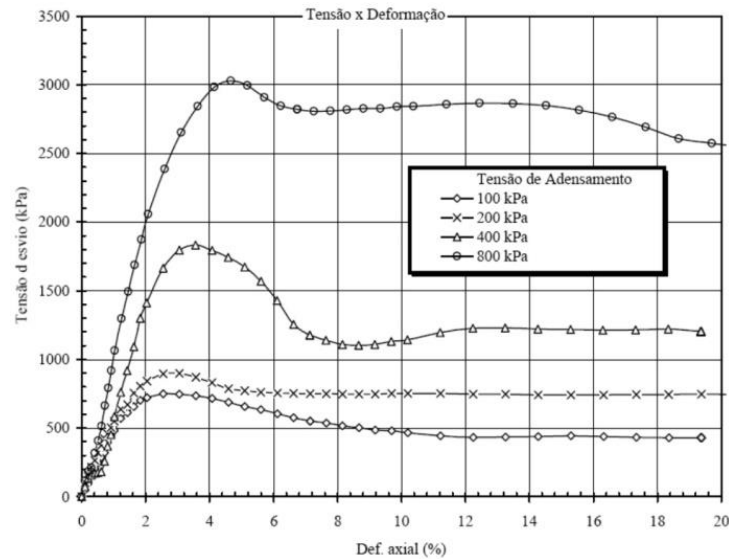
Tabela 2.6 – Resumo dos parâmetros obtidos para o critério de Mohr Coulomb no programa *RocData* do minério hematítico friável

Condição do Ensaio em Relação à Direção de Anisotropia	Coesão (c) (kPa)	Ângulo de Atrito (ϕ) (°)
Paralelo	70	33
Perpendicular	92	33
Isotrópico	65	34

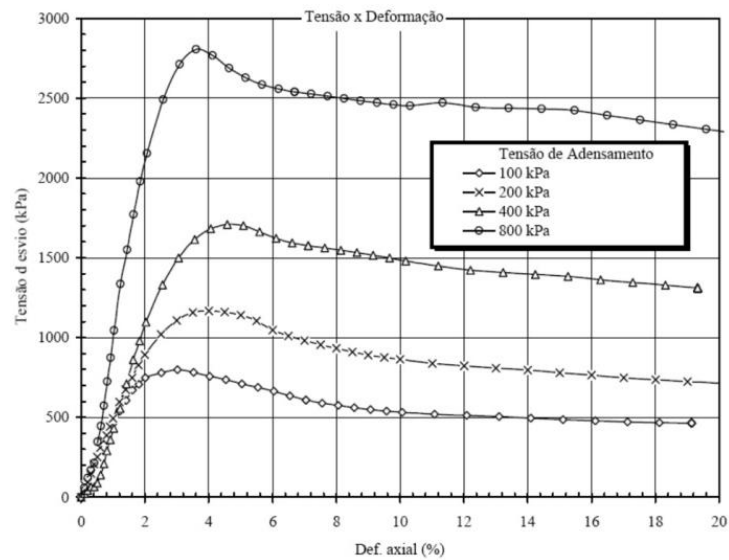
Fonte: Costa (2009)

Costa (2009) notou que para $\sigma'_3 > 500$ kPa (perpendicular à direção de anisotropia) o ajuste forneceu um valor mais alto de c, como era de se esperar devido ao ajuste da reta de Coulomb. Além disso, o valor de ϕ foi o mesmo para σ'_3 menor e maior que 500 kPa, quando a tendência teórica seria que ϕ diminuísse com o aumento de σ'_3 . Observou-se, também, uma maior dispersão para os valores de c em relação aos valores obtidos para ϕ .

As curvas tensão versus deformação (Figura 2.23) resultante dos ensaios avaliados pelo autor permitiram observar algumas características no que diz respeito ao comportamento mecânico do minério hematítico friável, quanto às amostras moldadas com a anisotropia paralela à direção do ensaio (Figura 2.23 (a)) e em amostras moldadas com a anisotropia perpendicular à direção do ensaio (Figura 2.23 (b)).



(a)



(b)

Figura 2.23 – Curvas tensão versus deformação em amostras de minério hematítico friável moldadas: (a) com anisotropia paralela à direção do ensaio; (b) com anisotropia perpendicular à direção do ensaio (COSTA, 2009)

Segundo Costa (2009), algumas curvas observadas nas Figuras 2.23 (a) e (b) apresentaram um pico de ruptura e perda de resistência no pós-pico, típicos de materiais frágeis, sendo mais

bem observado nas curvas para maior tensão confinante, isto é, acima de 400 kPa, podendo representar uma diminuição do índice de vazios com o aumento da tensão confinante. O autor esperava esse comportamento para os minérios hematíticos friáveis brechados e bandados devido, principalmente, a composição areno siltosa e altos níveis de porosidade.

Silva (2006) estudou a estabilidade do talude da Mina do Pico, localizada na porção sudoeste do Quadrilátero Ferrífero. Para verificar a influência da xistosidade nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de algumas das principais litologias típicas da Mina do Pico, o autor realizou ensaios de cisalhamento direto nas direções paralela e perpendicular à xistosidade, na umidade natural e na direção perpendicular à xistosidade, na condição inundada. A Tabela 2.7 apresenta a descrição das amostras ensaiadas e os parâmetros de resistência ao cisalhamento referente aos valores de pico encontrados através dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de algumas das principais litologias típicas da Mina do Pico

Amostra	Descrição	Direção de Carregamento	Condição	c' (kPa)	ϕ' (°)
Filito Dolomítico	Cor ocre, completamente alterada, sem bandamento marcante.	Paralela à xistosidade	Natural	83	32
		Perpendicular à xistosidade	Natural	84	29
Filito Dolomítico	Cor amarela, completamente alterada, apresentando algum bandamento.	Inundada		38	29
		Paralela à xistosidade	Natural	100	23
Filito Dolomítico	Cor amarela, completamente alterada, apresentando algum bandamento.	Perpendicular à xistosidade	Natural	280	13
		Inundada		24	28
<i>Metachert</i>	Branco arenoso, foliação obliterada e pouco presente.	Paralela à xistosidade	Natural	*	*
		Perpendicular à xistosidade	Natural	97	35
Filito Sericítico	Com foliação marcante, branco, material argiloso caulinitizado, níveis métricos, pouco arenoso, bandamento incipiente.	Inundada		28	30
		Paralela à xistosidade	Natural	27	46
Filito Sericítico	Com foliação marcante, branco, material argiloso caulinitizado, níveis métricos, pouco arenoso, bandamento incipiente.	Perpendicular à xistosidade	Natural	69	44
		Inundada		23	33
Quartzito	Branco, granulometria de fina a média, com bandamento marcante e xistosidade, níveis sericíticos centimétricos. Estruturas primárias.	Paralela à xistosidade	Natural	16	37
		Perpendicular à xistosidade	Natural	45	39
			Inundada	28	33

(*) Parâmetros ausentes por não haver xistosidade bem definida.

Fonte: Silva (2006)

Silva (2006) constatou uma redução da coesão nos ensaios realizados na direção paralela à xistosidade em relação à direção perpendicular à xistosidade, sem alteração significativa nos ângulos de atrito. Além disso, ao comparar os resultados obtidos com o carregamento perpendicular à xistosidade, a inundação das amostras contribuiu decisivamente para a perda da coesão aparente, o que provocou uma redução apreciável na coesão. O autor concluiu que a anisotropia dos materiais estudados influencia em muito nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Carneiro (2013) realizou a caracterização das propriedades mecânicas e hidrogeológicas dos maciços rochosos e solos existentes nas áreas das cavas das Minas Alegria Centro e Alegria Sul, localizadas na borda leste do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. O autor realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras de Itabirito anfibolítico martítico, Itabirito anfibolítico goethítico e Itabirito martítico especularítico, nas condições de umidade natural e inundada. A moldagem dos corpos de prova foi efetuada de duas maneiras: com a foliação paralela ao plano de ruptura e com a foliação oblíqua ao plano de ruptura, formando um ângulo entre 50° e 60° com a horizontal. A Tabela 2.8 apresenta os resultados obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 2.8 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos diferentes itabiritos das Minas Alegria Centro e Alegria Sul

Amostra	Posição da Foliação	Condição	c' (kPa)	ϕ' (°)
Itabirito Anfibolítico Martítico	Paralela	Natural	19	41,1
		Inundada	0	42,5
Itabirito Anfibolítico Goethítico	Paralela	Natural	40,2	36,8
		Inundada	19,3	38,5
	Oblíqua	Natural	0	48,9
		Inundada	0	45,1
Itabirito Martítico Especularítico	Paralela	Natural	235,47	20,6
		Inundada	37,35	39,9
	Oblíqua	Natural	73,8	62,9
		Inundada	99,7	34,2

Fonte: Carneiro (2013)

Segundo Carneiro (2013), a foliação atua na anisotropia de resistência da matriz de solo e de rocha branda, onde a posição desta estrutura em relação ao talude condiciona a adoção de parâmetros de resistência que devem ser considerados, se paralelo ou oblíquo à foliação.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO

A Mina de Águas Claras (MAC) está localizada no município de Nova Lima, na mega unidade geomorfológica denominada Quadrilátero Ferrífero (QF), dentro da Região Metropolitana da cidade de Belo Horizonte, capital do estado de Minas Gerais. A cava está situada a cerca de 10 km do centro da capital mineira. A Figura 3.1 mostra a localização da mina.

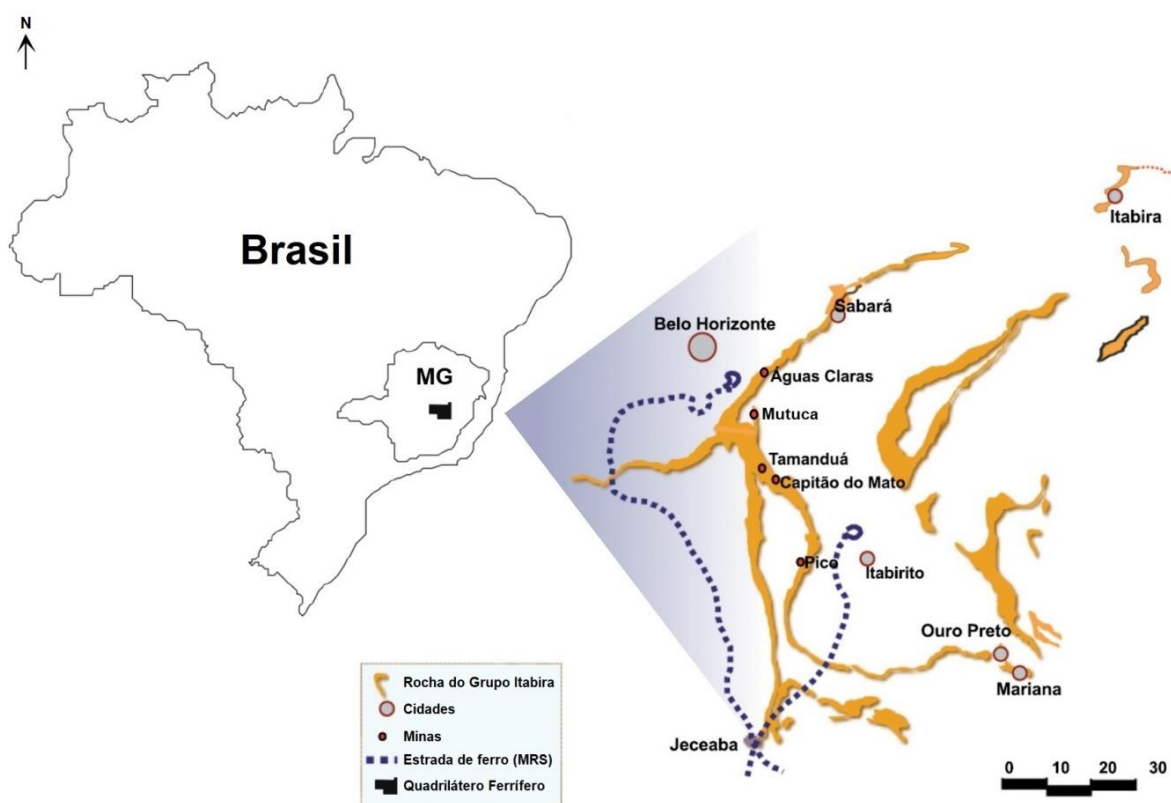


Figura 3.1 – Mapa de localização da MAC (adaptado de COSTA et al., 2009)

A extração de minério de ferro na MAC começou em 1973 e foi operada pela MBR até 2002, quando se encerrou o ciclo produtivo. Ao longo de 29 anos de vida útil, a mina produziu 290 milhões de toneladas de hematita, com teor médio de 68% de ferro, além disso, movimentou 170 milhões de toneladas de material estéril, transportados e dispostos em 6 pilhas de estéril (FLORES; LIMA, 2012). Em 2006, a MAC foi adquirida pela Vale Mineração S. A.

As operações de lavra executadas na mina a céu aberto, pelo método convencional deram origem à formação de uma cava final com 1.200 metros de comprimento, 800 metros de largura e aproximadamente 450 metros de profundidade (FLORES; LIMA, 2012). Com a paralização do bombeamento da água do fundo da cava, a área de lavra começou a ser naturalmente preenchida, dando início à recuperação do nível de água do aquífero Cauê (GRANDCHAMP, 2003).

Em 29 de abril de 1992 ocorreu uma ruptura no talude localizado na porção oeste da cava, que afetou a crista da Serra do Curral, na região conhecida como Morro do Patrimônio. A ruptura mobilizou um volume de aproximadamente 2 milhões de toneladas de material que se deslocaram a uma distância de até 500 metros da face do talude. Para maiores informações a respeito do histórico de deslizamento do Morro do Patrimônio podem ser obtidos nos trabalhos de Soares (1996) e Franca (1997). A Figura 3.2 mostra a vista da MAC antes da ruptura (Figura 3.2 (a)) e após a ruptura (Figura 3.2 (b)). A ruptura ocorreu no contato entre os materiais geológicos presentes no talude, mais especificamente entre as camadas de itabirito silicoso e itabirito médio.



(a)



(b)

Figura 3.2 – Vista da MAC: (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura (COSTA, 2009)

Com o passar dos anos, a face do talude da mina exposta pela ruptura foi acometida por processos erosivos, tendo como consequência o aparecimento de ravinas e voçorocas, as quais começaram a comprometer a geometria do pico da Serra do Curral, que é tombado como patrimônio histórico e cultural.

Diante do cenário de instabilidade de parte do terreno da MAC, e a fim de conter o avanço da erosão, foram iniciadas em 2014 obras de recuperação da cava da MAC com a utilização de solo/rocha grampeada com faceamento de malha metálica de alta resistência, além da construção de canais de drenagem e sementeira para revegetação, e concluídas no primeiro semestre de 2017.

3.2 GEOLOGIA REGIONAL

A MAC situa-se na porção noroeste do QF, a principal província mineral produtora de ferro no Brasil. O QF está localizado na borda sul do Cráton do São Francisco (CSF) (ALMEIDA, 1977), uma unidade geotectônica de idade Brasileira cercada por cinturões orogênicos vergentes para seu interior. O QF possui aproximadamente 7.000 km² e compreende uma área entre os municípios de Belo Horizonte, Santa Bárbara, Congonhas do Campo e Mariana. A Figura 3.3 mostra o mapa simplificado do QF, com a localização da MAC.

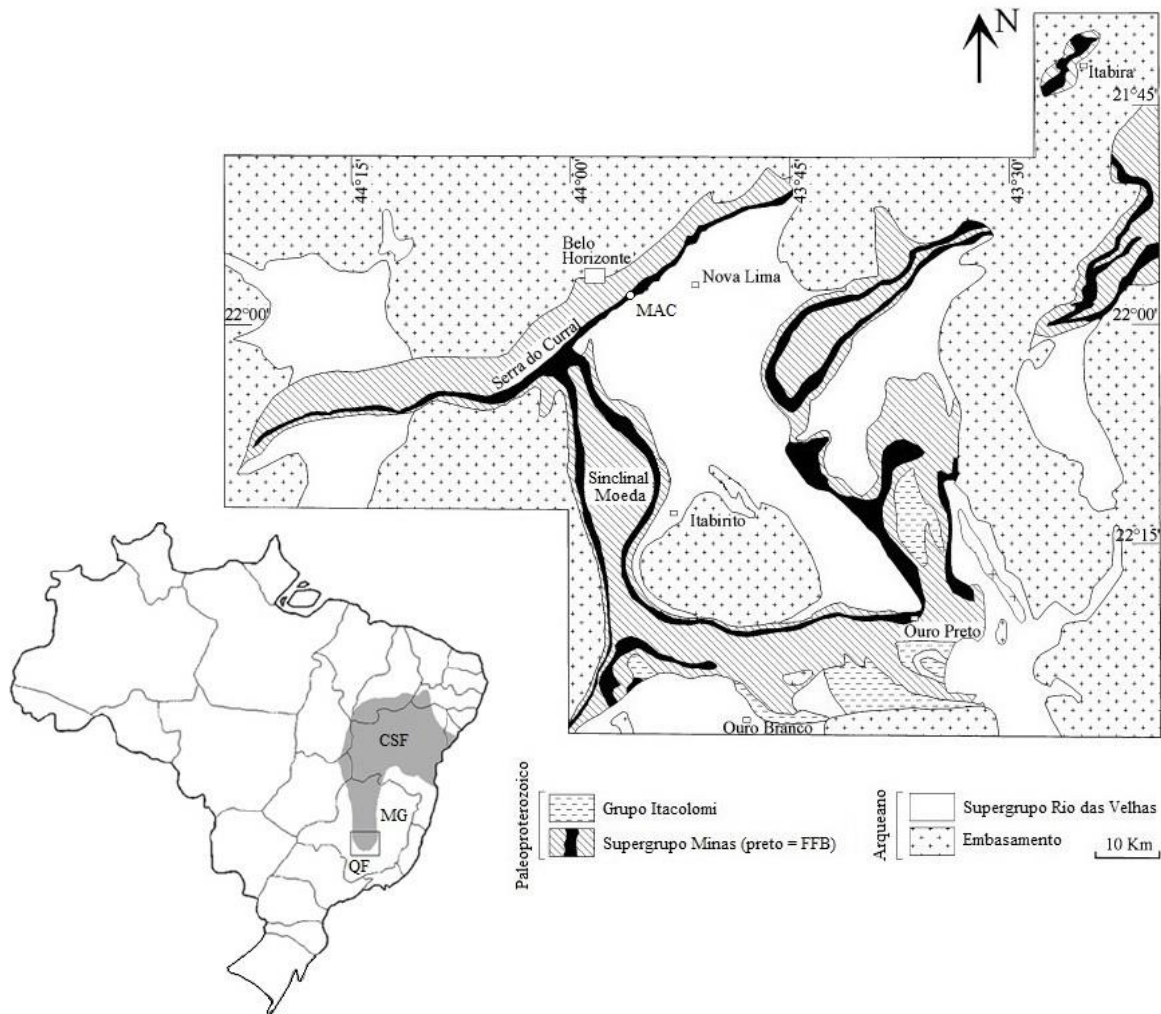


Figura 3.3 – Mapa geológico simplificado da região do QF na margem sul do CSF. Localização da MAC indicada pelo círculo branco (adaptado de ALKMIM; MARSHAK, 1998)

O arcabouço geológico do QF consiste, de acordo com o trabalho de Baltazar et al. (2005), desenvolvido com base na divisão estratigráfica formal proposta por Dorr et al. (1957) e Dorr (1969), com algumas modificações propostas por outros autores e pelos próprios autores, em decorrência de revisões posteriores, em seis principais unidades estratigráficas, denominadas da base para o topo como: Terrenos Granito-Gnáissicos Arqueanos, Supergrupo Rio das Velhas, Supergrupo Minas, Grupo Itacolomi, Supergrupo Espinhaço e Coberturas Sedimentares Recentes. O Quadro 3.1 apresenta as unidades que compõem a coluna estratigráfica do QF, bem como suas principais litologias.

Os Terrenos Granito-Gnáissicos Arqueanos são as unidades mais antigas do QF, referidos informalmente como Complexos Metamórficos e constituem o embasamento regional (CARNEIRO et al., 1995). Sobrepostos a esses estão as típicas sequências *Greenstone Belt*

(ALKMIM; NOCE, 2006) representadas no QF por rochas vulcanossedimentares Arqueanas do Supergrupo Rio das Velhas. O Supergrupo Rio das Velhas, definido originalmente como Série Rio das Velhas (DORR et al., 1957) divide-se, da base para o topo, nos grupos Quebra Osso (SCHORSCHER, 1978), Nova Lima e Maquiné (DORR et al., 1957), este subdividido em Formação Palmital (O'ROURKE, 1957 apud DORR, 1969) e Formação Casa Forte (GAIR, 1962).

As sequências de rochas metassedimentares clásticas e químicas Proterozoicas do QF são denominadas Supergrupo Minas. O Supergrupo Minas, definido originalmente como Série Minas (DORR et al., 1957) divide-se, da base para o topo, no Grupo Caraça, subdividido em Formação Moeda (WALLACE, 1958) e Formação Batatal (MAXWELL; SIMMONS, 1958); Grupo Itabira, subdividido em Formação Cauê (DORR, 1958a) e Formação Gandarela (DORR, 1958b); Grupo Piracicaba, subdividido em Formação Cercadinho (POMERENE, 1958a), Formação Fecho do Funil (SIMMONS, 1958), Formação Taboões (POMERENE, 1958b) e Formação Barreiro (POMERENE, 1958c) e Grupo Sabará (RENGER et al., 1994).

Sob o ponto de vista econômico, a Formação Cauê do Grupo Itabira é a unidade mais importante no QF devido aos seus depósitos de minérios de ferro. A Formação Cauê é uma sequência composta por FFBs do tipo Lago Superior metamorfizadas de baixo a médio grau (itabiritos) (SPIER et al., 2003).

No trabalho de Baltazar et al. (2005), o Grupo Tamanduá (SIMMONS; MAXWELL, 1961), posicionado na base do Grupo Minas por Dorr (1969), tem seus quartzitos incluídos em parte no Grupo Nova Lima, Grupo Caraça (Formação Moeda), Grupo Itacolomi e Supergrupo Espinhaço (Formação Cambotas). O Grupo Itacolomi, redefinido como Série Itacolomi (GUIMARÃES, 1931 apud DORR, 1969) é composto, segundo Dorr (1969) por duas fácies, uma quartzítica e outra filítica. Baltazar et al. (2005), estabeleceram as fácies quartzíticas como Grupo Itacolomi indiviso e as fácies filíticas como Formação Santo Antônio. De acordo com Baltazar et al. (2005), as rochas do Supergrupo Espinhaço presentes no QF são pertencentes à Formação Cambotas, que inclui os quartzitos das Serras das Cambotas e Tamanduá. As Coberturas Sedimentares Recentes são representadas no QF por depósitos de coberturas cenozoicas.

Quadro 3.1 – Coluna estratigráfica simplificada do QF

Idade	Supergrupo	Grupo	Formação	Litologia	
Fanerozoico	Coberturas Sedimentares Recentes			Argilas lateríticas com alto teor em titânio e localmente com presença de conglomerado basal, canga, arenitos e argilitos, concentrações supergênicas de óxidos de ferro e concreções ferruginosas, argilas, cascalhos fluviais e sedimentos lacustres e de enchimento de vales, depósitos aluvionares, eluvionares e coluvionares e depósitos aluvionares de areia, argila e cascalho.	
Proterozoico	Espinhaço	Conselheiro Mata	Cambotas	Quartzitos, quartzitos sericíticos e finas lentes de conglomerado de formação ferrífera.	
	-	Itacolomi	Indiviso	Quartzitos com lentes de conglomerado polimítico e filito.	
	Minas		Sabará	Indiviso	Mica xisto e clorita xisto com intercalações de metagrauvaca, quartzito, quartzito feldspático, quartzito ferruginoso, formação ferrífera e metaconglomerado.
				Piracicaba	Barreiro
			Taboões		Quartzito de granulometria muito fina.
			Fecho do Funil		Filito dolomítico, dolomito argiloso, dolomito silicoso e filito. Ocorrem também silito e lentes de dolomito impuro.
			Cercadinho		Filito, quartzito e quartzito ferruginoso.
			Itabira	Gandarela	Dolomitos, mármore, filitos e itabiritos dolomíticos com intercalações de hematita e zonas manganíferas.
				Cauê	Itabiritos com lentes subordinadas de dolomito, hematita compacta e friável, filitos e mármore.
			Caraça	Batatal	Filitos sericíticos, filitos grafitosos e localmente contêm clorita e sedimentos carbonáticos. Ocorrem no topo desta formação, intercalações de <i>metachert</i> e delgadas lentes de hematita.
				Moeda	Quartzito sericítico de granulometria fina a grossa, com lentes de conglomerado, filito arenoso e quartzito sericítico de granulometria fina a grossa com lentes de filito arenoso.
			Arqueano	Rio das Velhas	Maquiné
	Palmital	Quartzito sericítico, quartzo-sericita xisto e xisto carbonoso subordinado, representando metarenito, metagrauvaca e metargilito.			
Nova Lima	Indiviso	Xisto verde metassedimentar e metavulcânico e filito com intercalações de quartzito, grauvaca, dolomito, talco xisto e formação ferrífera.			
Quebra Osso	Indiviso	Metakomattiíto peridotítico, metakomattiíto, serpentinito, formação ferrífera, <i>metachert</i> , turmalinito e filito carbonoso.			
Terrenos Granito-Gnáissicos					Tonalitos migmatizados a gnaisses granodioríticos. Ocorrem intrusivos nestes gnaisses, variados corpos granitóides e rochas básicas e metabásicas.

Fonte: Adaptado de Baltazar et al. (2005)

A Figura 3.4 mostra a coluna estratigráfica do QF proposta por Alkmim e Marshak (1998), onde as unidades litoestratigráficas que compõem o QF são cortadas por diques máficos.

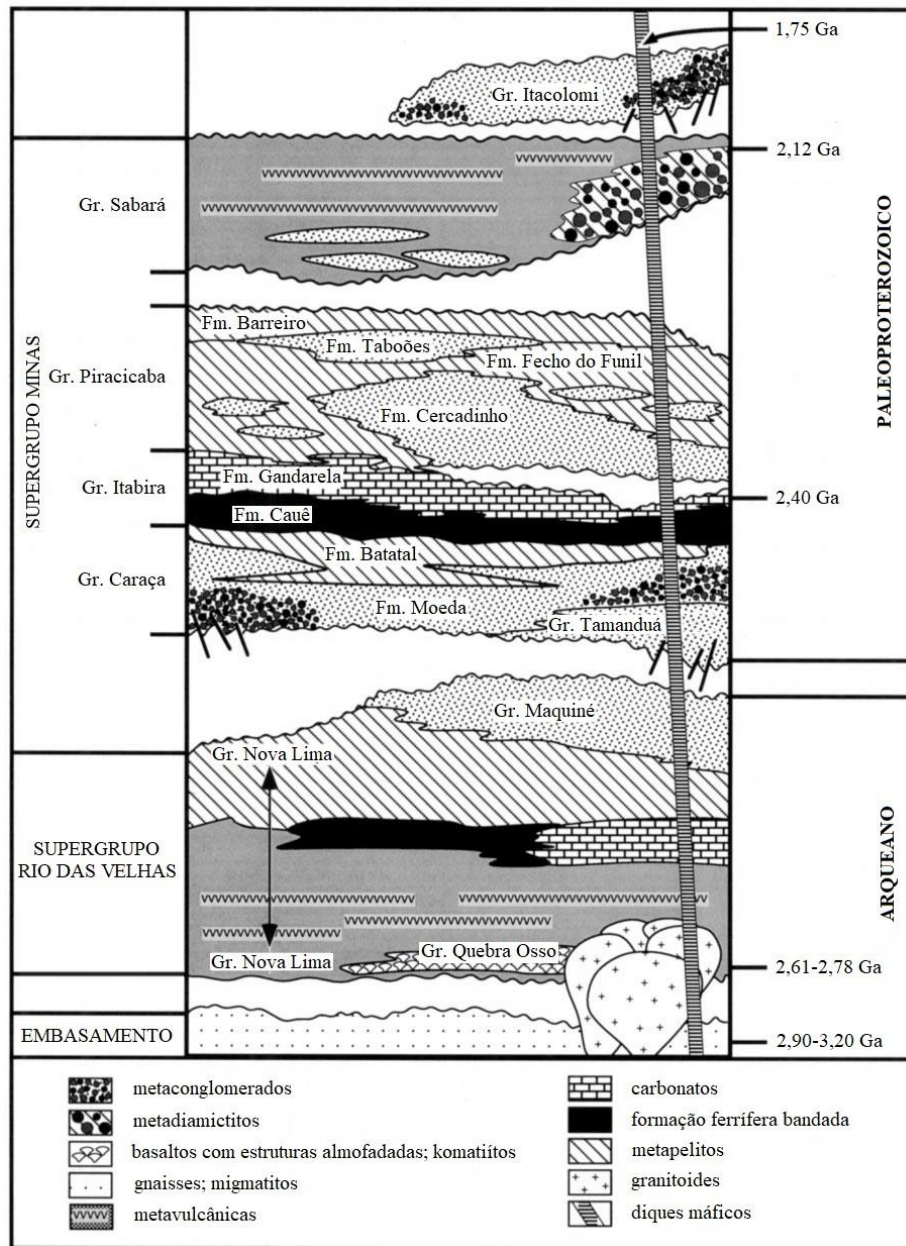


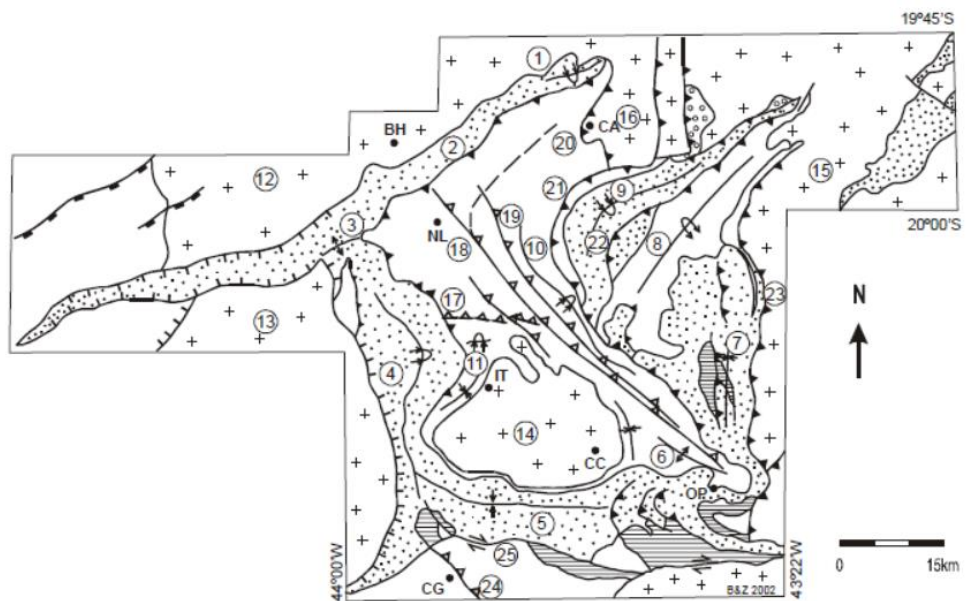
Figura 3.4 – Coluna estratigráfica do QF (adaptado de ALKMIM; MARSHAK, 1998)

Em relação à evolução tectônica do QF, Alkmim e Marshak (1998) e Silva et. al. (2005) descrevem três eventos de deformação distribuídos em cinco episódios: Evento Rio das Velhas ou Evento Arqueano, associado às deformações D1 e D2; Evento Transamazônico, associado às deformações D3 e D4 e Evento Brasileiro, associado à deformação D5. Esses eventos estão sintetizados no Quadro 3.2. As estruturas geradas por cada um dos eventos conferem ao QF sua complexidade estrutural, conforme mostrado na Figura 3.5.

Quadro 3.2 – Síntese de evolução tectônica do QF

Evento	Deformação	Interpretação
Evento Rio das Velhas ou Evento Arqueano	D1	Deformação mais antiga registrada no <i>Greenstone Belt</i> Rio das Velhas, com transporte de N para S afetando o embasamento granito-gnáissico, o Grupo Nova Lima e a Formação Palmital do Grupo Maquiné.
	D2	Extensos lineamentos estruturais que são falhas de empurrão, com importante componente direcional sinistral, orientadas segundo NW-SE.
Evento Transamazônico	D3	Orógeno contraccional paleoproterozoico com transporte de massa de SE para NW.
	D4	Colapso orogênico, extensional, regional e com o posicionamento de domos granito-gnáissicos.
Evento Brasileiro	D5	Relacionado a rampas oblíquas e frontais dos <i>fronts</i> de empurrão. Tectônica tangencial, compressional, rotacional, dúctil a dúctil-rúptil, dirigida de E para W.

Fonte: Adaptado de Alkmim e Marshak (1998) e Silva et. al. (2005)



LEGENDA

	Supergrupo Espinhaço		Falha de empurrão D1		Anticinal, anticinal invertido
	Grupo Itacolomi		Falha de empurrão D2		Sinclinal, sinclinal invertido
	Supergrupo Minas		Falha de empurrão D3		
	Supergrupo Rio das Velhas		Falha normal D4		
	Complexos Granito-gnáissicos		Falha de empurrão D5		
			Falha transcorrente		

Dobras: 1 - Sinclinal Piedade, 2 - Homoclinal Serra do Curral, 3 - Anticinal da Serra do Curral, 4 - Sinclinal Moeda, 5 - Sinclinal Dom Bosco, 6 - Anticinal de Mariana, 7 - Sinclinal Santa Rita, 8 - Anticinal Conceição, 9 - Sinclinal Gandarela, 10 - Sinclinal Vargem do Lima, 11 - Sinclinal dos Andaimos. Complexos granito-gnáissicos: 12 - Belo Horizonte, 13 - Bonfim, 14 - Baçã, 15 - Santa Bárbara, 16 - Caeté. Falhas: 17 - Bem-Te-Vi, 18 - São Vicente, 19 - Raposos, 20 - Caeté, 21 - Cambotas, 22 - Fundão, 23 - Água Quente, 24 - Congonhas, 25 - Engenho. Cidades: BH - Belo Horizonte, CC - Cachoeira do Campo, IT - Itabirito, NL - Nova Lima, CA - Caeté, CG - Congonhas, OP - Ouro Preto.

Figura 3.5 – Mapa das principais feições estruturais do QF (adaptado de CHEMALE JUNIOR et al., 1994)

O metamorfismo no QF é descrito como sendo do tipo regional e de contato ou termal (HERZ, 1978). O metamorfismo regional é de baixo grau, variando de fácies xisto verde baixa, na porção oeste da área, com aumento em direção à região leste, onde assume condições de fácies anfibolito baixa à intermediária (HERZ, 1978; PIRES, 1995). As condições de metamorfismo regional, segundo estudos geotermométricos e geobarométricos realizados, revelaram temperaturas entre 300 e 600 °C e pressões estimadas entre 3 e 5 kbar (PIRES, 1995).

O metamorfismo termal está relacionado à fase extensional de colapso orogênico descrita para a área, que resultou no soerguimento dos domos do embasamento. Como consequência desse evento, o metamorfismo de fácies anfibolito baixa à intermediária ocorre no contato entre as sequências supracrustais e os domos do embasamento (MARSHAK; ALKMIM, 1989).

Embora as unidades do QF tenham sofrido os efeitos de vários eventos tectônicos, essas unidades podem ser separadas em zonas de baixa intensidade de deformação (ZBD), ocorrem a oeste do QF, e em zonas de alta intensidade de deformação (ZAD), ocorrem a leste do QF. As ZBD apresentam estruturas de origem sedimentar e diagenética com mineralogia original preservada em alguns corpos de minério, enquanto as ZAD apresentam corpos de minério com estruturação variada, que se reflete nas diferentes texturas encontradas (ROSIÈRE et al., 1993).

Em relação às formações ferríferas do QF, o aumento do grau de metamorfismo está relacionado com o aumento do tamanho dos grãos de óxidos de ferro e quartzo. No metamorfismo intermediário, ocorrem algumas alterações, como a hematita em hematita especular, mas a mudança mais importante é no aumento do tamanho de grãos de quartzo em camadas de *chert* relativamente puro (HERZ, 1978).

3.3 GEOLOGIA LOCAL

A MAC hospeda as FFBs Paleoproterozoicas do tipo Lago Superior, conhecidas localmente como itabiritos. De acordo com a descrição de Spier et al. (2003), a estratigrafia da área da MAC é composta por rochas metassedimentares clásticas das Formações Moeda e Batatal (Grupo Caraça) e por rochas metassedimentares químicas da Formação Cauê (Grupo Itabira). O contato entre as unidades estratigráficas é gradacional (SPIER et al., 2007).

Os quartzitos da Formação Moeda e os filitos da Formação Batatal ocorrem ao sul da mina e o contato gradacional entre essas formações é marcado por interpenetração de lentes de quartzito grosso e fino. Na sequência mais elevada, as lentes de quartzito fino são intercaladas com filito sericítico, o qual se torna predominante, além disso, ocorrem localmente lentes de filito grafítico com cristais de pirita intercalados dentro do filito sericítico (SPIER et al., 2007).

O contato gradacional entre os sedimentos clásticos da Formação Batatal e os sedimentos químicos da Formação Cauê é marcado pelo aparecimento de dolomita na Formação Batatal, onde o conteúdo de dolomita aumenta acentuadamente para cima na Formação Cauê formando dolomito argiloso. As lentes de *metachert* variam em espessura de dezenas de centímetros a metros e ocorrem dentro da dolomito argiloso e em quartzo itabirito (SPIER et al., 2007).

O contato entre a dolomito argiloso e Itabirito dolomítico é caracterizado por uma complexa zona de transição de aproximadamente 10 metros de espessura, onde dolomito argiloso, dolomito ferruginoso e *metachert*/quartzo itabirito ocorrem intercalados (SPIER et al., 2007).

O início da sequência do Itabirito dolomítico é marcado pelo aparecimento de bandas centimétricas de óxidos de ferro, sendo estas primeiras bandas de óxido de ferro mais finas do que as bandas de carbonato predominantes (SPIER et al., 2003). O Itabirito dolomítico é mais comum do que o quartzo itabirito, o qual ocorre apenas ao norte da mina e o contato entre essas rochas é gradacional e marcado pelo aparecimento de quartzo no itabirito dolomítico e por pequenas lentes de quartzo itabirito dentro do Itabirito dolomítico (SPIER et al., 2007). Além disso, pode ser observado o contato gradacional entre as Formações Cauê e Gandarela (SPIER et al., 2003).

Segundo Gobbi et al. (2015), a última atualização geológica da superfície da cava da MAC foi realizada em 2014 e na ocasião, foi constatado que o talude era composto unicamente por itabirito friável e médio, pois naquele mapeamento não foi possível acessar o talude, visto as suas condições de segurança. No entanto, após o início das obras de estabilização da cava, foi possível afirmar que além do material descrito ocorrem também itabirito compacto, lentes de hematita compacta e canga. A Figura 3.6 apresenta o mapa geológico da cava da MAC.

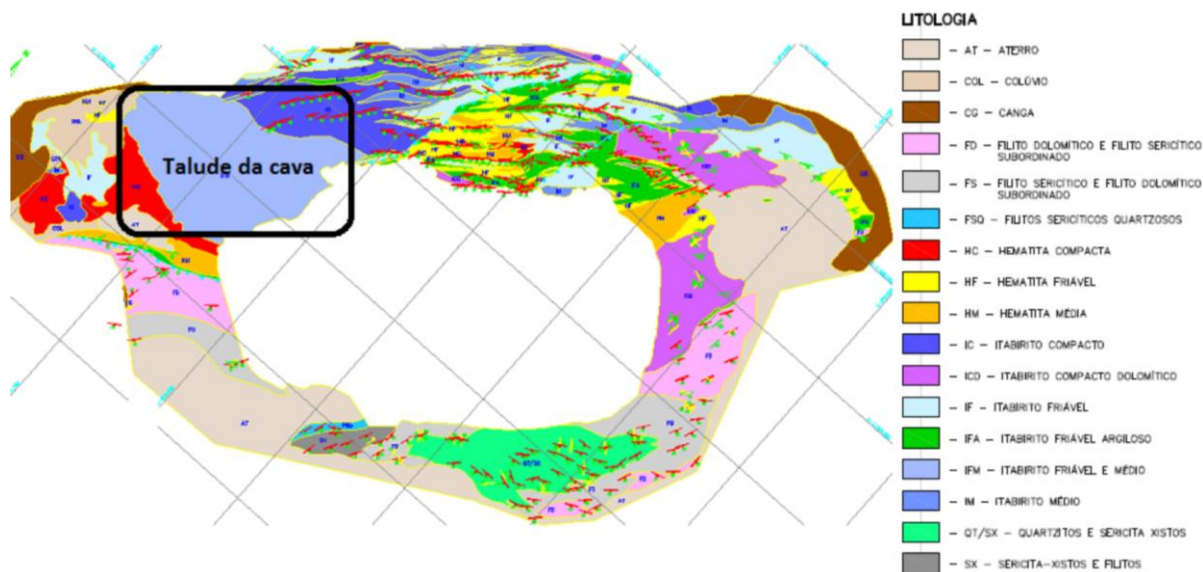


Figura 3.6 – Mapa geológico da cava da MAC (BVP, 2014 apud GOBBI et al., 2015)

Em termos estruturais, a MAC está localizada no segmento nordeste do homoclinal Serra do Curral (Figura 3.5) de direção NE-SW, com aproximadamente 100 km de extensão, constituindo o limite norte do QF (SPIER et al., 2007).

Os Grupos Caraça, Itabira e Piracicaba do Supergrupo Minas estão presentes ao longo de praticamente toda a extensão da Serra do Curral como uma sequência invertida e sem repetições de unidades (CHEMALE JUNIOR et al., 1994). A sequência estratigráfica invertida, assim como as estruturas sedimentares localmente preservadas do homoclinal, representa um remanescente do flanco invertido de um anticlinal vergente para noroeste (POMERENE, 1964, DORR, 1969, PIRES, 1979, ALKMIM; MARSHAK, 1998).

No segmento norte da Serra do Curral, as rochas são fortemente deformadas e rotacionadas à esquerda da sua posição original. As extensas zonas de cisalhamento ocorrem no contato entre as rochas do Supergrupo Minas e Supergrupo Rio das Velhas (CHEMALE JUNIOR et al., 1994). Apesar de altamente deformadas, as rochas do Supergrupo Minas foram submetidas apenas ao metamorfismo de fácies xisto verde (PIRES, 1995).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os procedimentos adotados para o desenvolvimento desta dissertação. Em linhas gerais, são descritos os métodos de amostragem e os ensaios de laboratório, destinados à caracterização física e mecânica do Itabirito silicoso friável (ISF) da MAC. A Figura 4.1 apresenta um fluxograma simplificado das etapas da pesquisa.

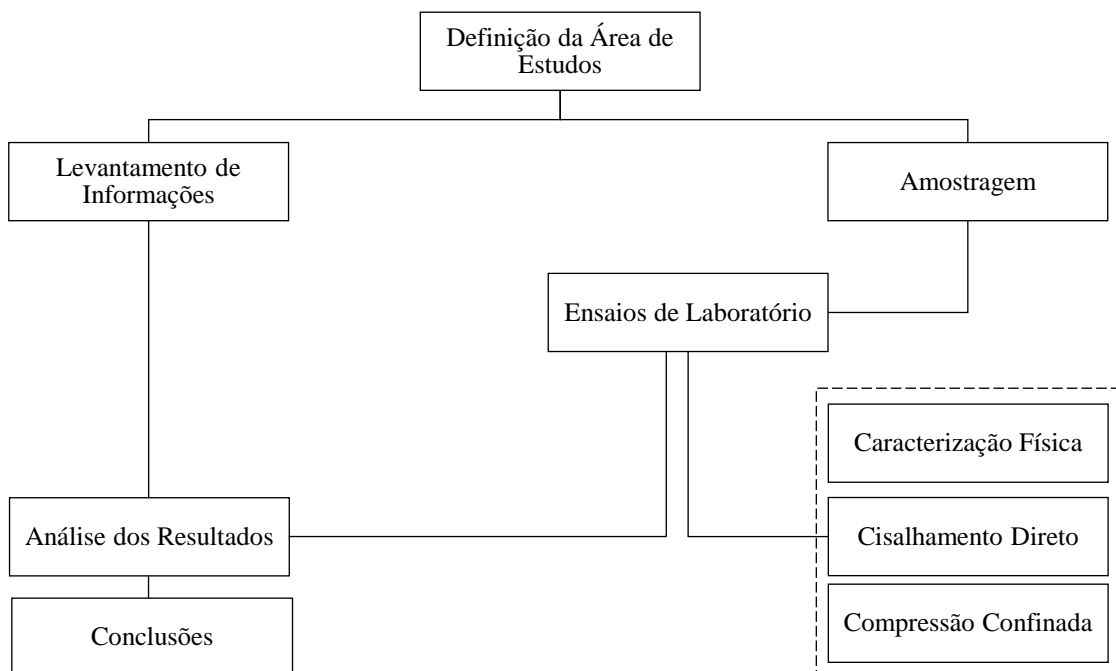


Figura 4.1 – Fluxograma simplificado das etapas da pesquisa (elaborado pela autora)

4.1 AMOSTRAGEM

A amostragem em campo do ISF foi realizada durante as obras de recuperação da cava de MAC e efetuada por membros presentes no acompanhamento técnico da obra. A coleta das amostras foi realizada em diferentes datas, nos meses de abril, agosto e dezembro de 2017. No mês de abril, foram coletados cinco blocos indeformados, cujas dimensões eram de aproximadamente 15 x 15 x 20 cm, retirados a cerca de 1 metro de profundidade.

As amostras, depois de extraídas do talude, eram envolvidas em um filme de PVC e identificadas, isto é, era indicado o topo e a face em relação ao talude, e em seguida

acondicionadas em uma caixa de isopor que se encontrava no interior de uma caixa de madeira, forrada com serragem ligeiramente umedecida, sendo posteriormente transportadas ao Laboratório de Geotecnia (LAGEOTEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). A Figura 4.2 apresenta os blocos indeformados extraídos da cava da MAC, mostrando o acondicionamento das amostras durante o transporte (Figura 4.2 (a)) e o detalhe de identificação das amostras (Figura 4.2 (b)).

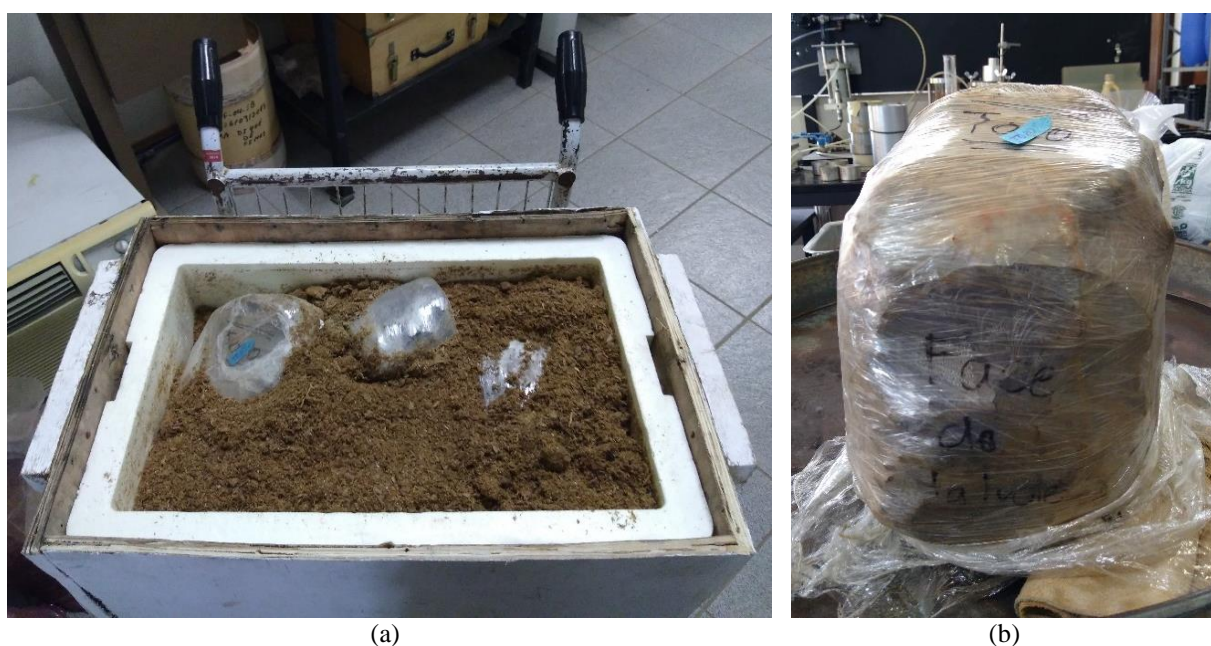


Figura 4.2 – Amostragem dos blocos indeformados: (a) acondicionamento das amostras; (b) identificação das amostras (registrado pela autora)

Entretanto, houve certa dificuldade durante a moldagem dos corpos de prova utilizando esses blocos, uma vez que o material simplesmente se desintegrava ou, por vezes se desintegrava em placas. Diante disso, nas oportunidades seguintes de amostragem, nos meses de agosto e dezembro, optou-se em coletar as amostras diretamente nos anéis de cisalhamento e adensamento. As amostras coletadas nos anéis tiveram os mesmos cuidados de preservação da umidade de campo, ou seja, depois de removidas do talude, as mesmas eram envolvidas em um filme de PVC, em seguida identificadas e colocadas dentro de caixa de papelão com pequenos flocos anti-impacto tipo isopor para proteção durante o transporte. Foram, também, amostradas a uma profundidade de aproximadamente 1 metro. A Figura 4.3 apresenta o local de coleta das amostras em relação à face da cava do talude da MAC.



Figura 4.3 – Local da coleta das amostras em relação à face da cava do talude da MAC

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Com o objetivo de investigar o comportamento mecânico do ISF, o programa experimental desta dissertação compreendeu na realização de ensaios de caracterização física, cisalhamento direto e compressão confinada. A seguir são descritos os métodos empregados na preparação e execução desses ensaios.

4.2.1 Ensaios de Caracterização Física

A caracterização física do ISF foi realizada por meio de ensaios de laboratório e compreendeu na determinação do teor de umidade natural (ω), peso específico real dos grãos (γ_s), análise granulométrica conjunta, limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). Os ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos e recomendações das normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e executados no LAGEOTEC da UFRGS.

A determinação do ω do ISF foi realizado segundo o Anexo A da NBR 6457 (ABNT, 2016). A preparação das amostras para os ensaios de caracterização, também seguiram as especificações da NBR 6457 (ABNT, 2016), onde as amostras foram dispostas em bandejas metálicas, sendo expostas ao ar para secagem até próximo da umidade higroscópica. Após a secagem, as amostras foram destorroadas no almofariz com auxílio de mão de gral.

O γ_s foi determinado conforme o procedimento descrito na NBR 6508 (ABNT, 1984). O peso específico natural (γ_n) foi obtido através da relação entre os pesos e os volumes dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e compressão confinada. Os demais índices físicos, ou seja, peso específico seco (γ_d), índice de vazios (e), grau de saturação (S) e porosidade (η) foram calculados a partir dos índices determinados em laboratório.

Os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, foram realizados de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016). No processo de sedimentação, foram realizados ensaios com o uso de defloculante, como preconizado pela norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 2016) e sem o uso de defloculante. Esses dois métodos têm como objetivo avaliar o efeito da agregação das partículas, já que ao adicionar o defloculante as partículas sedimentam isoladamente e sem o defloculante as partículas agrupadas, como se encontram na natureza, sedimentam mais rapidamente, indicando diâmetros maiores que não são os das partículas, mas sim das agregações. Vale ressaltar, que as amostras preparadas com defloculante foram deixadas em repouso por cerca de 24 horas em um recipiente com 125 cm³ de solução de hexametáfosfato de sódio, após este período de tempo a mistura foi submetida à dispersão para depois dar início a fase de sedimentação. As amostras sem o defloculante foram deixadas em repouso pelo mesmo período de tempo em um recipiente com água destilada. Depois de transcorrido o período mencionado, seguiu-se a metodologia descrita anteriormente.

Para os ensaios de granulometria, optou-se em realizar duas séries utilizando diferentes procedimentos, tanto no peneiramento do material na peneira de 2,0 mm (nº 10) como na lavagem do material na peneira de 0,075 mm (nº 200), a fim de verificar a fragilidade dos grãos do ISF, por meio da energia aplicada em ambas as etapas.

Na série denominada GRA1, depois de previamente seca ao ar e homogeneizada a amostra foi passada na peneira de 2,0 mm. O material retido na peneira foi transferido para o almofariz e destorroado manualmente com auxílio de mão de gral. O destorroamento foi realizado da seguinte maneira: depois de transferido o material retido na peneira para o almofariz, era colocado a ponta da mão de gral em contato com o material e, em seguida, exercido movimentos circulares com a mão de gral sobre o material, acrescidos de pressão firme e uniforme. Após o destorroamento, o material foi passado na peneira de 2,0 mm e o material retido na peneira foi novamente destorroado. Este procedimento repetiu-se várias vezes, até que o operador percebesse que a amostra não sofria mais quebra mediante o destorroamento.

Durante a lavagem do material, proveniente da sedimentação na peneira de 0,075 mm foi utilizado as mãos, pressionando os grãos entre os dedos, de modo a soltar as partículas aderidas aos grãos maiores, bem como desagregar os grãos empregando-se água potável a baixa pressão durante a operação.

Na série denominada GRA2, depois de previamente seca ao ar e homogeneizada a amostra foi passada somente uma vez na peneira de 2,0 mm, não sendo destorroado o material retido na peneira. Durante a lavagem do material, proveniente da sedimentação na peneira de 0,075 mm não foram utilizados as mãos, sendo realizada a lavagem apenas com movimentos circulares de peneiramento, empregando-se água potável a baixa pressão durante a operação.

De acordo com Rigo (2005), o contato manual com o solo pelo operador durante a lavagem do material proveniente da sedimentação gera a quebra de partículas e agregados em virtude da energia utilizada, indicando certa fragilidade dos grãos do solo. Este procedimento resulta, em curvas granulométricas com descontinuidades entre as porções correspondentes ao peneiramento e sedimentação. Para o autor, quando não há contato manual com o solo pelo operador durante o processo de lavagem, as curvas granulométricas não possuem descontinuidades ou apresentam descontinuidades menos acentuadas, indicando certa fragilidade dos grãos mesmo com o emprego de menor energia durante a lavagem.

Foram previstos, inicialmente a realização dos ensaios para a determinação do LL e LP, conforme as normas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente, porém o ISF apresenta características não plásticas.

4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

4.2.2.1 Princípios e aplicação à pesquisa

O ensaio de cisalhamento direto é a técnica mais antiga para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos e se baseia diretamente no critério de Coulomb. A utilização deste ensaio permite a aquisição de resultados, em geral, bastante confiáveis em termos de resistência drenada nas condições de pico e última. O emprego do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas também é muito útil, pois possibilita uma estimativa razoável dos parâmetros de resistência residual.

O ensaio de cisalhamento direto consiste em colocar uma amostra em uma caixa de cisalhamento bipartida, onde se aplica a força normal, aumentando em seguida à força

tangencial, provocando o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura. Na primeira fase do ensaio, em que a tensão normal (σ_n) é aplicada, as condições são análogas as do ensaio de compressão confinada, uma vez que não se permite a deformação lateral.

O resultado de um conjunto de no mínimo três ensaios sob diferentes tensões normais define a envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, a partir da qual se pode determinar o ângulo de atrito interno (ϕ) e o intercepto coesivo (c), ambos em termos de tensões efetivas. Além disso, a tensão cisalhante (τ) pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, na qual permite avaliar qualitativamente o comportamento do solo. O deslocamento vertical registrado durante o ensaio indica se houve diminuição ou aumento de volume do solo durante o cisalhamento.

Apesar da praticidade, o ensaio apresenta certas limitações, tais como o plano de ruptura estará definido a priori e este pode não ser o mais fraco, não é possível determinar os parâmetros de deformabilidade nem do módulo de cisalhamento e não há como controlar a drenagem.

Nesta dissertação foram realizadas duas séries de ensaios de cisalhamento direto: uma série com 18 corpos de prova indeformados e uma série com 8 corpos de prova remoldados, ambas executadas nas condições de umidade natural e inundada. O estudo da anisotropia foi realizado através da variação do ângulo do bandamento dos corpos de prova em relação ao plano horizontal. Para isso, os corpos de prova indeformados foram moldados: (i) com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo (\angle) em relação ao plano horizontal ($\alpha = 82,5^\circ$); (ii) com o bandamento na orientação vertical (V) em relação ao plano horizontal ($\alpha = 90^\circ$) e (iii) com o bandamento na própria orientação horizontal (H) ($\alpha = 0^\circ$). A Figura 4.4 apresenta as diferentes orientações do bandamento com o plano horizontal.

As amostras remoldadas (R) foram preparadas com índice de vazios inicial igual a 0,74 e com teor de umidade de aproximadamente 8%. Esses índices físicos correspondem à média dos valores obtidos nos corpos de prova moldados a partir dos blocos indeformados.

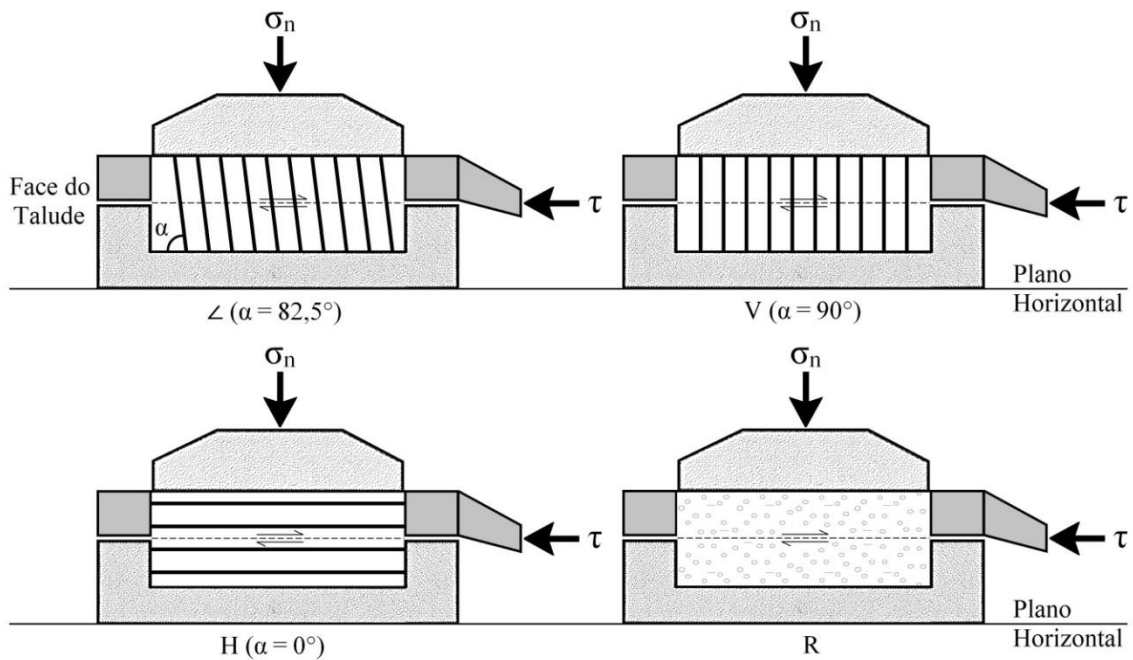


Figura 4.4 – Orientações do bandamento com o plano horizontal nos ensaios de cisalhamento direto de amostras indeformadas e remoldadas de ISF (elaborado pela autora)

4.2.2.2 Equipamento utilizado

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados em uma prensa convencional, do tipo deformação controlada, fabricada pela empresa *Wykeham Farrance Eng. Ltd.* Esse equipamento pertence ao LAGEOTEC da UFRGS. A Figura 4.5 apresenta o equipamento utilizado com detalhe da caixa de cisalhamento desmontada.

Este equipamento ensaia amostras de 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro, onde a σ_n requerida é aplicada através de um pendural e um braço de alavanca. O deslocamento vertical do corpo de prova, assim como o deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento são medidos por meio de um transdutor de deslocamento *Gefran LTM050*, devidamente calibrado. A medição da força de cisalhamento aplicada no corpo de prova é realizada por uma célula de carga *Kratos MM* com capacidade 2 kN, também devidamente calibrada.

O controle e monitoração do ensaio são realizados através da tela de um microcomputador. Todos os transdutores são conectados a um equipamento de aquisição automática de dados, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados é realizado por meio do software *Hewlett Packard HP-VEE*.



Figura 4.5 – Prensa utilizada para a execução dos ensaios de cisalhamento direto com detalhe da caixa de cisalhamento desmontada (registrado pela autora)

4.2.2.3 Preparação das amostras e execução dos ensaios

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos conforme os procedimentos descritos na norma americana D3080/D3080M (ASTM, 2011) e recomendações de Head (1982). No primeiro momento, alguns corpos de prova submetidos aos ensaios de cisalhamento direto foram moldados a partir dos blocos indeformados coletados em campo. Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados anéis metálicos biselados, de seção circular, com diâmetro nominal de 60 mm e altura de 20 mm. Preliminarmente, tomaram-se as medidas do anel, tais como diâmetro, altura e massa. Após, identificado à anisotropia do material procedeu-se o início da cravação do anel no bloco indeformado considerando a orientação do bandamento. Em seguida, com auxílio de espátulas e facas, debastou-se o material no entorno do anel, a fim de prosseguir a cravação em pequenos avanços contínuos até que o anel estivesse totalmente preenchido com a amostra. Depois de finalizada essa etapa, o anel foi separado do bloco indeformado e o material excedente aos limites do anel foi removido e rasado em ambas as faces do corpo de prova, sendo este material utilizado para a determinação do teor de umidade. No final, o anel contendo o corpo de prova foi pesado na balança digital com resolução de 0,01 g.

Devido à dificuldade de moldagem dos corpos de prova a partir dos blocos indeformados coletados em campo, já que algumas amostras se desintegravam totalmente ou, por vezes desintegrava-se em placas durante o manuseio, os demais corpos de prova foram coletados

diretamente nos anéis metálicos biselados, sendo necessária apenas a regularização nas faces superior e inferior dos corpos de prova no laboratório. Com as sobras provenientes desta regularização foi determinado o teor de umidade. Por fim, o anel contendo o corpo de prova foi pesado na balança digital com resolução de 0,01 g.

Os corpos de prova remoldados foram preparados com material passante na peneira de 2 mm (nº 10). Depois de peneirada, foi determinado o teor de umidade da amostra e em seguida armazenada em sacos plásticos. Inicialmente, tomaram-se as medidas do anel, tais como diâmetro, altura e massa. Com as dimensões do anel e as propriedades da amostra, procedeu-se o cálculo da massa de material a ser colocado no anel, para que o corpo de prova alcançasse o índice de vazios desejado. A massa de material foi então colocada no anel e em seguida, compactada estaticamente em uma única camada. No final, o anel contendo o corpo de prova foi pesado na balança digital com resolução de 0,01 g. A montagem do ensaio compreendeu as seguintes etapas:

- inicialmente as duas partes da caixa de cisalhamento foram parafusadas e em seguida umedecidas as pedras porosas;
- colocação da placa base na caixa de cisalhamento, seguida da pedra porosa, placa metálica ranhurada, corpo de prova, placa ranhurada, pedra porosa, placa topo e cabeçote metálico;
- colocação da caixa de cisalhamento montada na prensa de cisalhamento convencional;
- colocação do pendural para aplicação das tensões normais;
- ajuste do transdutor de deslocamento vertical;
- colocação de pesos no pendural simples (ou no pendural com braço de alavanca para maiores tensões normais).

Após a aplicação da σ_n , foi iniciada a fase de adensamento. Para as amostras na condição de umidade natural, aguardava-se por volta de 1 hora a fase de adensamento para posteriormente se dar início a fase de cisalhamento. Já as amostras na condição inundada, depois de passado 1 hora a fase de adensamento na umidade natural, era inundada a caixa de cisalhamento com água destilada. Com a inundação da caixa, a fase de adensamento durou em média 18 horas.

Em ambos os períodos da fase de adensamento as deformações dos corpos de prova normalmente encontravam-se estabilizadas.

Nos ensaios de cisalhamento direto as σ_n impostas nas amostras indeformadas foram da ordem de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa e nas amostras remoldadas foram da ordem 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa. Como o material possui um comportamento de silte arenoso, a velocidade do ensaio adotada foi de 0.00096 in/min. No final do ensaio, os corpos de prova foram pesados e levados para a estufa para a determinação do teor de umidade.

4.2.3 Ensaios de Compressão Confinada

4.2.3.1 Princípios e aplicação à pesquisa

O ensaio de compressão confinada ou ensaio oedométrico, desenvolvido por Terzaghi (1925 apud HEAD, 1982) tem por finalidade determinar as características de compressibilidade dos solos sob a condição de deformação lateral nula.

O ensaio consiste na compressão de uma amostra de solo, mediante a aplicação de valores crescentes de tensão vertical (σ_v), sendo efetuadas leituras dos deslocamentos verticais, em intervalos preestabelecidos de tempo durante cada carregamento. Devido à restrição lateral da amostra imposta pelo anel metálico rígido, este tipo de ensaio segue a trajetória de tensões efetivas na linha K_0 .

Os principais parâmetros obtidos através do ensaio de compressão confinada são: coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de variação volumétrica (m_v), tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), coeficiente de adensamento (C_v), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_s).

Quando estes parâmetros são realizados em solos residuais, tais parâmetros são denominados parâmetros virtuais ou aparentes. Estes parâmetros não têm sua aplicação recomendada como parâmetro de projeto, constituindo-se apenas em um indicativo do comportamento em termos de deformabilidade.

Este ensaio é utilizado principalmente para o estudo da compressibilidade das argilas. Através deste ensaio é possível a obtenção da curva e versus $\log \sigma'_v$ que permite a determinação da LCN, tornando possível interpretar os resultados dos ensaios segundo a TEC. Para um estudo

mais aprofundado, seriam necessários mais ensaios como, por exemplo, ensaios de compressão isotrópica.

Nesta dissertação foram realizadas duas séries de ensaios de compressão confinada: uma série com 3 corpos de prova indeformados e uma série com 3 corpos de prova remoldados com diferentes índices de vazios iniciais. O estudo da anisotropia foi realizado através da variação do ângulo do bandamento dos corpos de prova em relação ao plano horizontal. Nesse caso, os corpos de prova indeformados foram moldados: (i) com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo (\angle) inclinado em relação ao plano horizontal ($\alpha = 7,5^\circ$); (ii) com o bandamento na orientação vertical (V) em relação ao plano horizontal ($\alpha = 90^\circ$) e (iii) com o bandamento na própria orientação horizontal (H) ($\alpha = 0^\circ$). A Figura 4.6 apresenta as diferentes orientações do bandamento com o plano horizontal.

As amostras remoldadas (R) foram preparadas com índice de vazios iniciais iguais a 1,80, 0,74 e 0,54 e com teor de umidade de aproximadamente 8%. Como mencionado anteriormente, o índice de vazios 0,74 e o teor de umidade 8% correspondem à média dos valores obtidos nos corpos de prova provenientes dos blocos indeformados. Os índices de vazios 1,80 e 0,54 foram atribuídos como índice de vazios máximo e mínimo, obtidos em laboratório, respectivamente.

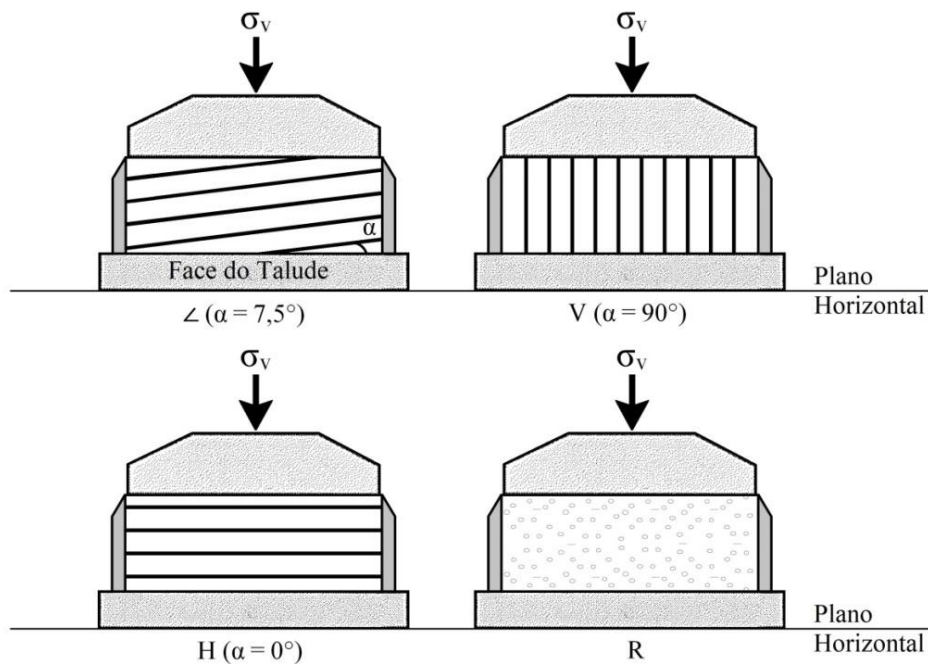


Figura 4.6 – Orientações do bandamento com o plano horizontal no ensaio de compressão confinada de amostras indeformadas e remoldadas de ISF (elaborado pela autora)

Para avaliar a susceptibilidade ao colapso, ambas as séries de ensaios foram iniciadas no estado natural de umidade e , após o carregamento correspondente a 50 kPa procedeu-se a inundação do consolidômetro com água destilada, tendo as amostras mantidas inundadas até o final do ensaio. Este procedimento foi baseado no critério proposto por Vargas (1978), onde o autor mensura o colapso pela variação do índice de vazios considerando apenas o efeito da inundação no solo. Para o autor, solos que apresentam $i > 2\%$ são colapsíveis. O i chama-se coeficiente de colapso estrutural e a sua relação está mostrada na Equação 26:

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (26)$$

Onde Δe é a variação de índice de vazios pela inundação e e_i é o índice de vazios antes da inundação.

4.2.3.2 Equipamento utilizado

Na realização dos ensaios de compressão confinada foram utilizadas três prensas de adensamento convencional fabricadas pela empresa *Wykeham Farrance Eng. Ltd.*, modelo 24000. Duas prensas são equipadas com defletômetro com resolução de 0,001" (0,00254 mm) e uma com defletômetro com resolução de 0,001 mm para a medida da variação da altura do corpo de prova durante o ensaio. Estes equipamentos pertencem ao LAGEOTEC da UFRGS. A Figura 4.7 apresenta o equipamento utilizado com detalhe do consolidômetro desmontado.

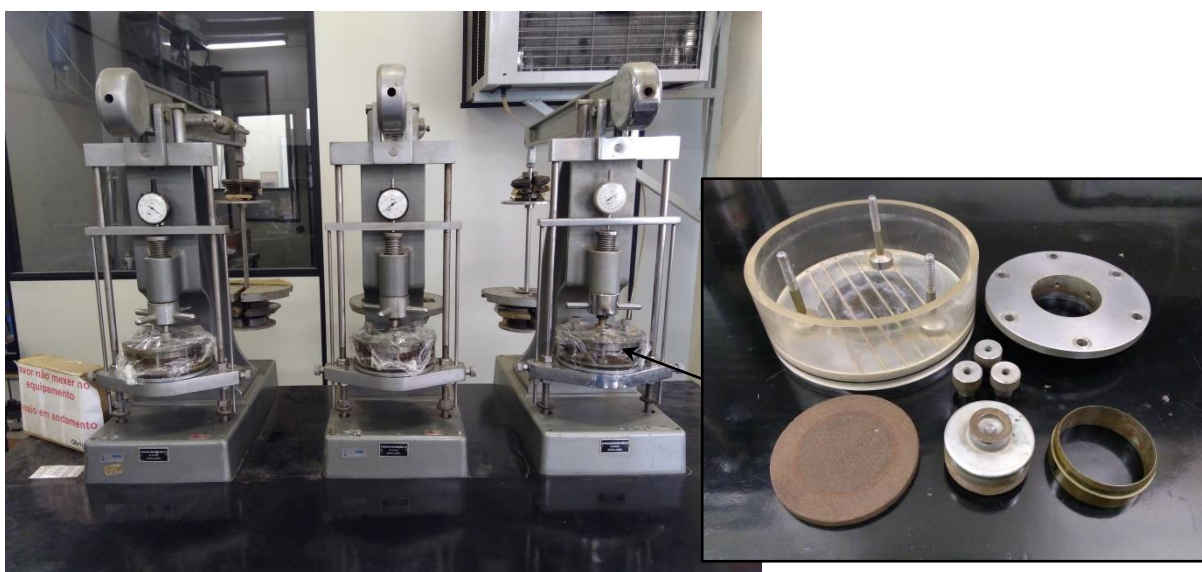


Figura 4.7 – Prensas utilizadas para a execução dos ensaios de compressão confinada com detalhe do consolidômetro desmontado (registrado pela autora)

4.2.3.3 Preparação das amostras e execução dos ensaios

Os ensaios de compressão confinada foram executados de acordo com os procedimentos descritos na norma brasileira NBR 12007 (ABNT, 1990). As amostras indeformadas foram coletadas diretamente nos anéis metálicos biselados, de seção circular, com diâmetro nominal de 50 mm e altura de 19 mm, sendo necessária apenas a regularização nas faces superior e inferior dos corpos de prova no laboratório. Com as sobras provenientes desta regularização foi determinado o teor de umidade. Por fim, o anel contendo o corpo de prova foi pesado na balança digital com resolução de 0,01 g.

A preparação dos corpos de prova remoldados seguiram as mesmas etapas descritas no ensaio de cisalhamento direto. A montagem do ensaio compreendeu as seguintes etapas:

- inicialmente foram umedecidas as pedras porosas e os papéis filtro;
- colocação do anel com o corpo de prova sobre o papel filtro, assente sobre a pedra porosa da base do consolidômetro;
- colocação do papel filtro na face superior do corpo de prova e fechamento da peça metálica de fixação do anel;
- colocação do cabeçote munido de pedra porosa;
- colocação do consolidômetro na prensa de adensamento convencional;
- nivelamento do braço de alavanca da prensa de adensamento convencional e zerado o defletômetro;
- aplicação da carga de assentamento.

Nos ensaios de compressão confinada foram realizados um ciclo de descarga e recarga, com descarregamento ao final do ensaio. As tensões verticais aplicadas no carregamento foram 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, seguido de um descarregamento partindo da σ_v de 400 kPa. Posteriormente, procedeu-se com um recarregamento de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, seguido de um novo descarregamento partindo da σ_v de 800 kPa.

Os estágios de carga foram aplicados a intervalos de 1 hora, uma vez que todo o adensamento ocorria nos primeiros 30 minutos com exceção dos estágios que coincidiram com finais de semana ou feriados, que tiveram duração maior. Para cada estágio de carregamento, as

leituras de deslocamento vertical foram tomadas aos 7,5 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h. O ensaio foi iniciado com os corpos de prova no estado natural e, após o estágio referente à σ_v de 50 kPa foi acrescentado água destilada no consolidômetro tendo permanecido inundado até o final do ensaio. No término do descarregamento, os corpos de prova foram retirados dos anéis, pesados e levados para a estufa para a determinação do teor de umidade ao final do ensaio. Nesse momento, eram obtidas as medidas dos anéis utilizados na coleta das amostras indeformadas.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os índices físicos do ISF, apresentados na Tabela 5.1, correspondem aos valores médios determinados a partir das relações entre os pesos e os volumes dos corpos de prova indeformados, utilizados nos ensaios de cisalhamento direto (moldados a partir dos blocos indeformados + coletados diretamente nos anéis) e compressão confinada (coletados diretamente nos anéis).

Tabela 5.1 – Índices físicos do ISF

Índices Físicos	Média	Valor Mínimo	Valor Máximo
Teor de Umidade Natural (%)*	11,8	5,5	19,6
Peso Específico Real dos Grãos (kN/m ³)	49,2	–	–
Peso Específico Natural (kN/m ³)	27,6	23,2	31,8
Peso Específico Seco (kN/m ³)	24,8	20,9	29,3
Índice de Vazios	1,01	0,68	1,35
Grau de Saturação (%)	58,9	29,7	76,8
Porosidade (%)	49,6	40,3	57,5

(*) O teor de umidade de 8% corresponde à média dos valores obtidos nos corpos de prova (cisalhamento direto) moldados a partir dos blocos indeformados coletados em campo. Esse teor de umidade foi utilizado para a moldagem dos corpos de prova remoldados.

Fonte: Elaborado pela autora

A variação dos valores de umidade é justificada em razão da coleta das amostras terem sido realizadas em diferentes datas, nos meses de abril, agosto e dezembro de 2017. Os demais índices físicos devem-se à variabilidade natural do solo e ao fato das coletas serem em locais próximos, mas diferentes.

O ISF apresenta γ_s bastante elevado em virtude da presença de hematita na composição de sua estrutura, com peso específico de 52,60 kN/m³. Milan Junior (2016), em seu trabalho de conclusão realizou ensaios de caracterização física e resistência mecânica em amostras de Itabirito silicoso friável retiradas do talude em questão. O autor obteve um γ_s igual a 44,9 kN/m³. Diante destes resultados, constata-se que o ISF estudado apresenta um valor de γ_s particularmente elevado, provavelmente relacionado com o alto conteúdo de óxidos de ferro.

A Figura 5.1 mostra as curvas granulométricas por peneiramento e sedimentação para as amostras de ISF e a Tabela 5.2 apresenta as porcentagens constituintes de cada fração, de acordo com a escala estabelecida na NBR 6502 (ABNT, 1995). Foram realizadas duas séries de ensaios de granulometria conjunta, denominadas GRA1 e GRA2. Na série GRA1 depois de pesada, a amostra foi passada na peneira de 2,0 mm e o material retido na peneira foi destorroado no almofariz com uso de mão de gral. O material destorroado foi passado na peneira de 2,0 mm e o material retido na peneira foi novamente destorroado. Este procedimento repetiu-se por diversas vezes, até se perceber que a amostra não sofria mais alteração. Além disso, a lavagem do material proveniente da sedimentação na peneira de 0,075 mm foi realizada com água potável a baixa pressão e com o auxílio da mão do operador. Na série GRA2 depois de pesada, a amostra foi passada somente uma vez na peneira de 2,0 mm e o material retido na peneira não foi submetido ao processo de destorroamento. Quanto à lavagem do material proveniente da sedimentação na peneira de 0,075 mm, esta foi realizada com água potável a baixa pressão e sem o auxílio da mão do operador.

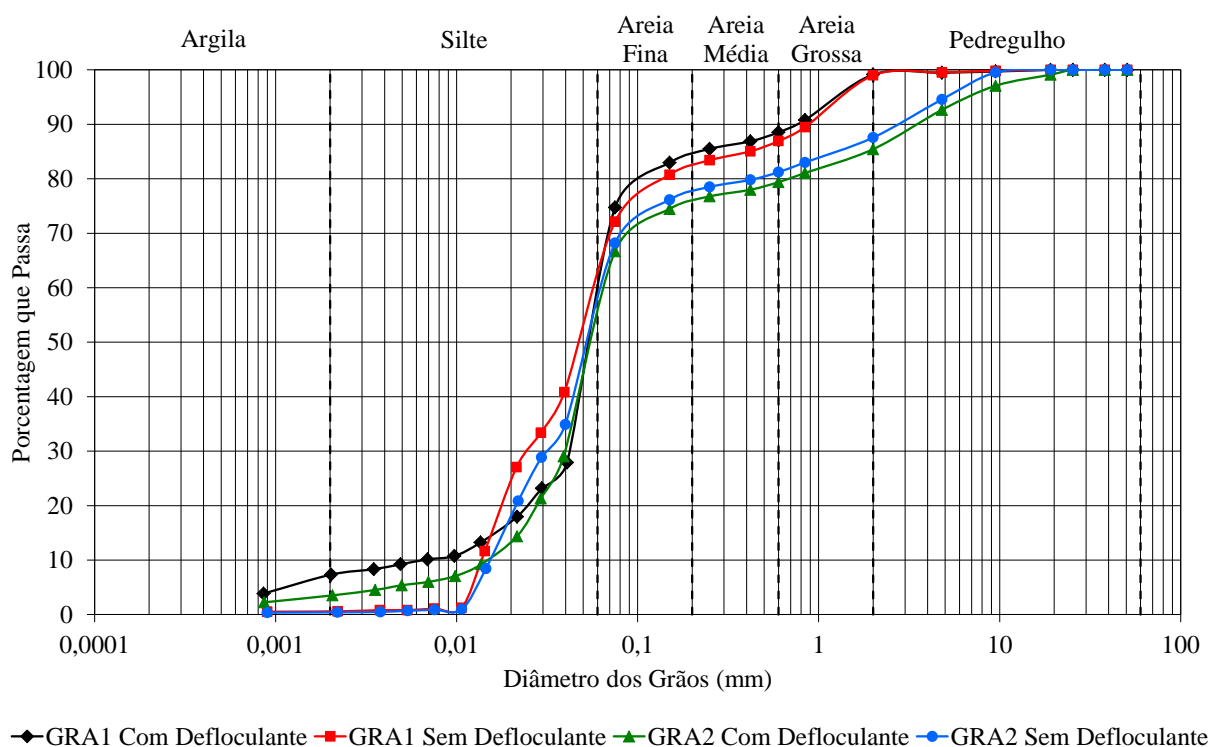


Figura 5.1 – Curvas granulométricas do ISF (elaborado pela autora)

Tabela 5.2 – Composição granulométrica do ISF

Composição Granulométrica	GRA1		GRA2	
	Com Defloculante	Sem Defloculante	Com Defloculante	Sem Defloculante
Pedregulho (%)	0,9	1,0	14,6	12,4
Areia Grossa (%)	10,6	12,1	6,0	6,4
Areia Média (%)	3,7	4,3	3,3	3,4
Areia Fina (%)	24,6	19,8	20,4	19,5
Silte (%)	52,9	62,2	52,2	57,9
Argila (%)	7,3	0,6	3,5	0,4

Fonte: Elaborado pela autora

É possível observar que as amostras de ISF constituem em sua maior parte, por partículas com diâmetros equivalentes aos das frações silte e areia, uma vez que a fração silte ultrapassou 50% e a fração areia manteve-se na faixa entre 30 e 40%, composta predominantemente por partículas finas.

Comparando os resultados das séries GRA1 e GRA2 (resultados totais) nota-se uma maior variação nas faixas granulométricas, areia e pedregulho. Essa variação se deve, a desagregação das partículas maiores, promovida através do destorroamento, uma vez que na série GRA1 (maior energia) a fração areia correspondeu a uma média de 37,6% e a fração pedregulho a 0,95%, enquanto que na série GRA2 (menor energia) a fração areia correspondeu a uma média de 29,5% e a fração pedregulho a 13,5%.

Ao avaliar os dados da série GRA1, com e sem o uso de defloculante, percebe-se que a diferença mais notável foi nas frações argila e silte. A amostra ensaiada com e sem defloculante apresentou, respectivamente 7,3% e 0,6% de argila, 52,9% e 62,2% de silte, com menor alteração nas demais frações. Com a utilização de defloculante, os agregados foram desfeitos e a amostra apresentou uma fração argila ligeiramente maior e uma redução da fração silte.

Ao avaliar os dados da série GRA2, identifica-se um comportamento semelhante ao observado na série GRA1. A amostra ensaiada com defloculante apresentou 3,5% de argila e 52,2% de silte, enquanto a amostra ensaiada sem defloculante apresentou 0,4% de argila e 57,9% de silte.

Segundo Rigo (2005), em solos frágeis as descontinuidades nas curvas granulométricas podem ser ocasionadas pela energia utilizada na lavagem do material na peneira de 0,075 mm. Porém, ao analisar as curvas granulométricas obtidas para as amostras de ISF, pode-se

perceber que apesar dos diferentes procedimentos realizados durante a lavagem (com e sem contato manual), os ensaios resultaram em curvas granulométricas contínuas.

Como mencionado no item 4.2.1, foi previsto a realização dos ensaios para a determinação do LL e LP, entretanto, o ISF apresenta características não plásticas, de acordo com o prescrito nas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente.

5.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Foram realizadas duas séries de ensaios de cisalhamento direto (umidade natural e inundado), uma série com 18 corpos de prova indeformados, moldados com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo, com o bandamento na orientação vertical e com o bandamento na orientação horizontal e uma série com 8 corpos de prova remoldados, preparados com índice de vazios e teor de umidade similares aos dos corpos de prova moldados a partir dos blocos indeformados. As tensões normais aplicadas nos ensaios com corpos de prova indeformados foram 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa e nos ensaios com corpos de prova remoldados foram 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa.

Para explicar o comportamento do ISF quanto à resistência ao cisalhamento, optou-se por apresentar inicialmente os resultados dos ensaios com os corpos de prova remoldados.

5.2.1 Ensaio de Cisalhamento Direto em Corpos de Prova Remoldados

A Tabela 5.3 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados com corpos de prova remoldados e as principais características dos corpos de prova ensaiados. A Figura 5.2 mostra um dos corpos de prova remoldado e cisalhado na umidade natural.

Tabela 5.3 – Nomenclatura e características dos corpos de prova remoldados (cisalhamento direto)

(continua)									
Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Umidade Natural	R N-50	50	7,8	30,4	28,2	0,74	52,9	0,72	-
Umidade Natural	R N-100	100	7,6	30,4	28,2	0,74	51,5	0,70	-
Umidade Natural	R N-150	150	7,6	30,4	28,2	0,74	51,5	0,66	-

(conclusão)									
Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Umidade Natural	R N-250	250	7,5	30,4	28,3	0,74	51,1	0,65	-
Inundada	R I-50	50	7,7	30,3	28,2	0,74	51,6	0,73	0,66
Inundada	R I-100	100	7,7	30,5	28,3	0,74	52,2	0,71	0,60
Inundada	R I-150	150	8,0	30,5	28,3	0,74	54,4	0,71	0,59
Inundada	R I-250	250	7,8	30,4	28,2	0,74	52,9	0,69	0,56

(**) Índice de vazios posterior ao adensamento.

(***) Índice de vazios posterior à inundação, pertencente à fase de adensamento.

Fonte: Elaborado pela autora



Figura 5.2 – Corpo de prova remoldado ensaiado na umidade natural (R N-100) (registrado pela autora)

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada, estão apresentadas nas Figuras 5.3 a 5.5. A tensão cisalhante normalizada é dada pela razão entre a tensão cisalhante determinada durante o ensaio e a sua respectiva tensão normal. As envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova remoldados ensaiados são mostradas na Figura 5.6. As envoltórias de ruptura foram determinadas a partir do ajuste linear dos dados experimentais.

Os critérios de ruptura definidos a partir da análise das curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal foram as seguintes: (i) com pico de resistência ao cisalhamento, a

ruptura foi definida pela máxima tensão cisalhante; (ii) nos casos de inexistência de pico de resistência ao cisalhamento, a ruptura foi definida no ponto onde iniciava o trecho de resistência constante, mesmo quando um pequeno acréscimo posterior de resistência fosse observado; (iii) com resistência ao cisalhamento sempre crescente, a ruptura foi definida no ponto onde a curva atingiu uma inclinação constante, de acordo com o critério proposto por De Campos e Carrilo (1995). Em relação às curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, os valores positivos indicam expansão volumétrica, enquanto os valores negativos apontam redução de volume.

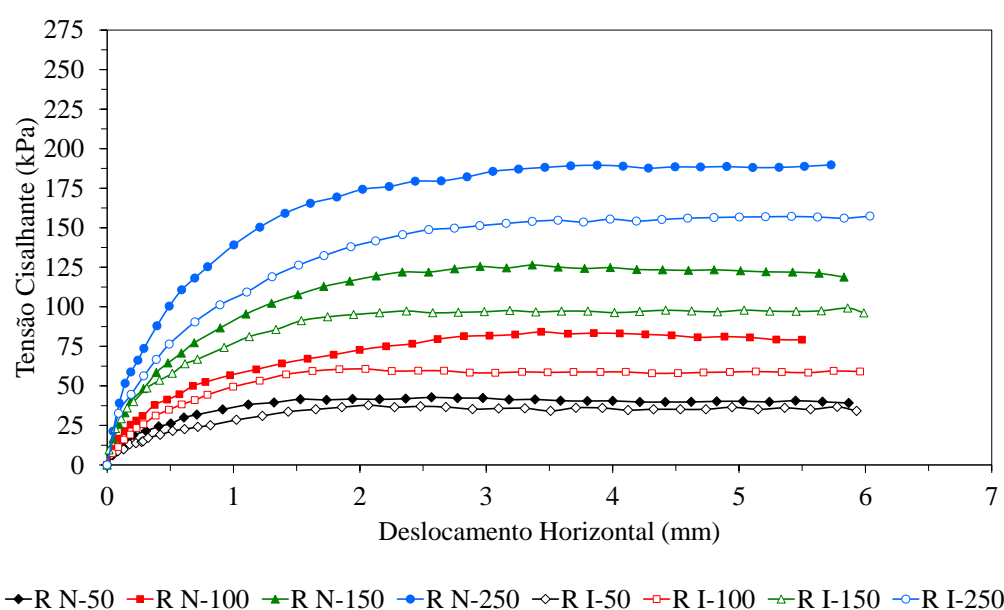


Figura 5.3 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

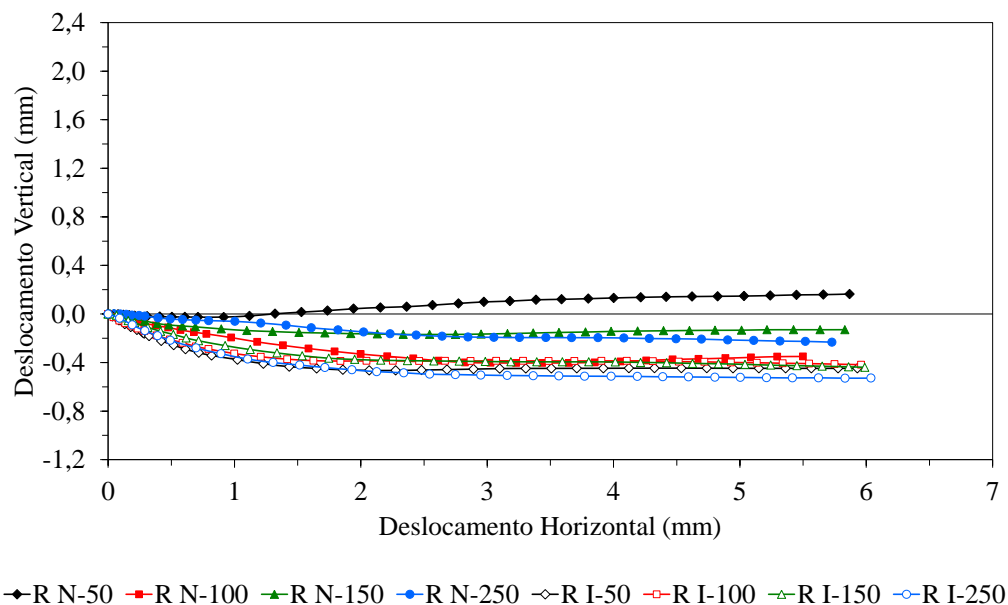


Figura 5.4 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

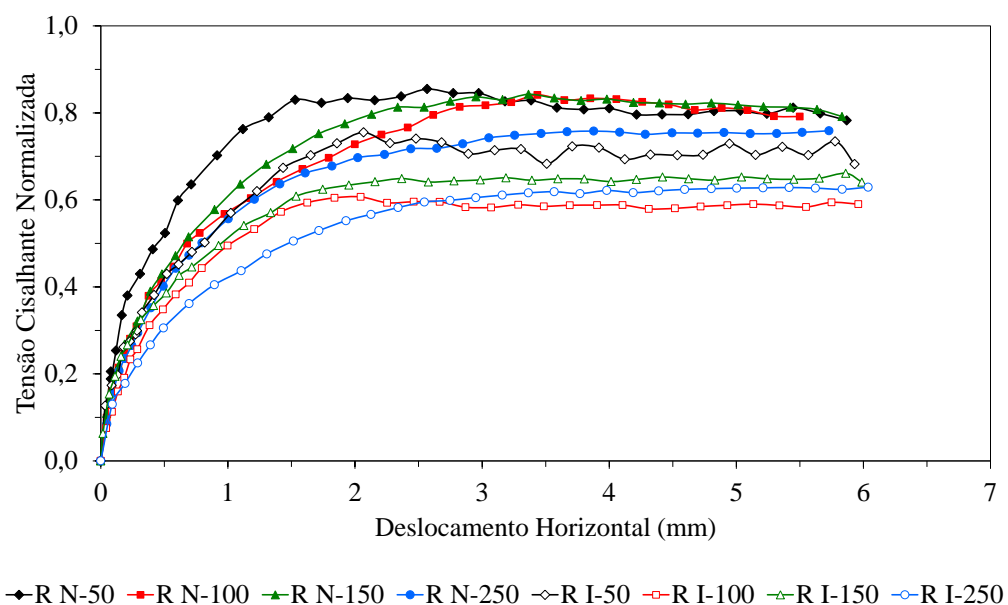


Figura 5.5 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

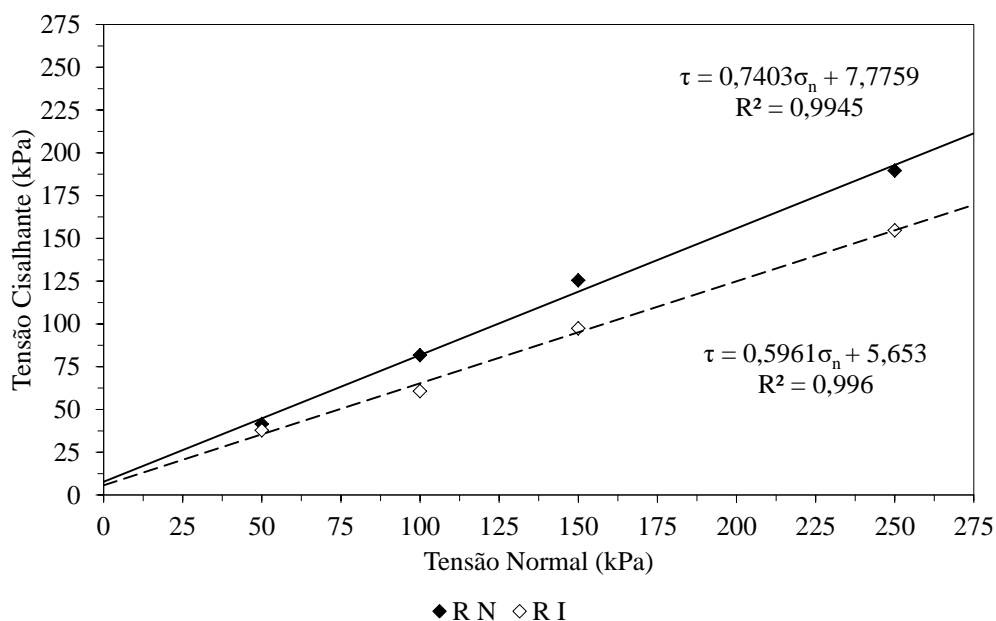


Figura 5.6 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

Nos ensaios realizados na condição de umidade natural, observa-se que as curvas apresentaram um comportamento muito semelhante para os níveis de tensão normal aplicados, não sendo constatada a existência de picos de resistência. Neste caso, as rupturas ocorreram com deslocamentos horizontais em torno de 1,5 mm, 3,0 mm, 3,0 mm e 3,9 mm sob σ_n de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa, respectivamente.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa apresentou um comportamento inicialmente contrátil, seguido de dilatação, onde o início da expansão precedeu a ruptura. Os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa apresentaram um comportamento contrátil. O deslocamento vertical do corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa apresentou maior ordem de grandeza do que os corpos de prova submetidos a maiores tensões normais. Além disso, esse corpo de prova tendeu à expansão. No início do cisalhamento o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 250 kPa exibiu menor deformação volumétrica que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa, porém essa tendência se inverteu após o deslocamento horizontal de 2,3 mm, aproximadamente. O corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa tendeu à expansão, enquanto o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 250 kPa tendeu à contração.

Nos ensaios realizados na condição inundada, observa-se que as curvas apresentaram um comportamento muito semelhante para os níveis de tensão normal utilizados, não sendo verificada a existência de picos de resistência. Neste caso, as rupturas ocorreram com deslocamentos horizontais em torno de 2,1 mm, 2,0 mm, 2,4 mm e 3,6 mm sob σ_n de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa, respectivamente.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que os corpos de prova apresentaram um comportamento contrátil. Percebe-se que os deslocamentos verticais dos corpos de prova foram semelhantes para os níveis de tensão normal aplicados. No início do cisalhamento os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 150 kPa e 250 kPa exibiram menores deformações volumétricas quando comparados com os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 100 kPa e 50 kPa, porém essa tendência se inverteu após os deslocamentos horizontais de 2,0 mm e 2,6 mm, respectivamente. Além disso, o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa tendeu a uma ligeira expansão, seguida de estabilização, enquanto os demais corpos de prova tenderam à contração.

Nas curvas normalizadas, é possível observar que na condição de umidade natural e sob σ_n de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa as curvas foram praticamente coincidentes a partir de 3 mm de deslocamento horizontal. Neste caso, apresenta-se comportamento normalizável somente para grandes deformações. As demais curvas não convergiram quando normalizadas, porém nota-se que essas curvas se agrupam em uma faixa de valores bem definida, com razão situando entre 0,6 e 0,8. A não normalização dos resultados sugere que a alteração da estrutura gerada durante a preparação dos corpos de prova não foi o suficiente para eliminar seus efeitos.

Em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento, as envoltórias de ruptura para as condições de umidade natural e inundada resultaram em valores de 8 kPa e 6 kPa para c' e de $36,5^\circ$ e 31° para ϕ' , com pontos experimentais muito bem ajustados, tanto nos ensaios na umidade natural ($R^2 = 0,99$) quanto nos ensaios inundados ($R^2 \cong 1$).

Os resultados descritos acima ilustram um comportamento similar às amostras remoldadas de Itabirito silicoso friável apresentado por Milan Junior (2016). O autor realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras remoldadas de Itabirito silicoso friável, preparadas com índices de vazios de 0,57 e teor de umidade de 6,5%, aproximadamente. As tensões normais aplicadas foram 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa. As curvas tensão cisalhante versus deformação axial não apresentaram pico de resistência, tanto nos ensaios realizados na umidade natural

quanto inundados. As amostras ensaiadas na umidade natural demonstraram uma ligeira compressão seguida de expansão, enquanto as amostras inundadas apresentaram compressão volumétrica.

No que diz respeito aos parâmetros de resistência, para ambas condições de umidade aquele autor obteve um ângulo de atrito interno de 36° e um intercepto coesivo de 20,4 kPa nos ensaios com amostras na umidade natural e zero para os ensaios com amostras inundadas.

5.2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto em Corpos de Prova Indeformados

Foram realizados ensaios com corpos de prova indeformados com bandamento nas orientações de campo, vertical e horizontal.

5.2.2.1 Ensaios em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação de campo

A Tabela 5.4 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados em corpos de prova indeformados e com o bandamento mantido na orientação do bloco amostrado em campo e as principais características dos corpos de prova ensaiados. A Figura 5.7 mostra o corpo de prova sendo moldado a partir do bloco indeformado coletado em campo, destacando sua posição em relação à face do talude (Figura 5.7 (a)), bem como um dos corpos de prova pós-cisalhamento na umidade natural (Figura 5.7 (b)).

Tabela 5.4 – Nomenclatura e características dos corpos de prova indeformados ensaiados com o bandamento mantido na orientação do bloco amostrado em campo (cisalhamento direto)

(continua)

Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Umidade Natural	∠ N-50*	50	8,3	31,8	29,3	0,68	61,8	0,65	-
Umidade Natural	∠ N-100	100	10,2	28,9	26,2	0,87	58,5	0,83	-
Umidade Natural	∠ N-150	150	11,3	28,1	25,3	0,95	59,9	0,87	-

(conclusão)									
Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Inundada	∠ I-50*	50	6,5	31,2	29,3	0,68	48,2	0,65	0,64
Inundada	∠ I-100	100	12,5	29,8	26,5	0,86	73,3	0,78	0,68
Inundada	∠ I-150*	150	7,1	29,0	27,1	0,82	43,8	0,67	0,66

(*) Corpo de prova moldado a partir dos blocos indeformados coletados em campo. Demais corpos de prova coletados diretamente nos anéis de cisalhamento direto.

(**) Índice de vazios posterior ao adensamento.

(***) Índice de vazios posterior à inundação, pertencente à fase de adensamento.

Fonte: Elaborado pela autora



(a)



(b)

Figura 5.7 – Bandamento na orientação do bloco amostrado em campo: (a) posição do corpo de prova em relação à face do talude; (b) corpo de prova ensaiado na umidade natural (∠ N-100) (registrado pela autora)

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados moldados com o bandamento na orientação do bloco indeformado amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada, estão apresentadas nas Figuras 5.8 a 5.10. As envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados são mostradas na Figura 5.11.

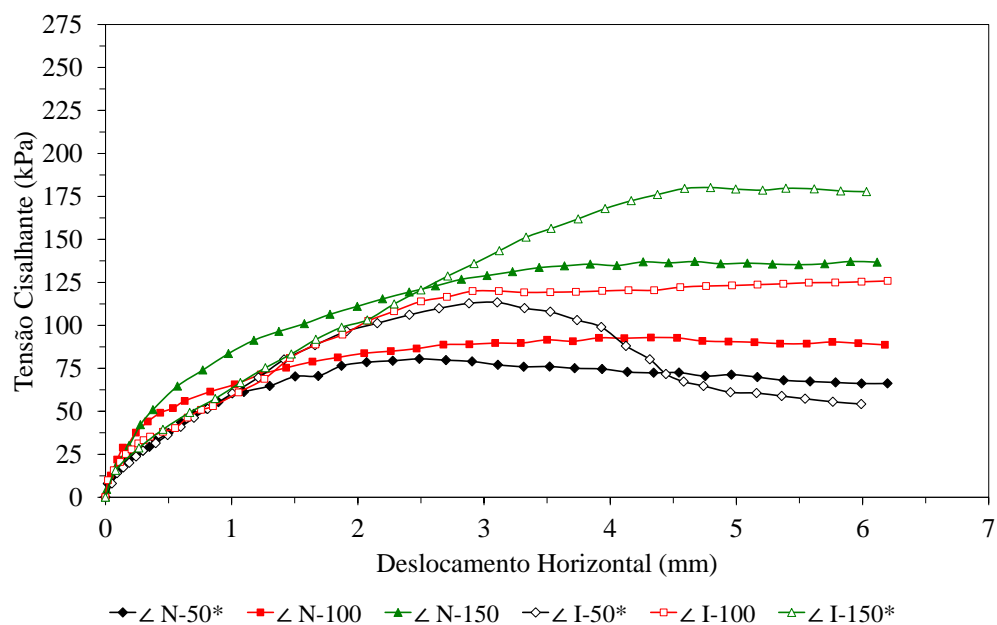


Figura 5.8 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

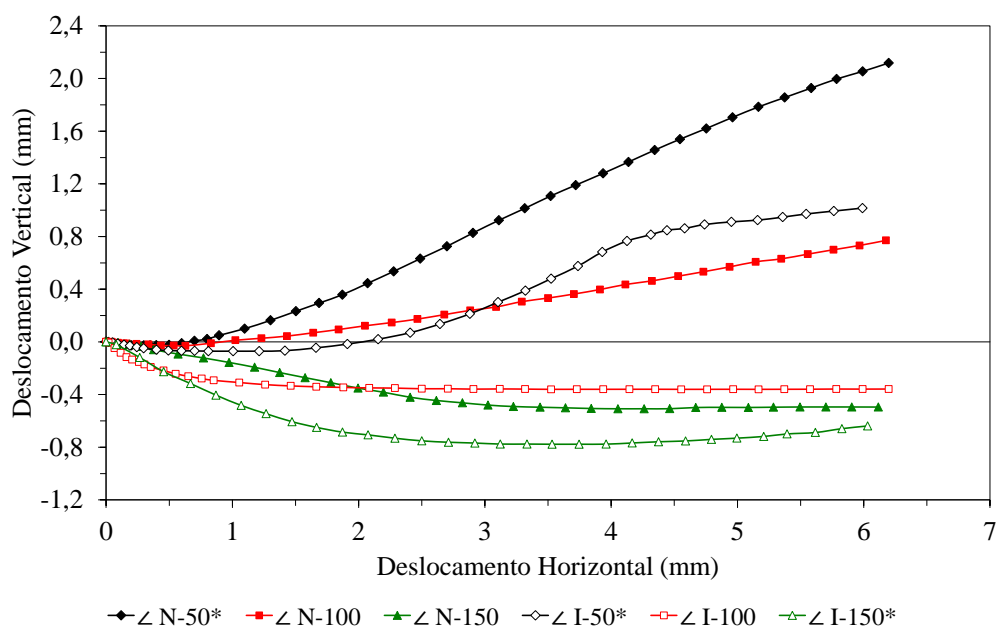


Figura 5.9 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

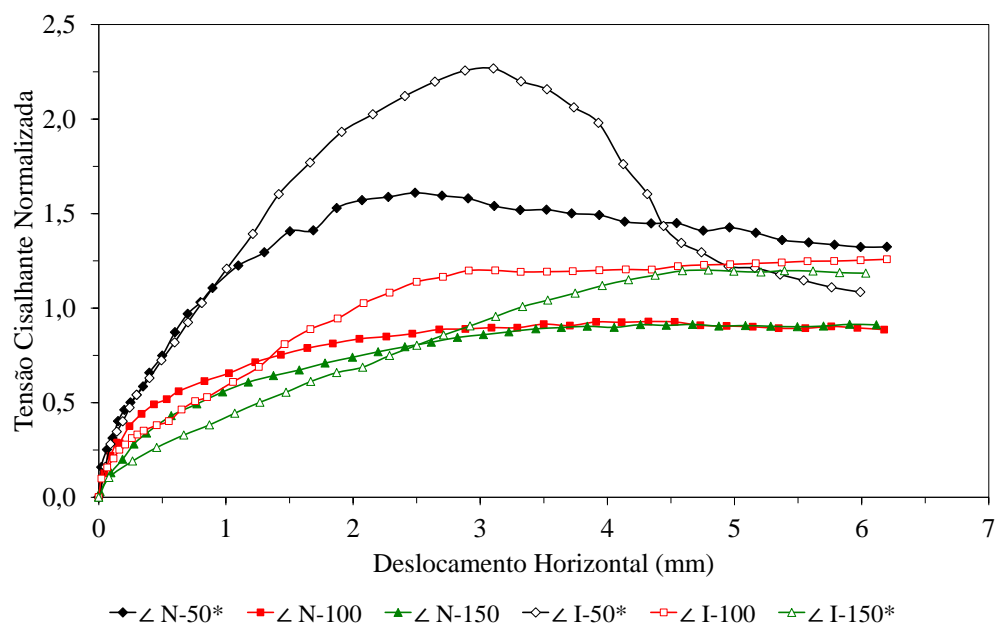


Figura 5.10 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

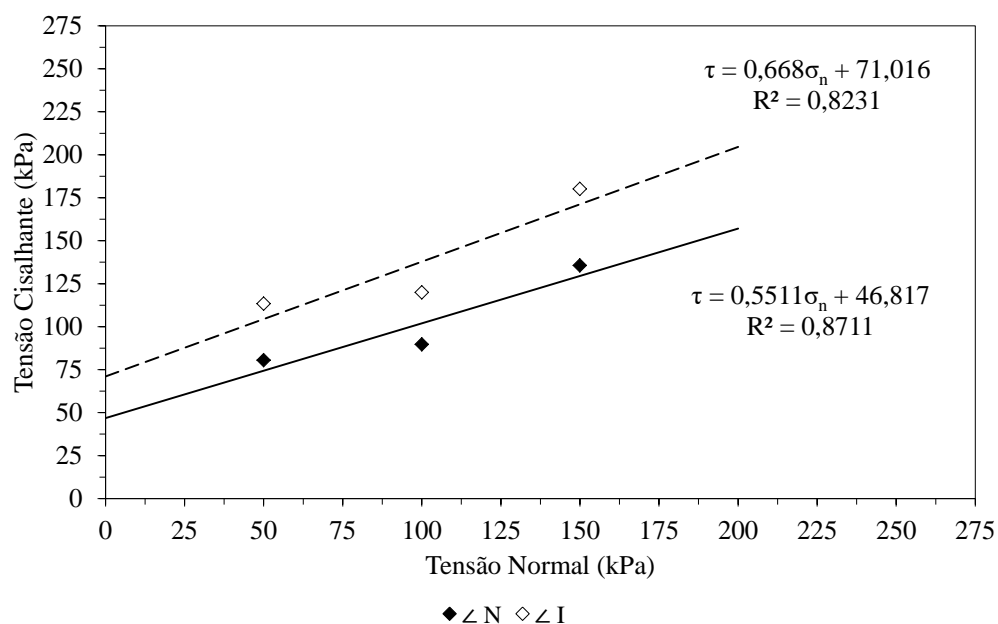


Figura 5.11 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação do bloco amostrado em campo para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

Nos ensaios realizados na condição de umidade natural, observa-se que sob σ_n de 50 kPa ocorreu um suave pico de resistência para um deslocamento horizontal de aproximadamente 2,5 mm. Os ensaios sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa não apresentaram picos de resistência tão nítidos e as rupturas ocorreram com deslocamentos horizontais em torno de 3,1 mm e 3,8 mm, respectivamente.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 50 kPa e 100 kPa apresentaram um comportamento inicialmente contrátil, seguido de dilatação. Percebe-se, também, que a expansão desses corpos de prova precedeu a ruptura. Já o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa apresentou apenas contração, com tendência à estabilização dos deslocamentos verticais.

Nos ensaios realizados na condição inundada, observa-se que sob σ_n de 50 kPa ocorreu um pico de resistência para um deslocamento horizontal de aproximadamente 3,1 mm. Os ensaios sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa não apresentaram picos de resistência tão nítidos e as rupturas ocorreram com deslocamentos horizontais em torno de 3,1 mm e 4,8 mm, respectivamente. É possível observar, também, que os corpos de prova ensaiados na condição inundada mobilizaram maiores tensões cisalhantes no decorrer dos ensaios que os corpos de prova ensaiados na condição de umidade natural. Supõe-se que o acréscimo de resistência para os ensaios inundados se deve à condição da estrutura dos corpos de prova ensaiados, heterogeneidade natural do próprio material, presença de cimentação ou até mesmo alguma variação do bandamento (difícil visualização).

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa apresentou um comportamento inicialmente contrátil, seguido de dilatação. Percebe-se, também, que a expansão desse corpo de prova precedeu a ruptura de pico. Já os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa apresentaram apenas contração, sendo que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa tendeu à estabilização dos deslocamentos verticais, ao contrário do corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa que apresentou uma tendência à expansão.

Nas curvas normalizadas, é possível observar que na condição de umidade natural e sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa as curvas foram coincidentes a partir de 3 mm de deslocamento horizontal, aproximadamente, com comportamento considerado normalizado somente para grandes deformações. Na condição inundada e sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa e na condição de umidade

natural e sob σ_n de 50 kPa, nota-se que as curvas tenderam a convergir para deformações maiores que as registradas durante o ensaio, logo, admite-se que essas curvas tem comportamento normalizável somente para grandes deformações. A curva sob σ_n de 50 kPa e na condição inundada apresentou um formato diferenciado e encontra-se afastada das demais curvas. Portanto, pode-se afirmar que para σ_n de 50 kPa o comportamento mecânico do ISF cisalhado com o bandamento nesta orientação de campo, é regido pela natureza intrínseca do material, e com aumento das tensões este efeito da estrutura tem menor influência (desestruturação causada por tensões mais elevadas).

Em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento, as envoltórias de ruptura para as condições de umidade natural e inundada resultaram em valores de 47 kPa e 71 kPa para c' e de 29° e 34° para ϕ' . Nota-se certa dispersão dos pontos experimentais, tanto nos ensaios na umidade natural ($R^2 = 0,87$) quanto nos ensaios inundados ($R^2 = 0,82$).

Estes resultados são contrários aos esperados, já que normalmente os ensaios realizados em amostras na umidade natural apresentam maiores valores de coesão e ângulo de atrito, quando comparados com os ensaios realizados em amostras inundadas, devido à redução da sucção e sua contribuição na resistência ao cisalhamento do solo.

5.2.2.2 Ensaio em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação vertical

A Tabela 5.5 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados com o bandamento na orientação vertical e as principais características dos corpos de prova ensaiados. A Figura 5.12 mostra um dos corpos de prova pós-cisalhamento na umidade natural.

Tabela 5.5 – Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical (cisalhamento direto)

(continua)

Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Umidade Natural	V N-50	50	17,1	26,4	22,6	1,18	72,9	1,10	-
Umidade Natural	V N-100	100	12,9	29,1	25,8	0,91	71,0	0,89	-
Umidade Natural	V N-150	150	15,1	25,9	22,5	1,19	63,9	1,11	-

(conclusão)									
Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Inundada	V I-50	50	10,6	24,7	22,3	1,20	44,2	1,15	1,15
Inundada	V I-100	100	8,6	24,0	22,1	1,22	35,3	1,19	1,18
Inundada	V I-150	150	8,9	23,2	21,3	1,31	34,1	1,23	1,18

(**) Índice de vazios posterior ao adensamento.

(***) Índice de vazios posterior à inundação, pertencente à fase de adensamento.

Fonte: Elaborado pela autora



Figura 5.12 – Corpo de prova ensaiado com o bandamento na orientação vertical em condição natural de umidade (V N-150) (registrado pela autora)

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados moldados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada, estão apresentadas nas Figuras 5.13 a 5.15. As envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados são mostradas na Figura 5.16.

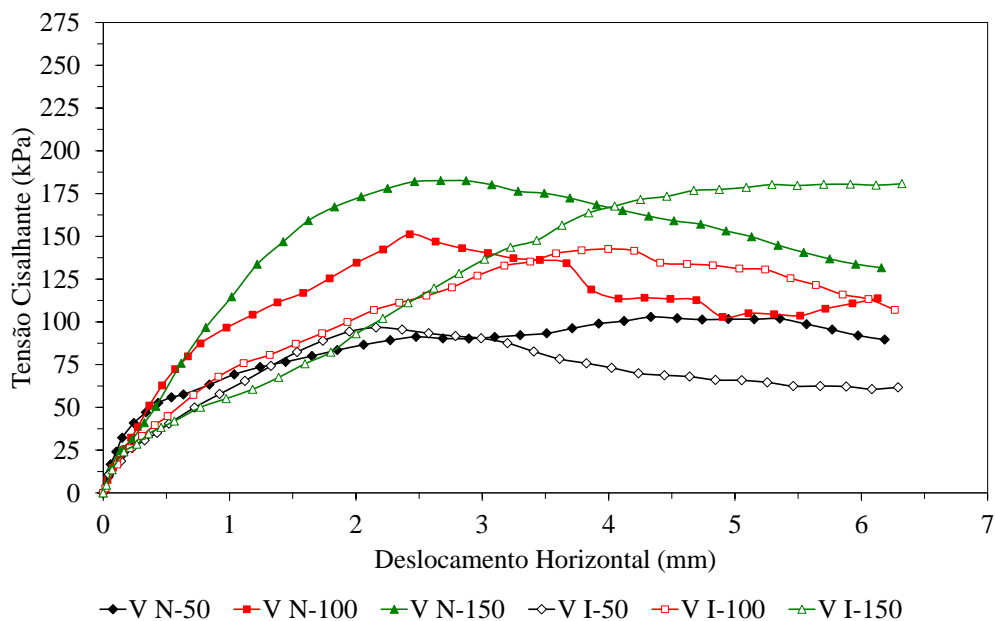


Figura 5.13 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

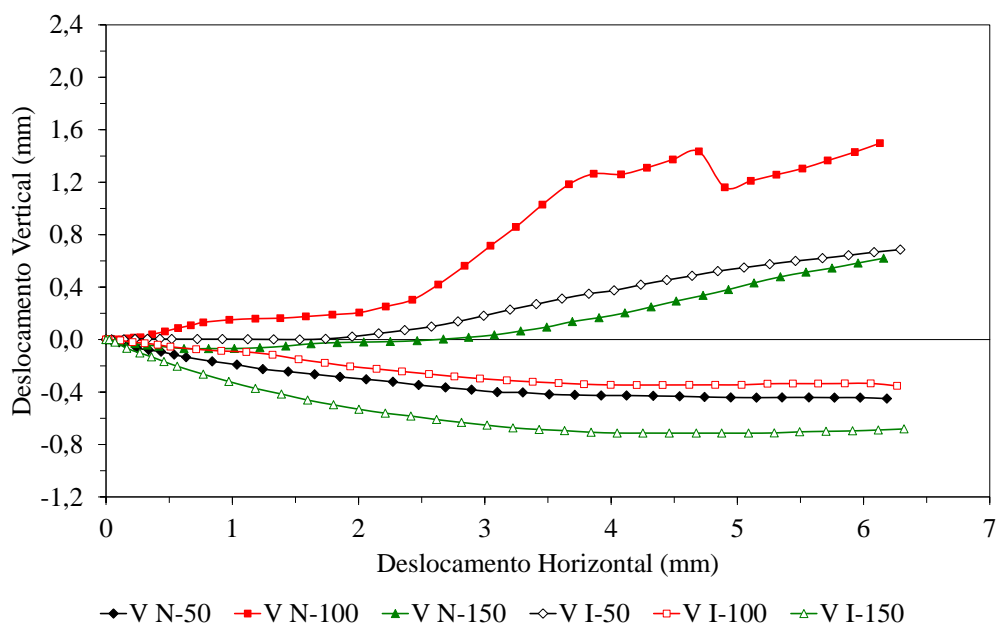


Figura 5.14 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

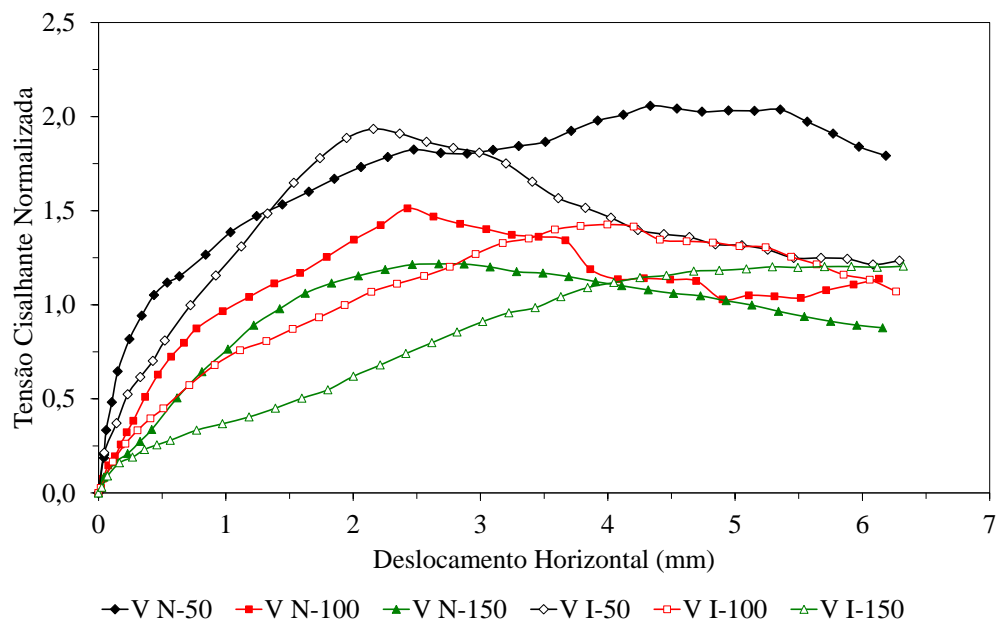


Figura 5.15 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

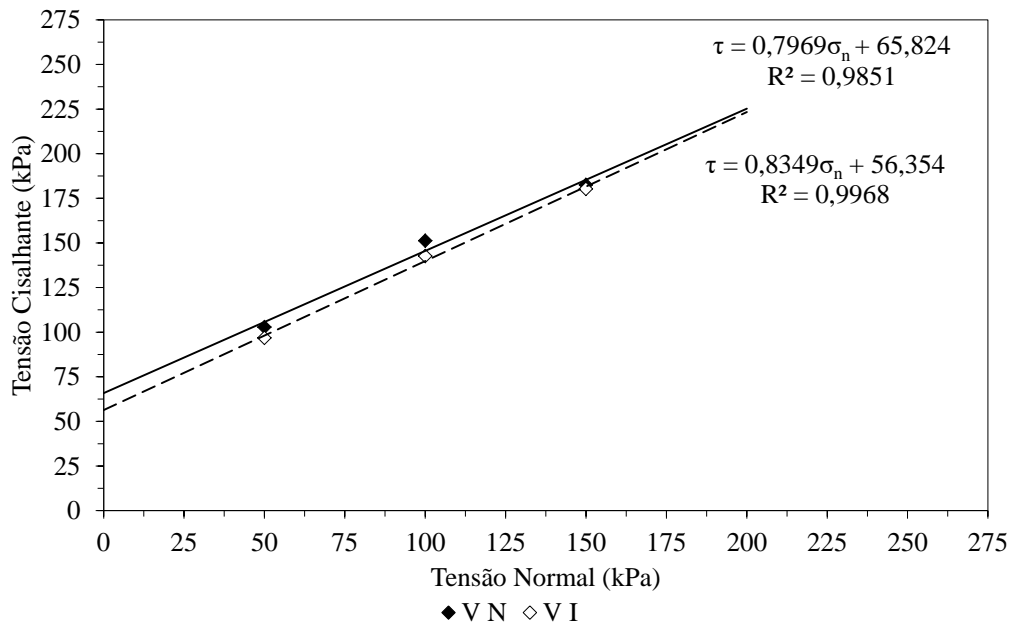


Figura 5.16 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

Nos ensaios realizados na condição de umidade natural, observa-se a ausência de pico de resistência para a σ_n de 50 kPa. Neste caso, a ruptura ocorreu com um deslocamento horizontal em torno de 4,3 mm. Os ensaios sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa apresentaram picos de resistência para deslocamentos horizontais de aproximadamente 2,4 mm e 2,7 mm, respectivamente.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se a existência de um comportamento diferenciado para cada tensão normal aplicada. O comportamento observado no corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa foi apenas de contração, com tendência à estabilização dos deslocamentos verticais. Já o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa apresentou expansão durante o cisalhamento. Quanto ao corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa, este apresentou um comportamento inicialmente contrátil, seguido de dilatação. Verifica-se, também, que o início da expansão desse corpo de prova coincidiu com o pico de resistência.

Nos ensaios realizados na condição inundada, observa-se que para a σ_n de 50 kPa e 100 kPa ocorreram pequenos picos de resistência para deslocamentos horizontais de aproximadamente 2,2 mm e 4,0 mm, respectivamente. O ensaio sob σ_n de 150 kPa não apresentou um pico de resistência tão nítido e a ruptura ocorreu com um deslocamento horizontal em torno de 5,3 mm.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa apresentou, inicialmente, uma variação de volume nula, seguida de dilatação, onde o início da expansão precedeu a ruptura de pico. Já os corpos de prova ensaiados sob σ_n de 100 kPa e 150 kPa apresentaram apenas contração, sendo que o corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa tendeu à estabilização dos deslocamentos verticais, ao contrário do corpo de prova ensaiado sob σ_n de 150 kPa que apresentou uma ligeira expansão.

As curvas normalizadas mostraram uma grande variação. Para a condição inundada e com σ_n de 50 kPa e 150 kPa as curvas tenderam a convergir somente para grandes deformações. As demais curvas não convergiram quando normalizadas. Apesar da dispersão, é possível notar alguma semelhança com os corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo, ou seja, para baixos níveis de tensão o comportamento mecânico do ISF é comandado pela natureza intrínseca do material e com o aumento das tensões a influência da estrutura acaba sendo menor.

Em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento, as envoltórias de ruptura para as condições de umidade natural e inundada resultaram em valores de 66 kPa e 56 kPa para c' e de 39° e 40° para ϕ' , com pontos experimentais muito bem ajustados, tanto nos ensaios na umidade natural ($R^2 = 0,99$) quanto nos ensaios inundados ($R^2 \cong 1$).

Verifica-se uma redução em torno de 15% do c' do ensaio na umidade natural para o ensaio inundado, demonstrando, desta forma, a influência da sucção na resistência. O ϕ' , por sua vez, permaneceu praticamente inalterado, indicando que o ϕ' para o ISF testado com o bandamento na orientação vertical não é afetado pela saturação.

5.2.2.3 Ensaios em corpos de prova indeformados com bandamento na orientação horizontal

A Tabela 5.6 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados com o bandamento na orientação horizontal e as principais características dos corpos de prova ensaiados. A Figura 5.17 mostra o corpo de prova sendo moldado a partir de um fragmento do bloco indeformado coletado em campo, destacando a posição da orientação horizontal do bandamento (Figura 5.17 (a)), bem como um dos corpos de prova pós-cisalhamento na umidade natural (Figura 5.17 (b)).

Tabela 5.6 – Nomenclatura e características dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal (cisalhamento direto)

Condições do Ensaio	Nomenclatura	σ_n (kPa)	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	e_{pa}^{**}	e_{pi}^{***}
Umidade Natural	H N-50	50	18,4	26,2	22,1	1,22	75,8	1,16	-
Umidade Natural	H N-100	100	15,6	26,7	23,1	1,13	69,4	1,00	-
Umidade Natural	H N-150	150	19,6	25,0	20,9	1,35	72,9	1,10	-
Inundada	H I-50*	50	9,4	31,0	28,3	0,74	64,2	0,70	0,69
Inundada	H I-100	100	5,5	26,9	25,5	0,93	29,7	0,82	0,76
Inundada	H I-150*	150	8,5	29,6	27,3	0,80	53,2	0,66	0,65

(*) Corpo de prova moldado a partir dos blocos indeformados coletados em campo. Demais corpos de prova coletados diretamente nos anéis de cisalhamento direto.

(**) Índice de vazios posterior ao adensamento.

(***) Índice de vazios posterior à inundação, pertencente à fase de adensamento.

Fonte: Elaborado pela autora



Figura 5.17 – Bandamento na orientação horizontal: (a) posição da orientação horizontal do bandamento; (b) corpo de prova ensaiado na umidade natural (H N-150) (registrado pela autora)

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados moldados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada, estão apresentadas nas Figuras 5.18 a 5.20. As envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados são mostradas na Figura 5.21.

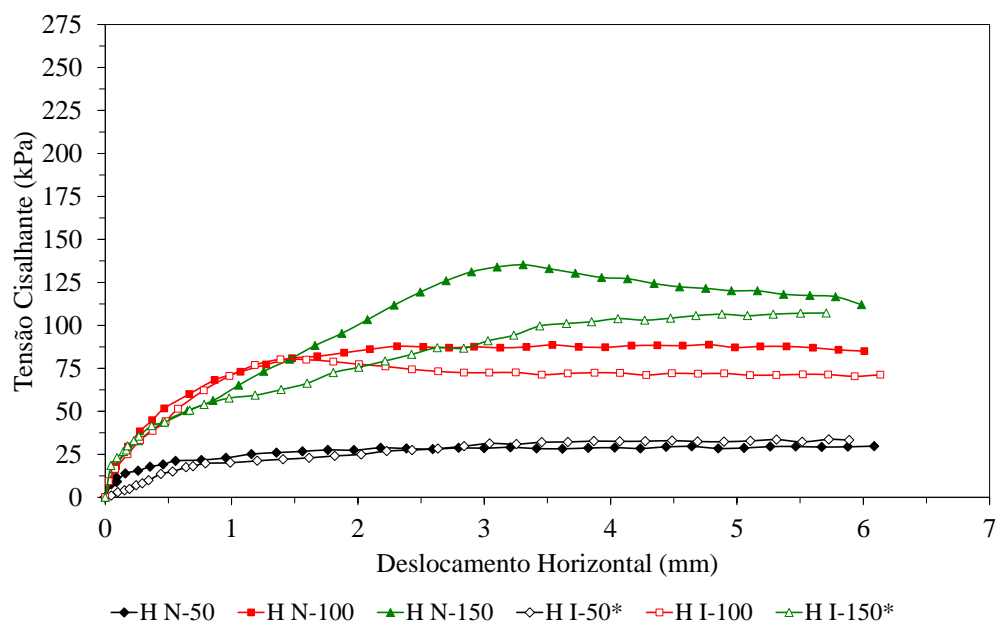


Figura 5.18 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

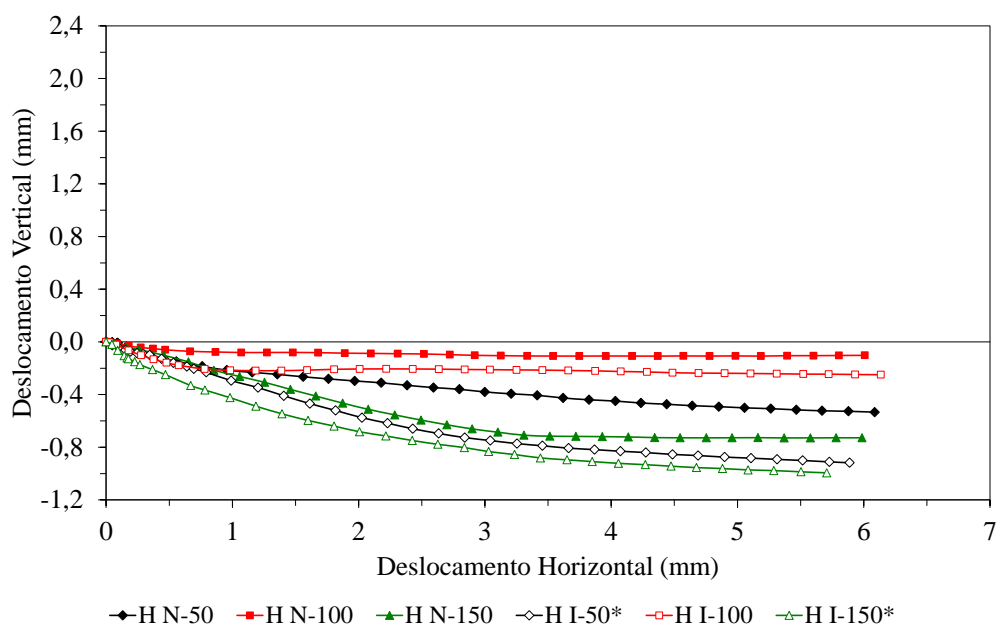


Figura 5.19 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

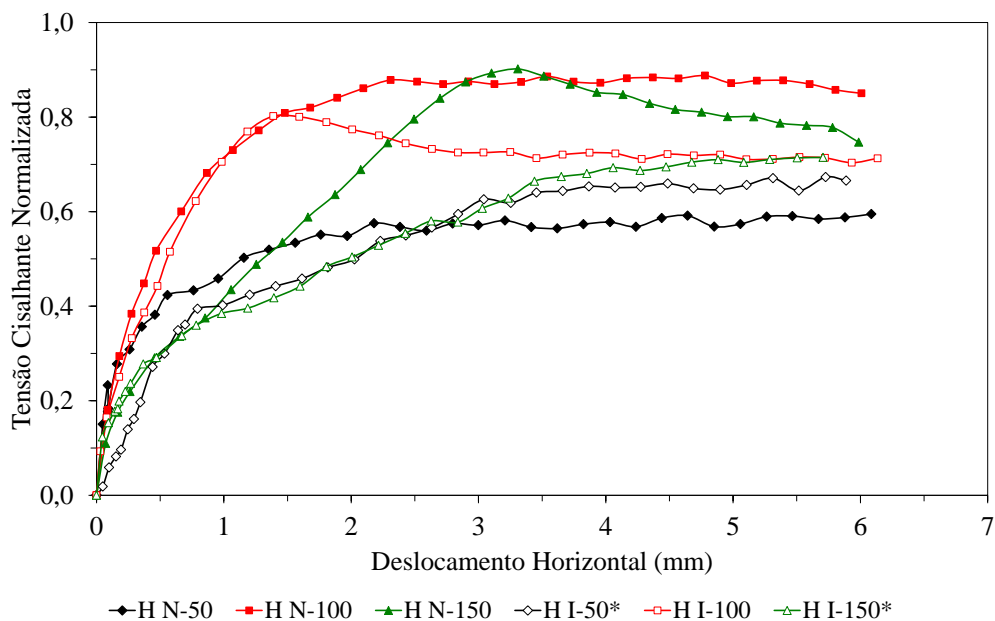


Figura 5.20 – Curvas tensão cisalhante normalizada versus deslocamento horizontal dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

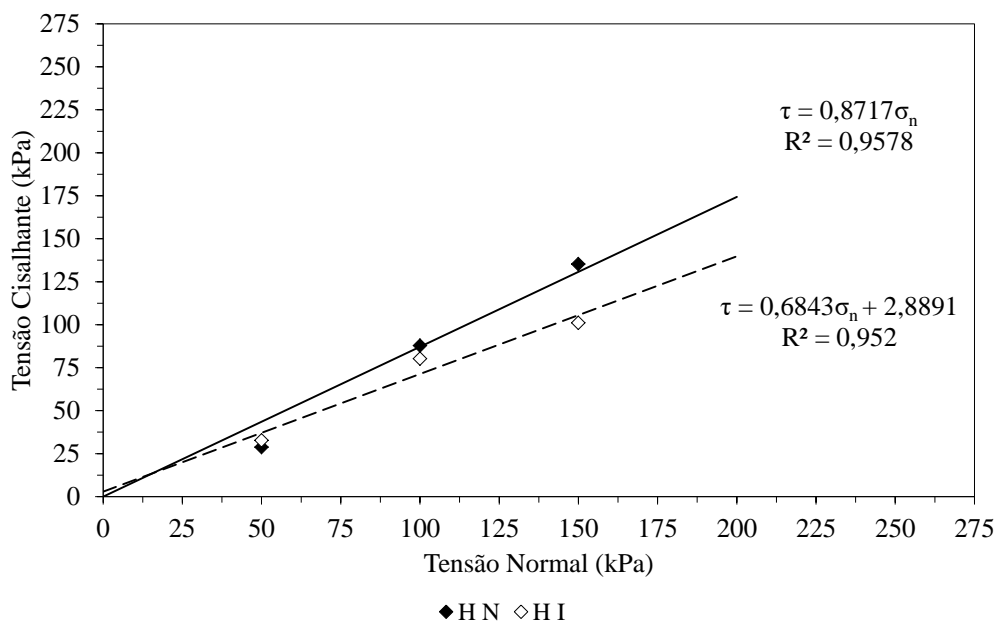


Figura 5.21 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal para as condições de umidade natural e inundada (elaborado pela autora)

Nos ensaios realizados na condição de umidade natural, observa-se a ausência de picos de resistência para a σ_n de 50 kPa e 100 kPa. Neste caso, as rupturas ocorreram com deslocamentos horizontais em torno de 2,2 mm e 2,3 mm, respectivamente. O ensaio sob σ_n de 150 kPa apresentou um pequeno pico de resistência para um deslocamento horizontal de aproximadamente 3,3 mm.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que para os níveis de tensão normal empregados, os corpos de prova apresentaram um comportamento contrátil, com tendência à estabilização dos deslocamentos verticais, com exceção do corpo de prova ensaiado sob σ_n de 50 kPa que continuou contraindo. Para a σ_n de 100 kPa, verificou-se menor deslocamento vertical que para a σ_n de 50 kPa. O corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa apresentou os menores valores de índice de vazios inicial e índice de vazios posterior ao adensamento.

Nos ensaios realizados na condição inundada, nota-se que as curvas apresentaram comportamentos distintos para os níveis de tensão normal utilizados. O ensaio sob σ_n de 50 kPa não apresentou um pico de resistência tão nítido e a ruptura foi atingida com um deslocamento horizontal em torno de 3,9 mm. Já o ensaio sob σ_n de 100 kPa apresentou um pequeno pico de resistência para um deslocamento horizontal de aproximadamente 1,4 mm. Quanto ao ensaio realizado sob σ_n de 150 kPa, o corpo de prova apresentou um comportamento do tipo enrijecimento, sendo alcançado a ruptura com um deslocamento horizontal em torno de 3,7 mm.

Em relação às deformações volumétricas, nota-se que para os níveis de tensão normal empregados, os corpos de prova apresentaram um comportamento contrátil, sem tendência à estabilização dos deslocamentos verticais. Para a σ_n de 100 kPa, verificou-se menor deslocamento vertical que para a σ_n de 50 kPa. O corpo de prova ensaiado sob σ_n de 100 kPa apresentou os maiores valores de índice de vazios inicial e índice de vazios posterior ao adensamento.

As curvas normalizadas mostraram uma considerável dispersão. Neste caso, o comportamento mecânico do ISF parece ser mais influenciado diretamente pela condição do plano horizontal e menos pela tensão normal.

Em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento, à envoltória de ruptura para a condição de umidade natural resultou em um c' nulo e ϕ' de 41° , enquanto que para a condição inundada indicou um c' de 3 kPa e ϕ' de 34° . Nota-se que a dispersão dos pontos

experimentais foi pequena, tanto nos ensaios na umidade natural ($R^2 = 0,96$) quanto nos ensaios inundados ($R^2 = 0,95$).

Como vimos, o ISF apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento e variação com o nível de tensões. Nas Figuras 5.22 a 5.27 são apresentadas as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para cada orientação de moldagem dos corpos de prova, ensaiados com a mesma tensão normal.

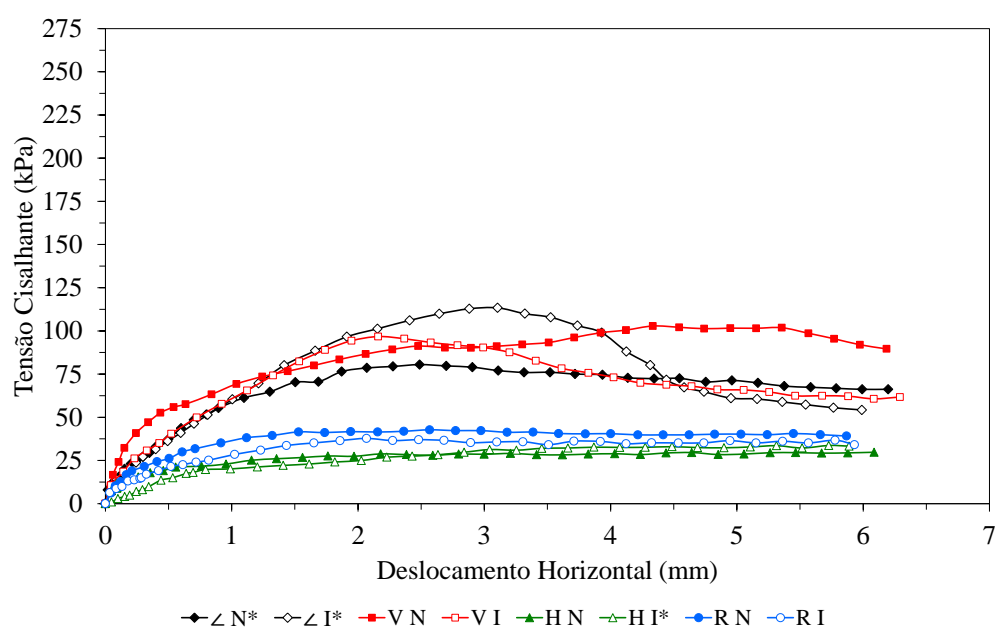


Figura 5.22 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 50 kPa (elaborado pela autora)

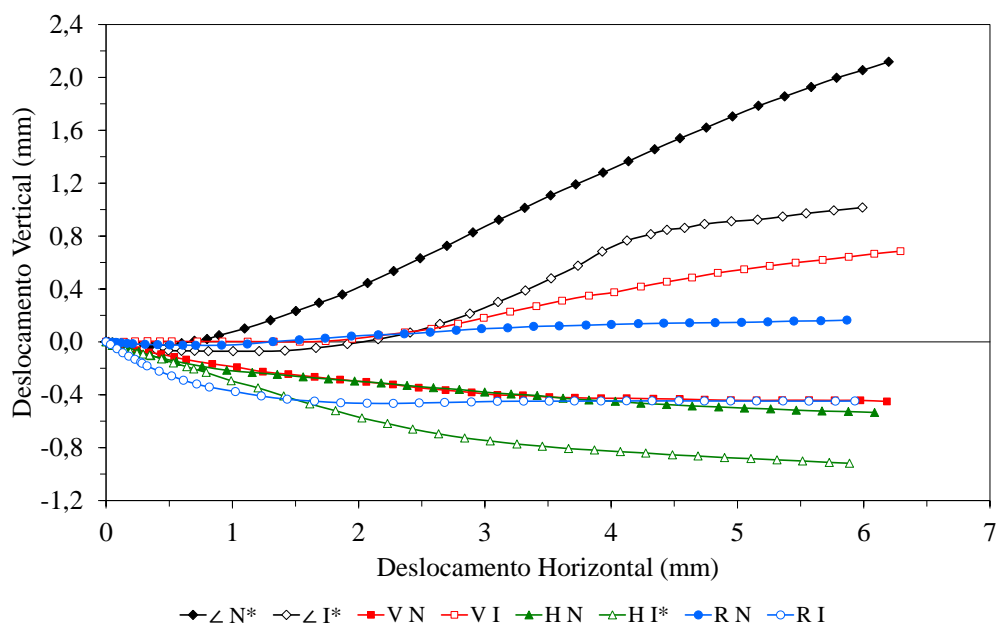


Figura 5.23 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 50 kPa (elaborado pela autora)

Sob σ_n de 50 kPa, nota-se que a magnitude das tensões cisalhantes desenvolvidas durante o cisalhamento pelos corpos de prova “de campo” e “vertical” e pelos corpos de prova “horizontal” e remoldados se enquadram em duas faixas de valores (Figura 5.22). Os corpos de prova “de campo” e “vertical” apresentaram picos de resistência, com exceção do corpo de prova “vertical” natural. Os corpos de prova que exibiram picos de resistência apresentaram inicialmente deformações volumétricas de contração e, depois de expansão. O corpo de prova “vertical” natural apresentou apenas contração. Os corpos de prova “horizontal” e remoldados apresentaram curvas semelhantes, sem pico de resistência e deformações volumétricas de contração ou expansão bastante pequena (corpo de prova remoldado natural). As tensões cisalhantes mobilizadas pelos corpos de prova “horizontal” foram inferiores aos dos corpos de prova remoldados.

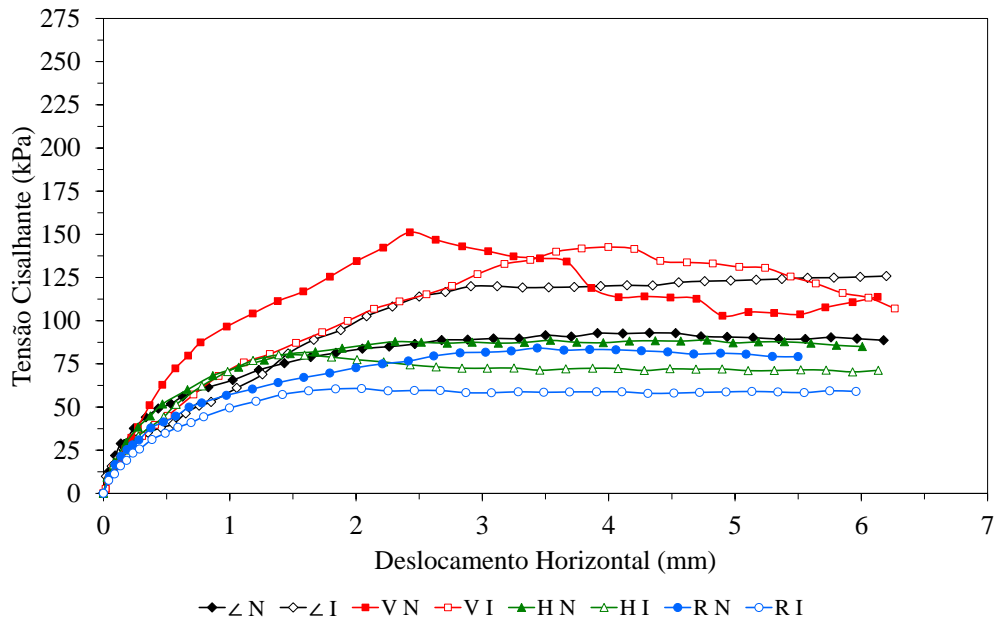


Figura 5.24 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 100 kPa (elaborado pela autora)

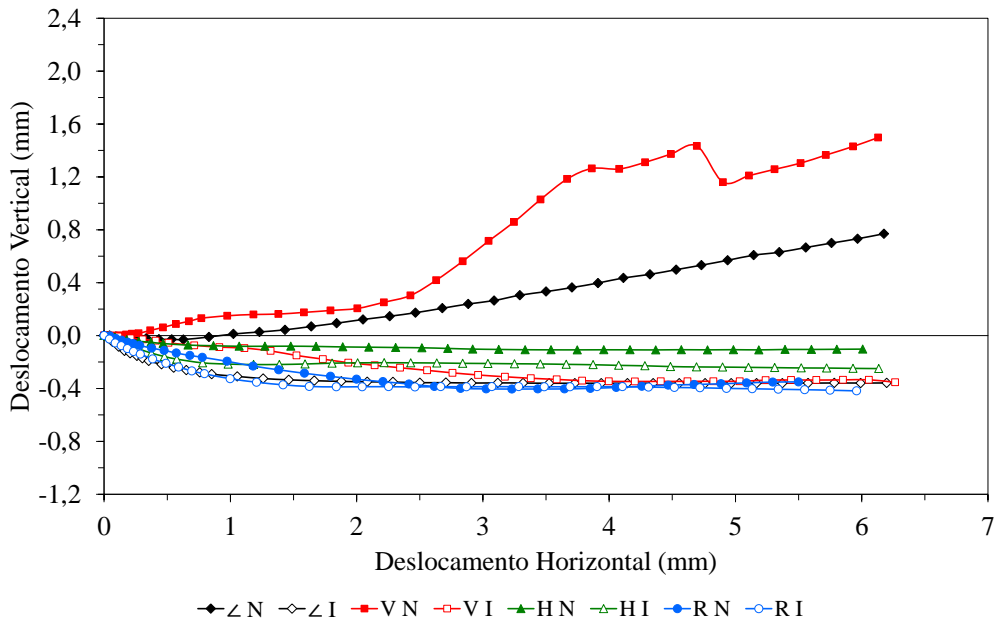


Figura 5.25 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a tensão normal de 100 kPa (elaborado pela autora)

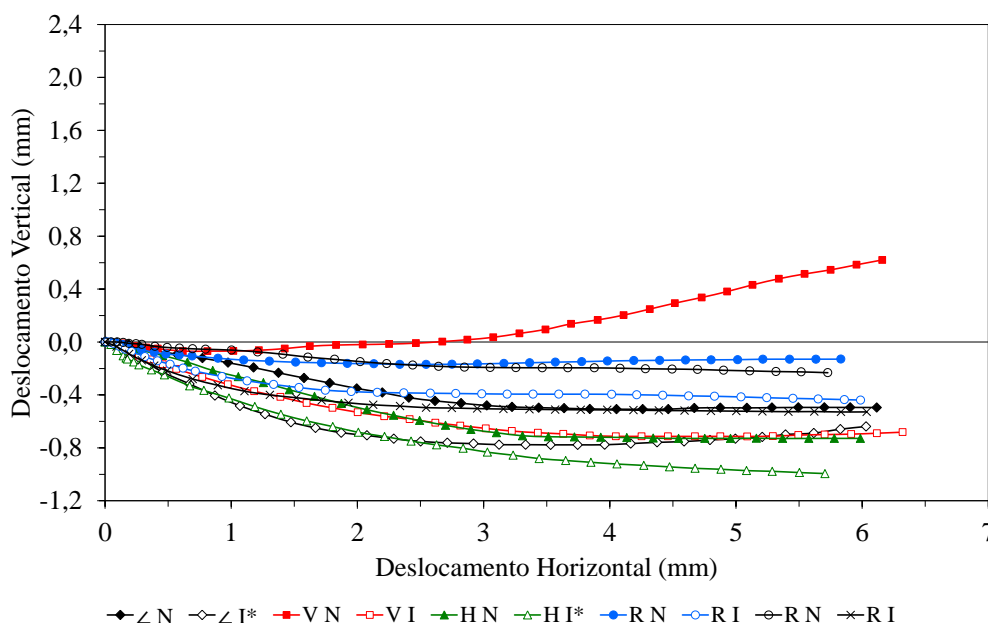


Figura 5.27 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para as tensões normais de 150 kPa e 250 kPa (elaborado pela autora)

Sob σ_n de 150 kPa, nota-se que a magnitude das tensões cisalhantes mobilizadas durante o cisalhamento pelos corpos de prova “de campo” inundado e “vertical” foram maiores que a dos corpos de prova “de campo” natural, “horizontal” e remoldados, em contrapartida a diferença não é tão evidente quanto aquela mostrada pelos corpos de provas ensaiados sob σ_n de 50 kPa e 100 kPa (Figuras 5.22 e 5.24). Os corpos de prova “de campo” inundado e “vertical” inundado têm suas curvas praticamente coincidentes e não apresentaram um pico de resistência. O corpo de prova “vertical” natural exibiu um pico de resistência. Os corpos de prova “de campo” natural e remoldados apresentaram curvas semelhantes, sem picos de resistência. Observa-se que a curva referente ao corpo de prova “horizontal” natural apresentou um formato similar ao do corpo de prova “vertical” natural, com um pico de resistência. Apenas o corpo de prova “horizontal” inundado manifestou um comportamento do tipo enrijecimento. Quanto aos corpos de prova remoldados submetidos à σ_n de 250 kPa, é possível notar que a magnitude das tensões cisalhantes atingidas foi similar a dos corpos de prova “de campo” inundado e “vertical”. Em relação às deformações volumétricas, apenas o corpo de prova “vertical” natural apresentou inicialmente contração e, depois expansão, enquanto os demais corpos de prova apresentaram deformações volumétricas de contração.

Pode-se observar que a ausência de pico de resistência nos corpos de prova remoldado natural sob σ_n de 50 kPa e “de campo” natural sob σ_n de 100 kPa, não estão relacionadas com o

comportamento contrátil, bem como a existência de pico de resistência nos corpos de prova “vertical” inundado sob σ_n de 100 kPa, “horizontal” inundado sob σ_n de 100 kPa e “horizontal” natural sob σ_n de 150 kPa, não estão associadas com o comportamento expansivo. Entretanto, com a distorção de resultados sucedida nestes corpos de prova, não é possível definir ao certo o quanto estes dados representam, de fato, o comportamento do ISF.

À medida que as tensões normais aumentaram a diferença entre a magnitude das tensões cisalhantes mobilizadas pelos corpos de prova “horizontal” e remoldados diminuiu com relação aos corpos de prova “de campo” e “vertical”. Nota-se, também, que o corpo de prova “de campo” natural apresenta um comportamento dilatante para a σ_n de 50 kPa e 100 kPa e contrátil para a σ_n de 150 kPa, enquanto o corpo de prova “vertical” natural demonstra um comportamento contrátil para a σ_n de 50 kPa e dilatante para a σ_n de 100 kPa e 150 kPa.

A Tabela 5.7 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova indeformados sob diferentes orientações do bandamento e em corpos de prova remoldados para as condições de umidade natural e inundada.

Tabela 5.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas e remoldadas de ISF

Amostra	Orientação do Bandamento	Condição do Ensaio	Nomenclatura	Intercepto Coesivo (c') (kPa)	Ângulo de Atrito Interno (ϕ') (°)
Indeformada	De campo*	Umidade Natural	∠ N	47	29
Indeformada	De campo*	Inundada	∠ I	71	34
Indeformada	Vertical	Umidade Natural	V N	66	39
Indeformada	Vertical	Inundada	V I	56	40
Indeformada	Horizontal	Umidade Natural	H N	0	41
Indeformada	Horizontal	Inundada	H I	3	34
Remoldada	-	Umidade Natural	R N	8	36,5
Remoldada	-	Inundada	R I	6	31

(*) Orientação do bandamento correspondente à do bloco indeformado amostrado em campo.

Fonte: Elaborado pela autora

Em condições de umidade natural, a envoltória resultante dos corpos de prova “vertical” foi a que apresentou maior intercepto coesivo, seguida pela envoltória dos ensaios em corpos de prova “de campo”. A envoltória referente aos ensaios em corpos de prova “horizontal”

mostrou um intercepto coesivo nulo, enquanto a envoltória dos ensaios em corpos de prova remoldados exibiu um intercepto coesivo de menor magnitude quando comparado com o obtido pelos corpos de prova “vertical” e “de campo”. A envoltória referente aos ensaios em corpos de prova “horizontal” foi a que apresentou maior ângulo de atrito interno, seguida pela envoltória dos ensaios em corpos de prova “vertical”. A envoltória pertencente aos ensaios em corpos de prova “de campo” mostrou menor ângulo de atrito interno, enquanto a envoltória dos ensaios em corpos de prova remoldados exibiu um ângulo de atrito interno intermediário ao obtido pelos corpos de prova “de campo”, “vertical” e “horizontal”.

Em condições inundadas, a envoltória resultante dos corpos de prova “de campo” foi a que apresentou maior intercepto coesivo, seguida pela envoltória dos ensaios em corpos de prova “vertical”. As envoltórias referentes aos ensaios em corpos de prova “horizontal” e remoldados mostraram menor intercepto coesivo quando comparados com os obtidos pelos corpos de prova “de campo” e “vertical”, sendo que o ensaio em corpos de prova “horizontal” exibiu um intercepto coesivo de menor magnitude que aquele do ensaio em corpos de prova remoldados. A envoltória referente aos ensaios em corpos de prova “vertical” foi a que apresentou maior ângulo de atrito interno, enquanto a envoltória dos ensaios em corpos de prova remoldados exibiu o menor ângulo de atrito interno. As envoltórias pertencentes aos ensaios em corpos de prova “de campo” e “horizontal” mostraram o mesmo valor de ângulo de atrito interno, sendo este valor menor que os ensaios em corpos de prova “vertical” e ligeiramente maior que os ensaios em corpos de prova remoldados.

Diante dos resultados, pode-se afirmar que não há uma dispersão significativa no valor do ângulo de atrito interno. A dispersão maior está no valor do intercepto coesivo. De modo geral, os corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical e com o bandamento de campo apresentaram maiores valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores e com valores bastante próximos àqueles obtidos pelos corpos de prova remoldados.

5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA

Foram realizadas duas séries de ensaios de compressão confinada, uma série com 3 corpos de prova indeformados, moldados com o bandamento inclinado da orientação do bloco indeformado amostrado em campo, com o bandamento na orientação vertical e com o

bandamento na orientação horizontal e uma série com 3 corpos de prova remoldados, preparados com índice de vazios iguais a 1,80, 0,74 e 0,54 e teor de umidade de aproximadamente 8%. O índice de vazios 0,74 e o teor de umidade 8% correspondem à média dos valores obtidos nos corpos de prova oriundos dos blocos indeformados e os índices de vazios 1,80 e 0,54 foram atribuídos como índice de vazios máximo e mínimo, obtidos em laboratório, respectivamente.

Para os ensaios de compressão confinada foram realizados um ciclo de descarga e recarga, com descarregamento ao final do ensaio. As tensões verticais aplicadas no carregamento foram 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, seguido de um descarregamento com os mesmos estágios do carregamento. Posteriormente, procedeu-se um recarregamento com tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, seguido de um novo descarregamento. Em ambas as séries, os ensaios foram iniciados com os corpos de prova na umidade natural e, após o estágio referente à σ_v de 50 kPa os corpos de prova foram inundados e permanecidos nessas condições até o final do ensaio.

Foi determinada a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), aqui denominada de tensão de plastificação (σ'_{vp}) pelo método Pacheco Silva, bem como os índices de recompressão (C_r), compressão (C_c) e expansão (C_s) para o primeiro e segundo ciclo de carga e descarga.

A σ'_{vp} foi determinada com aplicação direta do método Pacheco Silva e considerando o efeito da inundação. Neste último caso, traçou-se uma linha paralela à reta virgem a partir do trecho inundado, definindo assim, a trajetória em que a reta virgem percorreria se não houvesse a saturação do corpo de prova. Feito isso, o método de Pacheco Silva foi utilizado normalmente.

Para explicar o comportamento do ISF quanto à compressibilidade, optou-se por apresentar inicialmente os resultados dos ensaios com os corpos de prova remoldados.

5.3.1 Ensaios de Compressão Confinada em Corpos de Prova Remoldados

A Tabela 5.8 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados com corpos de prova remoldados e as principais características dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 5.8 – Nomenclatura e características dos corpos de prova remoldados (compressão confinada)

Amostra	Orientação do Bandamento	Nomenclatura	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	ω_f (%)	e_f	S_f (%)
Remoldada	-	R-1,80	7,8	18,9	17,6	1,80	21,7	16,4	1,05	78,3
Remoldada	-	R-0,74	7,9	30,4	28,2	0,74	53,2	15,5	0,72	100
Remoldada	-	R-0,54	7,7	34,4	32,0	0,54	71,7	11,1	0,52	100

Fonte: Elaborado pela autora

Conforme mostra a Tabela 5.8, ao final dos ensaios os corpos de prova encontravam-se saturados. Nota-se que o corpo de prova com índice de vazios inicial de 1,80 apresentou um grau de saturação menor que o necessário para sua completa saturação e o índice de vazios final atingido por ele foi significativamente maior que o mostrado pelos demais corpos de prova. Os corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54 apresentaram uma pequena redução de índice de vazios, de mesma magnitude.

Na Figura 5.28 são apresentadas as curvas índice de vazios versus tensão vertical em escala logarítmica dos corpos de prova remoldados. Analisando as curvas de compressibilidade, verifica-se a grande influência de um índice de vazios inicial alto (acima de $\approx 1,0$) no comportamento do ISF remoldado (orientação dos minerais aleatória). Observa-se que as curvas se mantiveram afastadas e não convergem, demonstrando que não há uma única LCN capaz de reger o comportamento de amostras remoldadas de ISF.

Nota-se, também, que as curvas de compressibilidade não indicaram a existência de uma σ'_{vp} , pois não foi observada uma clara mudança de comportamento. Na realidade, o que se observou foi um enrijecimento contínuo do material devido à diminuição de vazios.

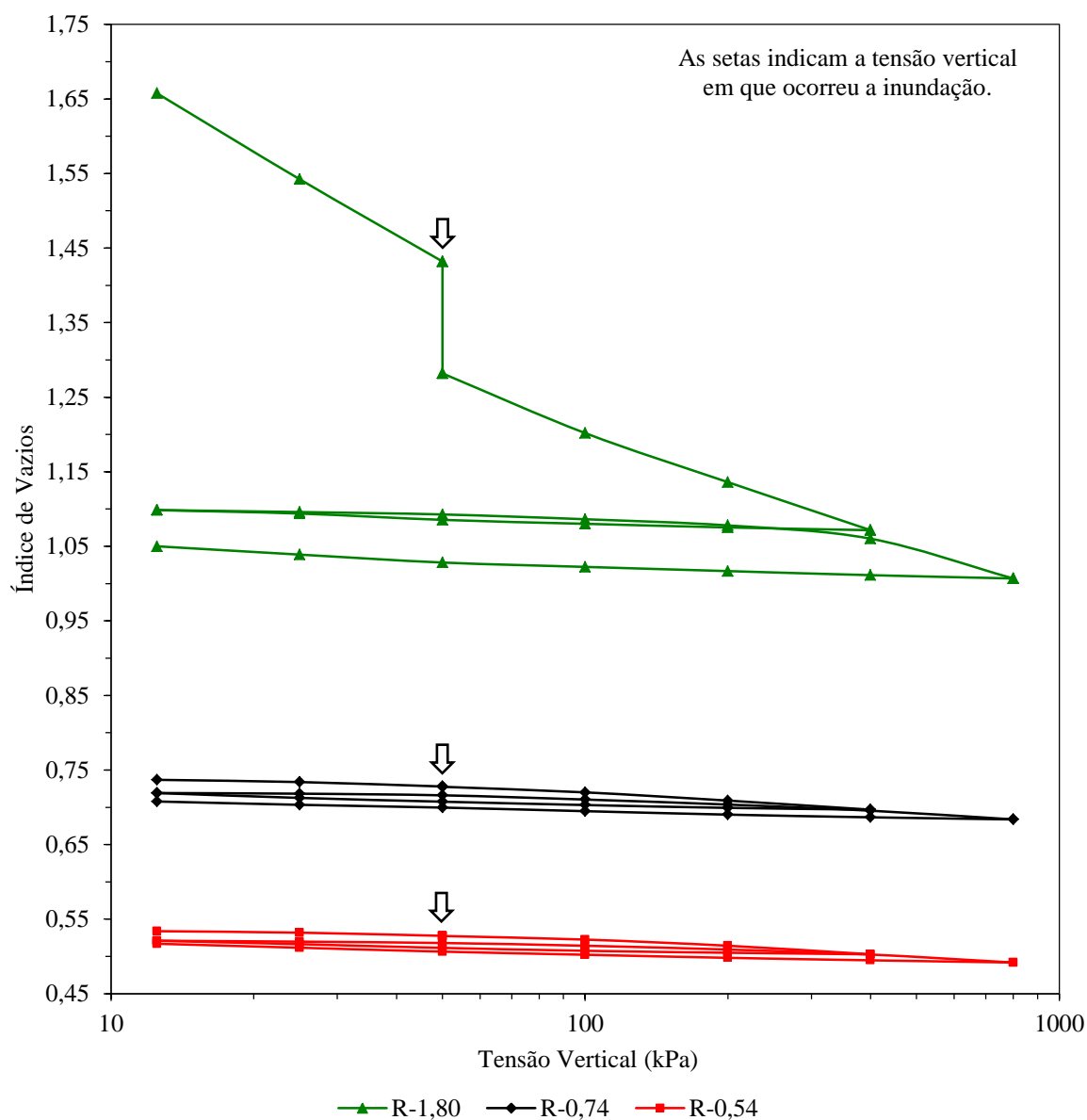


Figura 5.28 – Curvas índice de vazios versus tensão vertical em escala logarítmica dos corpos de prova remoldados (elaborado pela autora)

A Tabela 5.9 apresenta o intervalo de valores de σ'_{vp} e os parâmetros aparentes de compressibilidade calculados com base nas curvas da Figura 5.28.

Tabela 5.9 – Parâmetros aparentes de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão confinada em amostras remoldadas de ISF

Nomenclatura	σ'_{vp} (kPa)	C_r		C_c		C_s	
		Carregamento		Carregamento		Carregamento	
		1º	2º	1º	2º	1º	2º
R-1,80	–	0,375	0,023	0,214	0,177	0,018	0,023
R-0,74	54 – 55	0,014	0,016	0,041	0,039	0,014	0,014
R-0,54	89 – 90	0,012	0,012	0,039	0,035	0,012	0,014

Fonte: Elaborado pela autora

Nota-se que à medida que se reduz o índice de vazios inicial a magnitude da σ'_{vp} aumenta, por outro lado a σ'_{vp} não representa de modo claro a mudança de compressibilidade do material, como pode ser observado na Figura 5.28. Os valores de C_r , C_c e C_s são bastante próximos para os corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54, indicando certo paralelismo entre as curvas.

A Figura 5.29 mostra o comportamento dos corpos de prova remoldados em termos de rigidez, através do a_v . Este parâmetro foi calculado para cada incremento de σ_v , tendo como a tensão de referência àquela atingida após o carregamento. Os três primeiros incrementos de σ_v são representados em condição de umidade natural (linhas contínuas) e os outros três após a inundação dos corpos de prova (linhas tracejadas).

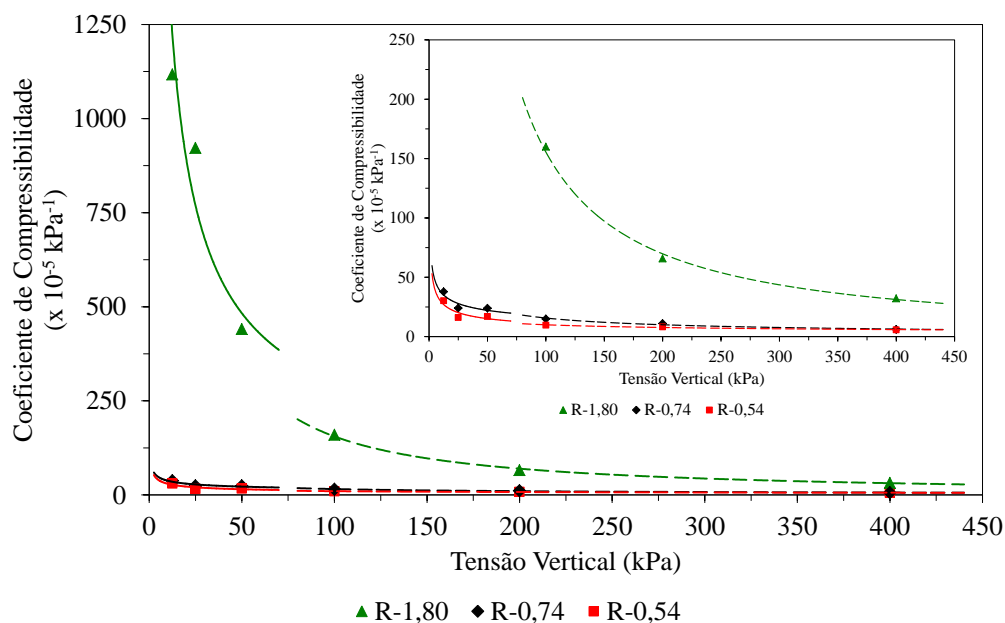
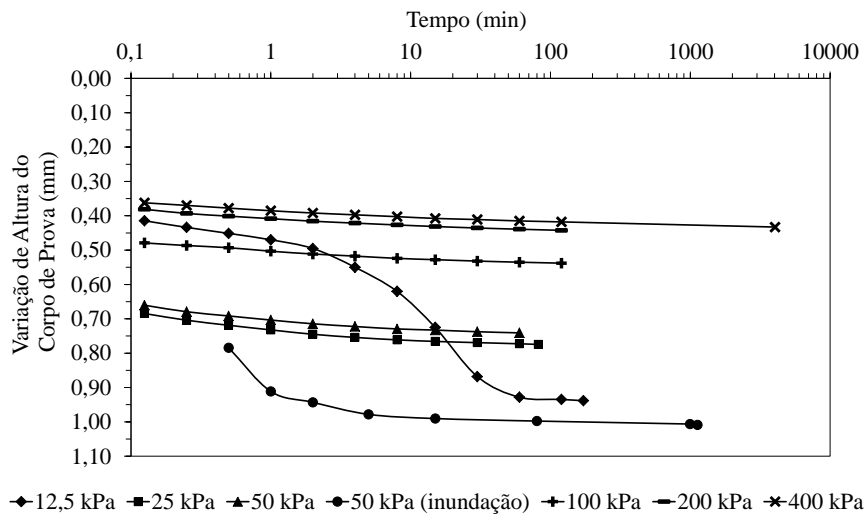


Figura 5.29 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova remoldados (elaborado pela autora)

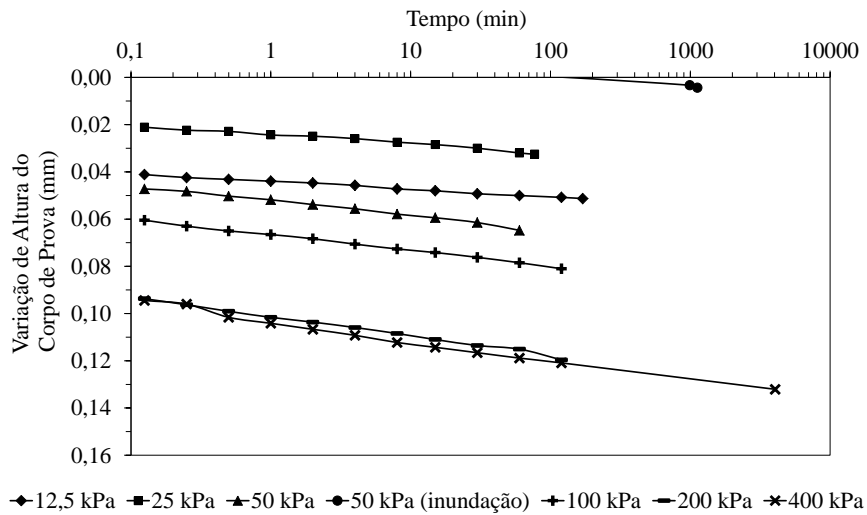
A Figura 5.29 mostra que a magnitude dos coeficientes de compressibilidade dos corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54 foram muito semelhantes, principalmente sob σ_v de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, coincidindo com as tensões verticais aplicadas após a inundação. O corpo de prova com índice de vazios inicial de 0,74 demonstrou um contínuo aumento de rigidez, tendo uma pequena redução do a_v entre as tensões verticais de 25 kPa e 50 kPa. O corpo de prova com índice de vazios inicial de 0,54 apresentou um ligeiro aumento do a_v para a σ_v de 50 kPa. Quanto ao corpo de prova com índice de vazios inicial de 1,80, nota-se uma tendência bem definida de redução do a_v com o aumento da σ_v . Além disso, esse corpo de prova apresentou-se menos rígido que os demais, porém quando ele atingiu a σ_v de 100 kPa sua rigidez se elevou de forma mais expressiva.

Os valores do a_v tenderam a serem mais dispersos na condição de umidade natural. Essa dispersão diminuiu significativamente com a inundação, provavelmente devido ao efeito da sucção. Observa-se também que à medida que se elevaram as tensões, os coeficientes de compressibilidades tenderam a serem mais próximos.

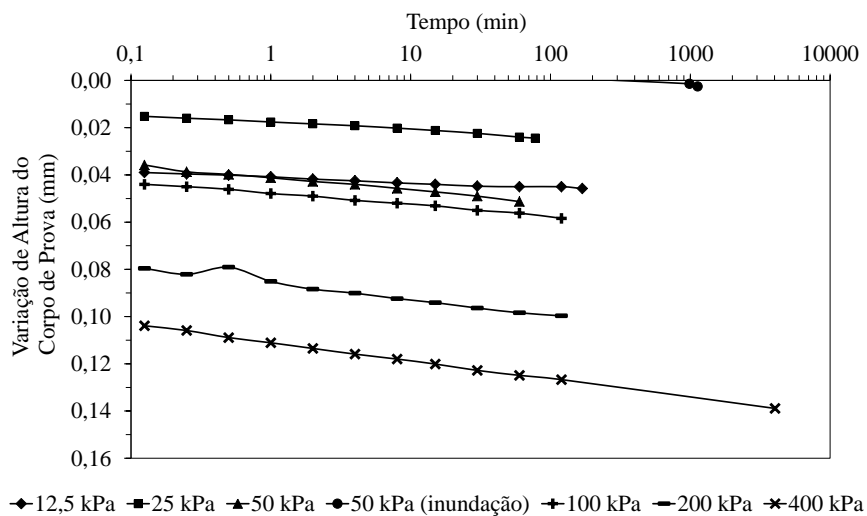
Nas Figuras 5.30 (a) a (c) são apresentadas a variação de altura dos corpos de prova remoldados com o tempo, para cada um dos estágios do primeiro carregamento.



(a)



(b)

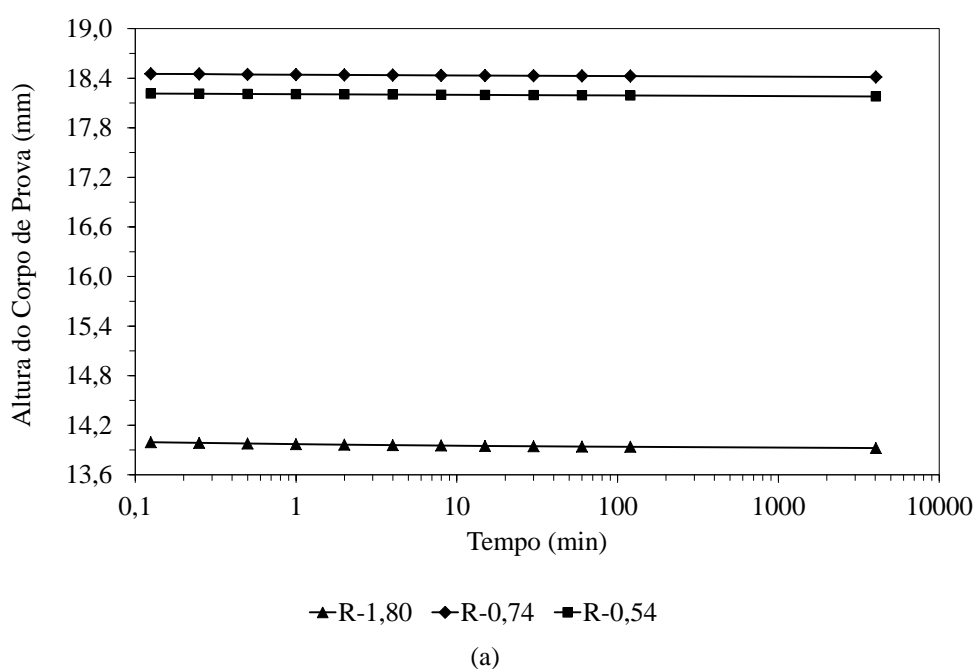


(c)

Figura 5.30 – Variação de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo do: (a) corpo de prova R-1,80; (b) corpo de prova R-0,74; (c) corpo de prova R-0,54 (elaborado pela autora)

A Figura 5.30 (a) mostra que a maior variação de altura do corpo de prova com índice de vazios inicial de 1,80 ocorreu com a aplicação da σ_v de 12,5 kPa, seguida pela σ_v de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Quando inundado sob σ_v de 50 kPa apresentou, inicialmente, um aumento na taxa de variação de altura e a partir do tempo 5 minutos, passou a descrever uma trajetória linear. A maior variação de altura dos corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 (Figura 5.30 (b)) e 0,54 (Figura 5.30 (c)) ocorreu com a aplicação da σ_v de 400 kPa, seguida pela σ_v de 200 kPa, 100 kPa, 50 kPa, 12,5 kPa e 25 kPa. Quando inundados sob σ_v de 50 kPa apresentaram tendência à expansão. De modo geral, as curvas mostram trajetórias aproximadamente lineares.

A Figura 5.31 apresenta as curvas de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo (Figura 5.31 (a)) e curvas de altura do corpo de prova versus raiz quadrada do tempo (Figura 5.31 (b)) dos corpos de prova remoldados para o primeiro carregamento de 400 kPa. O formato assumido pelas curvas nos demais estágios de carregamento foi o mesmo que o exibido por essas curvas.



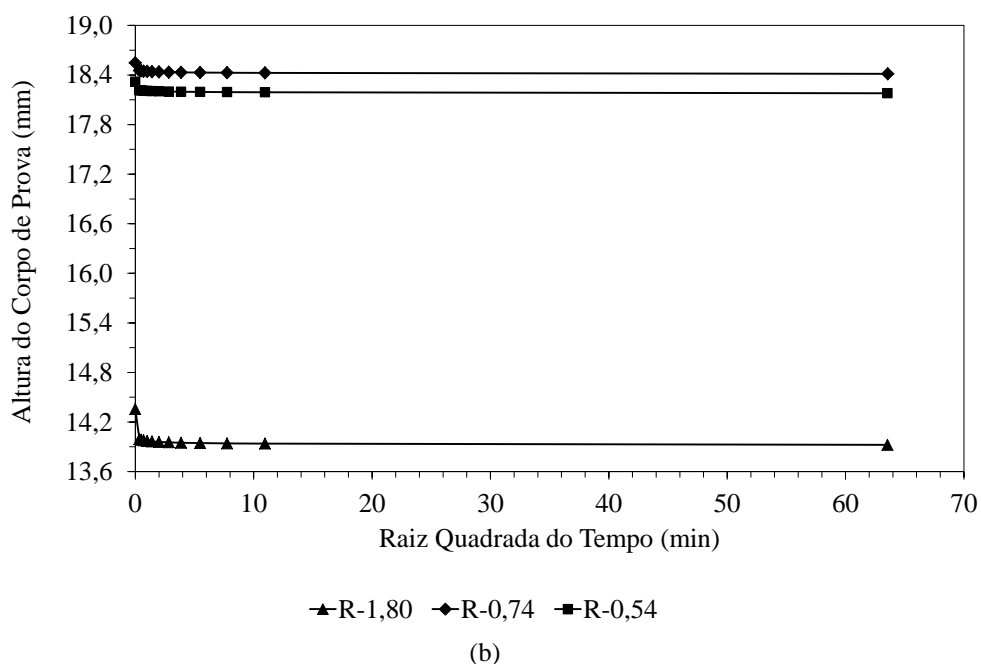


Figura 5.31 – Curvas de altura do corpo de prova versus tempo dos corpos de prova remoldados sob tensão vertical de 400 kPa: (a) logaritmo do tempo; (b) raiz quadrada do tempo (elaborado pela autora)

O formato das curvas mostradas nas Figuras 5.31 (a) e (b), não possibilitaram o cálculo do C_v pelos métodos de Casagrande e Taylor, respectivamente. No método de Casagrande, não há inflexão das curvas que indique o final do “adensamento primário” e início do “secundário”. Da mesma maneira, o método de Taylor não pode ser utilizado de forma satisfatória, uma vez que não é possível distinguir se o trecho retilíneo no início da curva corresponde à ocorrência de recalque elástico ou “adensamento primário”.

Em relação à susceptibilidade ao colapso, esta foi avaliada com base no critério proposto por Vargas (1978), onde o autor considera que solos que apresentam $i > 2\%$ são colapsíveis. Os valores de i dos corpos de prova remoldados constam na Tabela 5.10. Consta-se que o potencial de colapso é muito pequeno para os corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54, ao contrário do corpo de prova com índice de vazios inicial de 1,80 que apresentou o maior valor de colapso ($\cong 6\%$).

Tabela 5.10 – Coeficiente de colapso estrutural das amostras remoldadas de ISF

Nomenclatura	Índice de Vazios		i (%)
	Antes da Inundação	Depois da Inundação	
R-0,74	0,728	0,727	0,02
R-0,54	0,528	0,527	0,01
R-1,80	1,432	1,282	6,17

Fonte: Elaborado pela autora

5.3.2 Ensaios de Compressão Confinada em Corpos de Prova Indeformados

A Tabela 5.11 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios realizados com corpos de prova indeformados com bandamento nas orientações de campo, vertical e horizontal e as principais características dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 5.11 – Nomenclatura e características dos corpos de prova indeformados (compressão confinada)

Amostra	Orientação do Bandamento	Nomenclatura	ω_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	ω_f (%)	e_f	S_f (%)
Indeformada	De campo*	∟	13,4	29,7	26,2	0,87	76,8	17,4	0,82	100
Indeformada	Vertical	V	14,1	27,6	24,2	1,03	68,2	20,0	0,93	100
Indeformada	Horizontal	H	14,3	25,4	22,2	1,21	59,0	20,5	1,03	100

(*) Orientação do bandamento correspondente à do bloco indeformado amostrado em campo.

Fonte: Elaborado pela autora

Conforme mostra a Tabela 5.11, ao final dos ensaios todos os corpos de prova encontravam-se completamente saturados. O corpo de prova “horizontal” apresentou um índice de vazios final maior que o mostrado pelos demais corpos de prova. O corpo de prova “de campo” apresentou uma redução de índice de vazios menor do que os corpos de prova “vertical” e “horizontal”, sendo que o corpo de prova “vertical” mostrou uma redução de índice de vazios intermediário quando comparado com os corpos de prova “de campo” e “horizontal”.

Na Figura 5.32 são apresentadas as curvas índice de vazios versus tensão vertical, em escala logarítmica dos corpos de prova indeformados. Analisando as curvas de compressibilidade, percebe-se que a orientação do bandamento exerce influência sobre o comportamento dos corpos de prova, mas o efeito do índice de vazios é bastante importante também, como mostrado nos ensaios remoldados. O corpo de prova “horizontal”, de maior índice de vazios,

mostrou-se mais compressível que os demais corpos de prova. Nota-se que as curvas se mantiveram afastadas e em nenhum momento ocorreu à convergência delas. Portanto, constata-se novamente que não há uma única LCN capaz de reger o comportamento do ISF.

As curvas de compressibilidade, também, como no caso dos corpos de prova remoldados não indicaram mudança de comportamento. O que se observou foi um enrijecimento constante do material devido à diminuição de vazios e sua desestruturação.

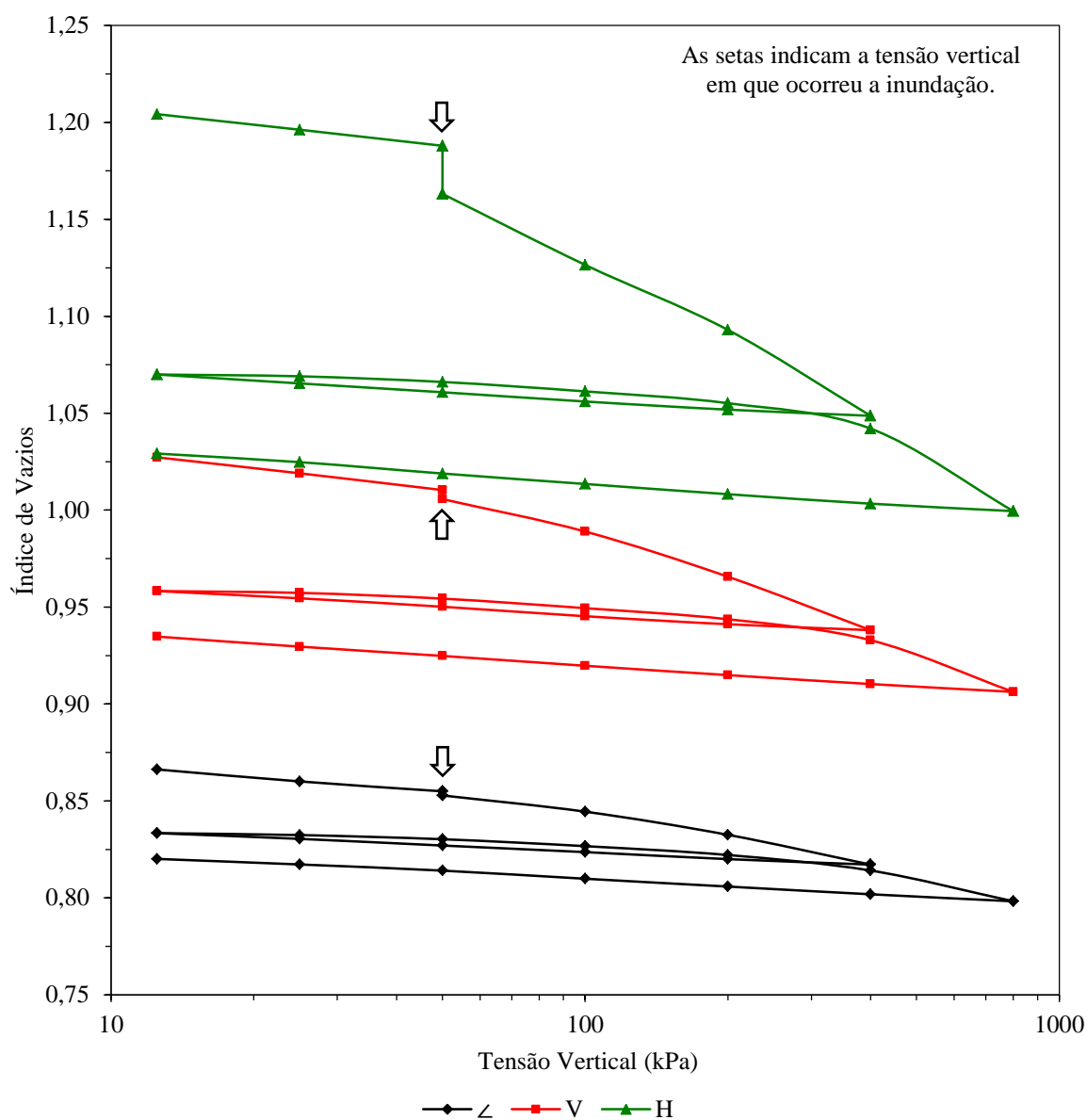


Figura 5.32 – Curvas índice de vazios versus tensão vertical em escala logarítmica dos corpos de prova indeformados (elaborado pela autora)

A Tabela 5.12 apresenta o intervalo de valores de σ'_{vp} e os parâmetros aparentes de compressibilidade calculados com base nas curvas da Figura 5.32. É preciso saber que estes resultados devem ser utilizados com cautela, dado os pequenos valores de compressibilidade dos corpos de prova.

Tabela 5.12 – Parâmetros aparentes de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas de ISF

Nomenclatura	σ'_{vp} (kPa)	C_r		C_c		C_s	
		Carregamento		Carregamento		Carregamento	
		1°	2°	1°	2°	1°	2°
∠	63 – 71	0,018	0,012	0,051	0,053	0,012	0,012
V	58 – 68	0,028	0,016	0,092	0,087	0,014	0,016
H	41 – 66	0,028	0,018	0,147	0,140	0,014	0,016

Fonte: Elaborado pela autora

Nota-se que a magnitude da σ'_{vp} não difere muito, com exceção da σ'_{vp} obtida no corpo de prova “horizontal” calculado com aplicação direta do método Pacheco Silva. Portanto, as tensões de plastificação podem ser agrupadas em uma faixa de valores σ'_{vp} , independente da orientação do bandamento. A σ'_{vp} não evidencia de modo claro a mudança de compressibilidade dos corpos de prova, como pode ser observado na Figura 5.32.

Dentre os coeficientes de compressibilidades calculados, o C_c do primeiro e segundo carregamento foi o parâmetro que mais variou de acordo com a orientação do bandamento. O corpo de prova “de campo” foi o mais rígido e o corpo de prova “horizontal” foi o mais compressível. Os valores de C_r , e C_s são relativamente próximos, apontando certo paralelismo entre as curvas.

A Figura 5.33 mostra as curvas índice de vazios normalizado (e/e_0) versus tensão vertical dos corpos de prova indeformados. A normalização apresentou-se satisfatória somente até σ_v de 50 kPa, correspondente a σ_v em que ocorreu a inundação. A partir daí as curvas de compressibilidade normalizadas apresentaram tendência de se deslocarem para a esquerda, indicando a destruição da estrutura ao aumento das tensões verticais.

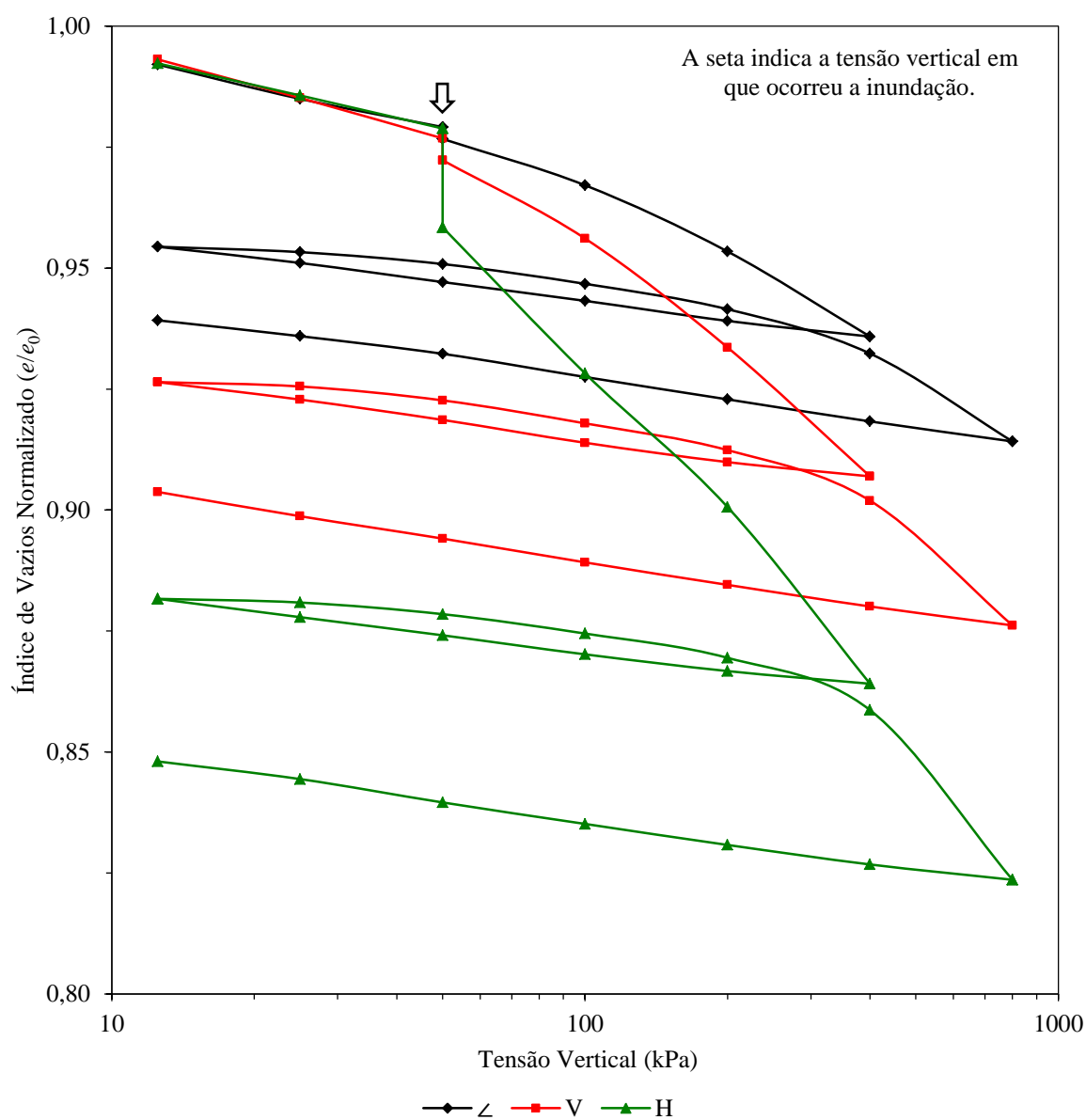


Figura 5.33 – Curvas índice de vazios normalizado versus tensão vertical em escala logarítmica para os corpos de prova indeformados (elaborado pela autora)

O comportamento dos corpos de prova indeformados em termos de rigidez é descrito na Figura 5.34, através dos coeficientes de compressibilidade.

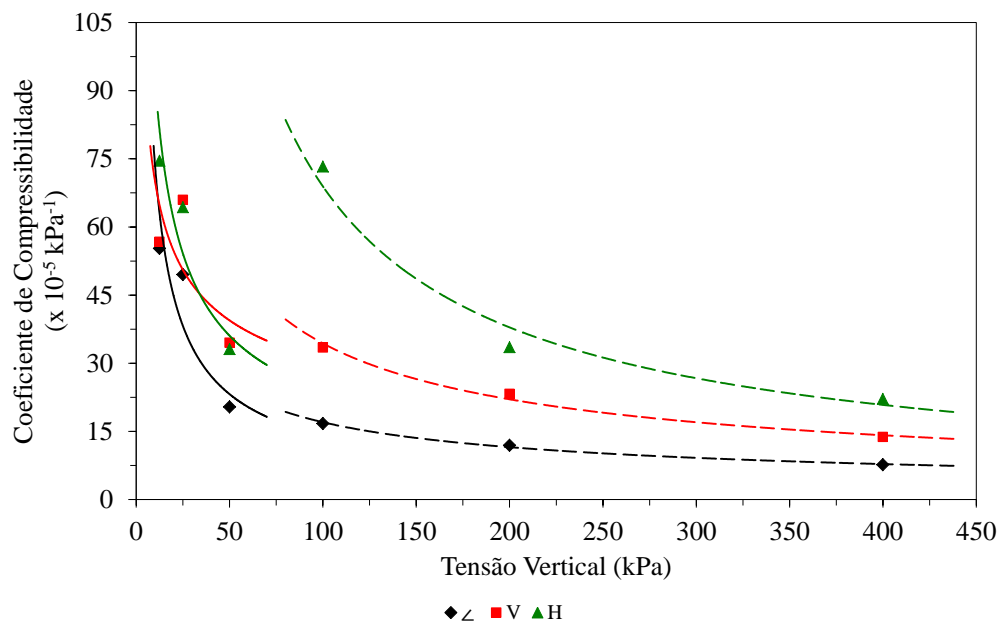
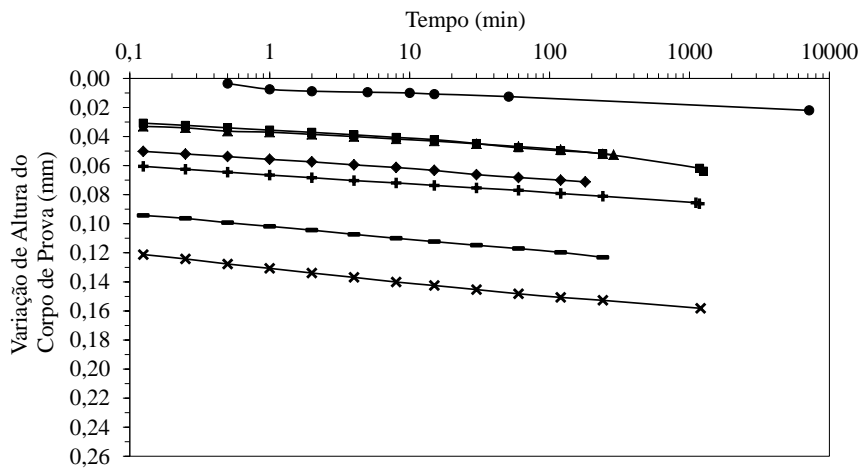


Figura 5.34 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova indeformados (elaborado pela autora)

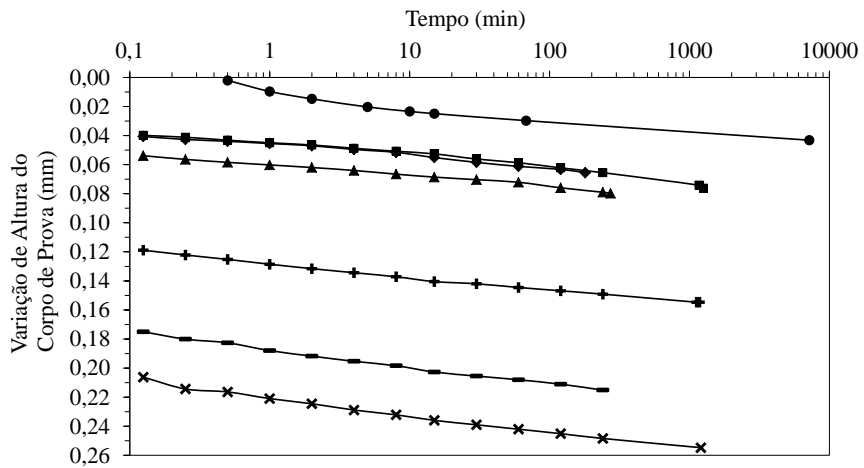
A Figura 5.34 mostra que o corpo de prova “de campo” foi o mais rígido dentre os três corpos de prova. O corpo de prova “vertical” apresentou um a_v alto para uma σ_v de 25 kPa, o qual, a partir daí, passou a diminuir. Além disso, esse corpo de prova apresentou uma suave redução do a_v entre as tensões verticais de 50 kPa e 100 kPa. O corpo de prova “horizontal” apresentou constante ganho de rigidez, porém no incremento de σ_v para 100 kPa houve um aumento considerável do a_v , quando então retornou a decrescer. Percebe-se que o aumento do a_v no corpo de prova “vertical” ocorreu na umidade natural, enquanto que no corpo de prova “horizontal” aconteceu após a inundação. Na condição natural de umidade observa que a_v dos corpos de prova “de campo” e “vertical” sob σ_v de 12,5 kPa são semelhantes e sob σ_v de 25 kPa e 50 kPa são os corpos de prova “vertical” e “horizontal” que passam a apresentar a_v parecidos.

Nas Figuras 35 (a) a (c) são apresentadas a variação de altura dos corpos de prova indeformados com o tempo, para cada um dos estágios do primeiro carregamento.



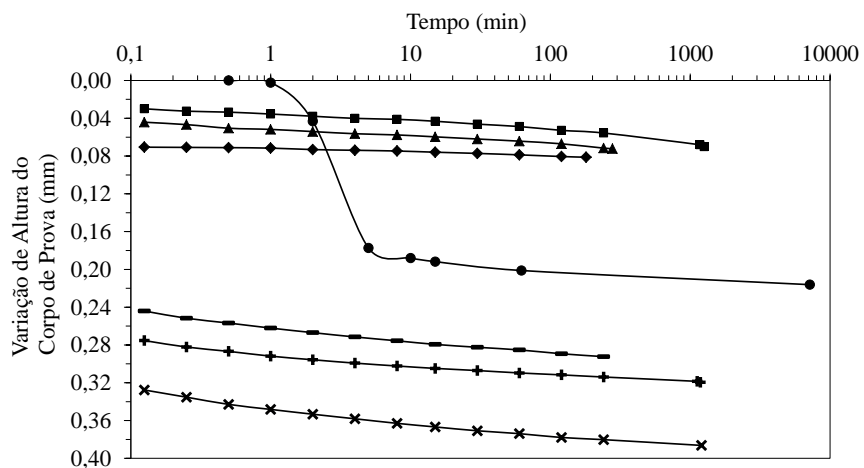
◆ 12,5 kPa ■ 25 kPa ▲ 50 kPa ● 50 kPa (inundação) + 100 kPa - 200 kPa × 400 kPa

(a)



◆ 12,5 kPa ■ 25 kPa ▲ 50 kPa ● 50 kPa (inundação) + 100 kPa - 200 kPa × 400 kPa

(b)



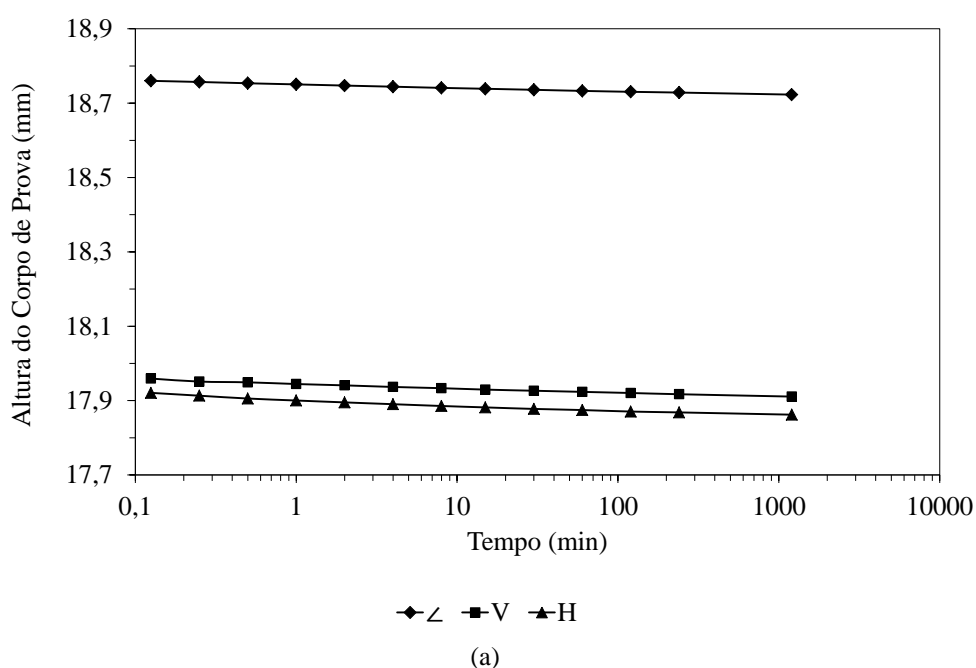
◆ 12,5 kPa ■ 25 kPa ▲ 50 kPa ● 50 kPa (inundação) + 100 kPa - 200 kPa × 400 kPa

(c)

Figura 5.35 – Variação de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo do: (a) corpo de prova Z; (b) corpo de prova V; (c) corpo de prova H (elaborado pela autora)

A Figura 5.35 (a) mostra que a maior variação de altura do corpo de prova “de campo” ocorreu com a aplicação da σ_v de 400 kPa, seguida pela σ_v de 200 kPa, 100 kPa, 12,5 kPa, 50 kPa e 25 kPa, sendo que essas duas últimas tensões exibiram variação de altura de mesma magnitude. A Figura 5.35 (b) mostra que a maior variação de altura do corpo de prova “vertical” ocorreu com a aplicação da σ_v de 400 kPa, seguida pela σ_v de 200 kPa, 100 kPa, 50 kPa, 12,5 kPa e 25 kPa, sendo que essas duas últimas tensões exibiram variação de altura de mesma magnitude. Esses dois corpos de prova, quando inundados sob σ_v de 50 kPa apresentaram a menor variação de altura dentre os estágios de carregamento. A Figura 5.35 (c) mostra que a maior variação de altura do corpo de prova “horizontal” ocorreu com a aplicação da σ_v de 400 kPa, seguida pela σ_v de 100 kPa, 200 kPa, 12,5 kPa, 50 kPa e 25 kPa e quando inundado sob σ_v de 50 kPa apresentou, inicialmente, uma variação de altura praticamente nula e entre os tempos 1 e 5 minutos sofreu um aumento na taxa de variação de altura, o qual, a partir daí, passou a descrever uma trajetória linear. De modo geral, as curvas mostram trajetórias aproximadamente lineares.

A Figura 5.36 apresenta as curvas de altura do corpo de prova versus logaritmo do tempo (Figura 5.36 (a)) e curvas de altura do corpo de prova versus raiz quadrada do tempo (Figura 5.36 (b)) dos corpos de prova indeformados para o primeiro carregamento de 400 kPa. O formato exibido pelas curvas nos demais estágios de carregamento foi o mesmo mostrado por essas curvas.



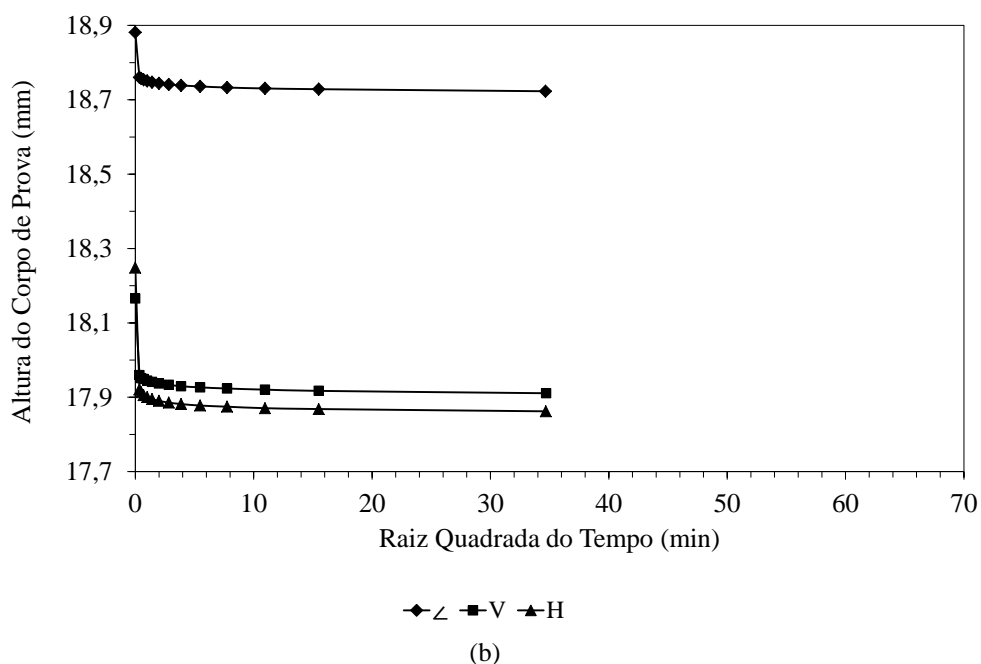


Figura 5.36 – Curvas de altura do corpo de prova versus tempo dos corpos de prova indeformados sob tensão vertical de 400 kPa: (a) logaritmo do tempo; (b) raiz quadrada do tempo (elaborado pela autora)

O formato exibido pelas curvas apresentadas nas Figuras 5.36 (a) e (b), da mesma forma que no caso dos corpos de prova remoldados, não foi possível aplicar os métodos de Casagrande e Taylor para o cálculo do C_v , pelo mesmo motivo abordado anteriormente.

Em relação à susceptibilidade ao colapso, os valores de i dos corpos de prova indeformados constam na Tabela 5.13. Ao analisar os resultados, nota-se que o potencial de colapso é bem pequeno para os corpos de prova “de campo” e “vertical”. Apesar do corpo de prova “horizontal” apresentar um valor mais significativo de i , ele ainda não é considerado colapsível, de acordo com o critério de Vargas (1978).

Tabela 5.13 – Coeficiente de colapso estrutural das amostras indeformadas de ISF

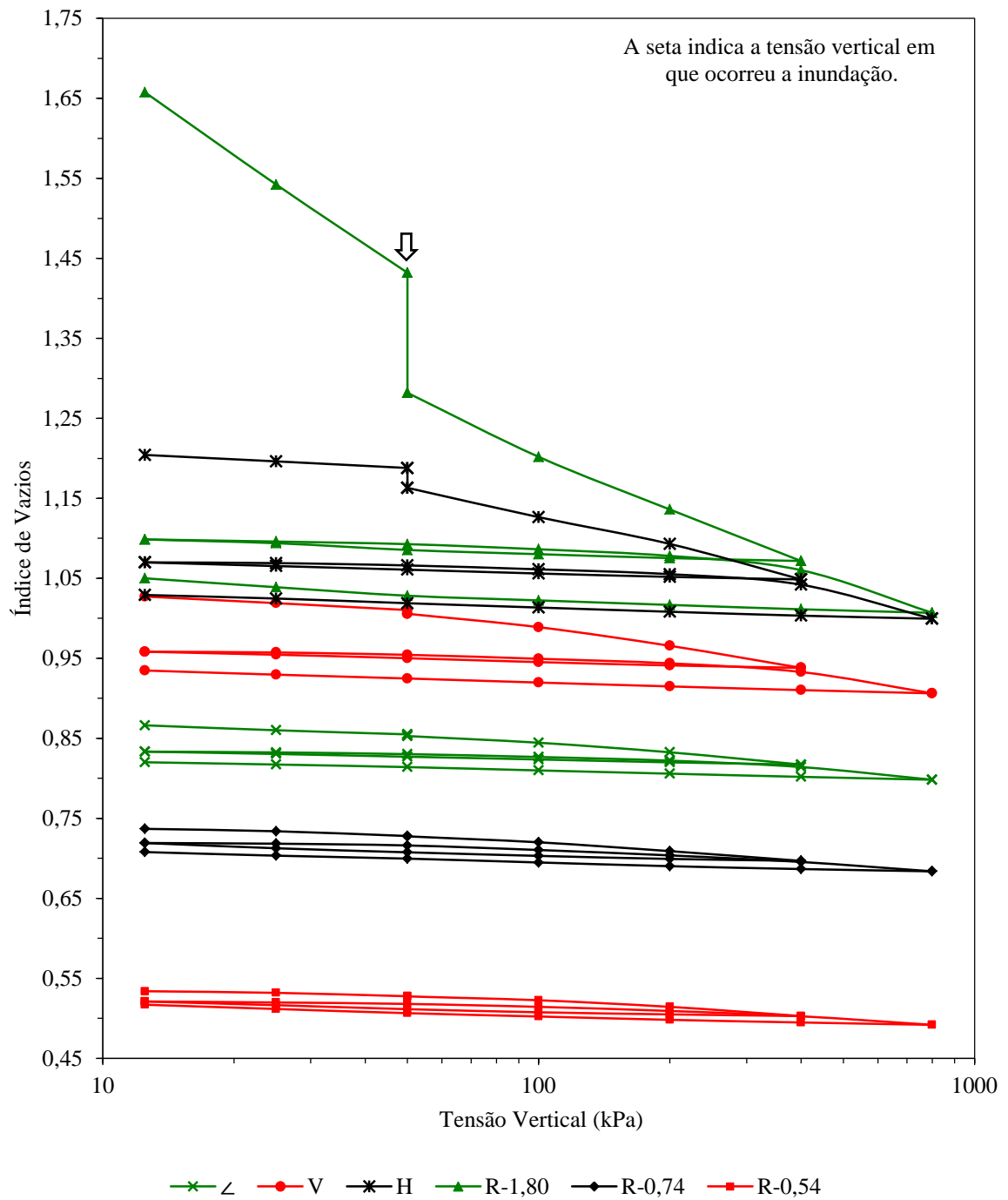
Nomenclatura	Índice de Vazios		i (%)
	Antes da Inundação	Depois da Inundação	
∟	0,855	0,853	0,12
V	1,010	1,006	0,23
H	1,188	1,163	1,13

Fonte: Elaborado pela autora

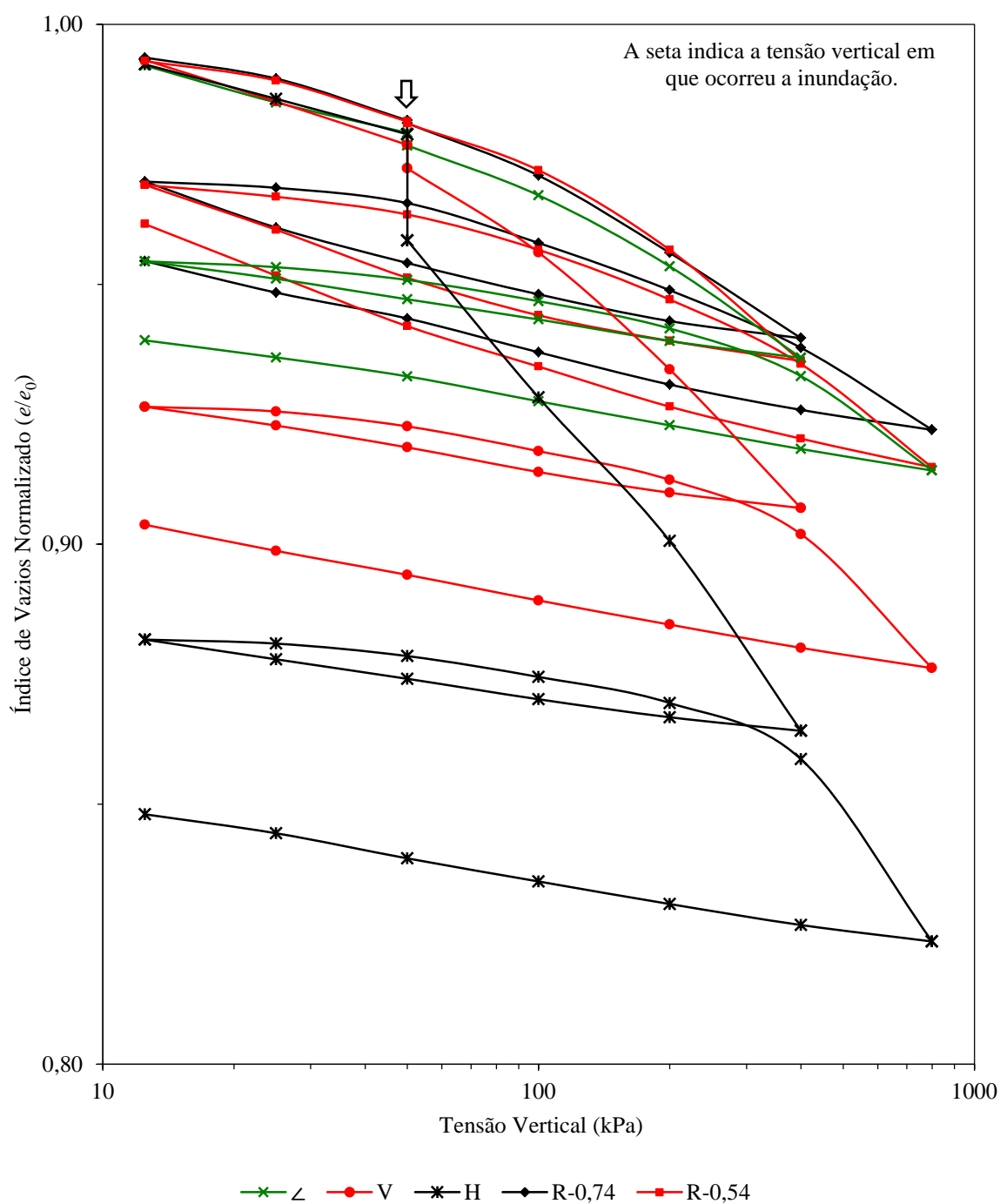
A Figura 5.37 mostra conjuntamente as curvas de compressibilidade dos corpos de prova remoldados e indeformados. A Figura 5.37 (a) mostra as curvas na forma tradicionalmente empregadas e a Figura 5.37 (b) mostra as curvas normalizadas com base no índice de vazios inicial de cada corpo de prova (o ensaio remoldado com índice de vazios inicial de 1,80 não foi representado nesta figura).

Nota-se na Figura 5.37 (a) que os corpos de prova, tanto os remoldados quanto os indeformados exibiram contínuo enrijecimento ao longo de todo o ensaio. Comparando o comportamento do corpo de prova remoldado com índice de vazios inicial de 1,80 com o corpo de prova indeformado “horizontal”, constata-se que a partir da σ_v de 400 kPa esses corpos de prova apresentaram índices de vazios similares, principalmente no descarregamento final.

A partir da Figura 5.37 (b), observa-se que a normalização das curvas de compressibilidade revelou um comportamento semelhante dos corpos de prova remoldados com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54 com o corpo de prova indeformado “de campo”. A distância entre as demais curvas demonstra o efeito da estrutura ao comportamento deste material sob carregamento unidimensional.



(a)



(b)

Figura 5.37 – Curvas de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados: (a) curvas índice de vazios versus tensão vertical; (b) índice de vazios normalizado versus tensão vertical (elaborado pela autora)

A Figura 5.38 apresenta os coeficientes de compressibilidades obtidos nos ensaios em corpos de prova remoldados e indeformados. As tendências de deformação apresentadas nas curvas de compressibilidade são corroboradas pelas variações dos coeficientes de compressibilidade. A magnitude dos coeficientes de compressibilidade dos corpos de prova com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54 e do corpo de prova indeformado “de campo” foram muito semelhantes a partir da σ_v de 50 kPa. De modo geral, todos os corpos de prova apresentaram um aumento da rigidez durante o ensaio.

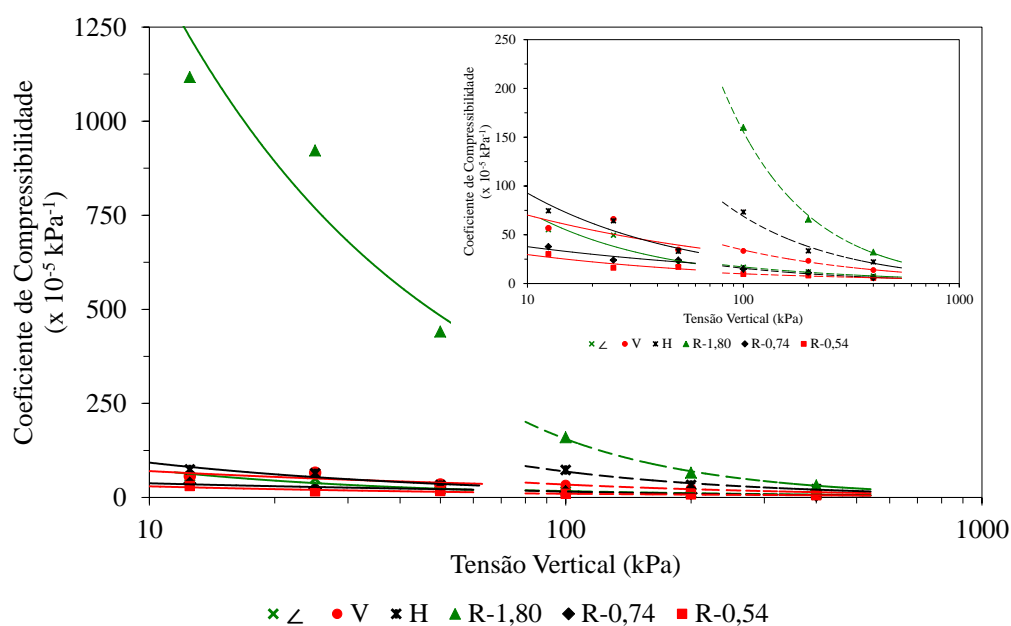


Figura 5.38 – Variação do coeficiente de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados (elaborado pela autora)

6 CONCLUSÕES

Esta dissertação investigou o comportamento mecânico do Itabirito silicoso friável, litologia existente na cava da Mina de Águas Claras, localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas nesta dissertação.

- Ensaio de Caracterização Física

O peso específico real dos grãos de $49,2 \text{ kN/m}^3$ é particularmente elevado devido ao alto conteúdo de óxidos de ferro. Os demais índices físicos apresentaram variabilidade que evidenciam a heterogeneidade natural do itabirito estudado.

Os ensaios de granulometria realizados apontaram uma composição predominante de silte arenoso fino. As distribuições granulométricas obtidas através dos procedimentos utilizados nas séries GRA1 e GRA2 indicaram que os finos que surgiram após o destorroamento foram originários da desagregação de partículas maiores e que, mesmo sendo realizados procedimentos diferentes durante a lavagem do material proveniente da sedimentação, os ensaios resultaram em curvas granulométricas contínuas. A utilização de defloculante revelou que na condição natural as partículas se encontram agrupadas entre si ou aderidas em partículas maiores.

O Itabirito silicoso friável tem comportamento não plástico, relacionado não só com a mineralogia, mas também com a quantidade de material com dimensão de argila presente (7,3% (GRA1) – 3,5% (GRA2)).

- Ensaio de Cisalhamento Direto

O Itabirito silicoso friável apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento. De modo geral, ensaios realizados com corpos de prova com o bandamento na orientação vertical e com o bandamento na orientação de campo apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento maiores em relação aos ensaios com corpos de prova com o bandamento na orientação horizontal.

Os ensaios com corpos de prova remoldados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento semelhantes aos obtidos para os corpos de prova com o bandamento na orientação horizontal.

A dispersão foi mais acentuada para os valores do intercepto coesivo do que para os valores de ângulo de atrito interno.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo, na condição inundada ($c' = 71$ kPa e $\phi' = 34^\circ$) foram mais elevados que na umidade natural ($c' = 47$ kPa e $\phi' = 29^\circ$). Este inesperado resultado, não pode ser explicado a partir dos dados disponíveis, porém, tudo indica estar associado à própria variabilidade da foliação.

O intercepto coesivo nos ensaios realizados com corpos de prova com o bandamento na orientação vertical na umidade natural ($c' = 66$ kPa), foi mais elevado que na condição inundada ($c' = 56$ kPa). O ângulo de atrito interno praticamente não variou com a saturação, exibindo para as condições de umidade natural e inundada valores iguais a 39° e 40° , respectivamente. Portanto, o ISF ensaiado com o bandamento na orientação vertical apresentou diminuição no intercepto coesivo devido à redução da sucção, contudo a saturação não exerceu influência significativa no ângulo de atrito interno.

O valor do intercepto coesivo nos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal, na umidade natural ($c' = \text{zero}$) e inundado ($c' = 3$ kPa), não foi significativo. Quanto ao ângulo de atrito interno, observou-se uma redução do ensaio na umidade natural ($\phi' = 41^\circ$) para o ensaio inundado ($\phi' = 34^\circ$). Os resultados dos ensaios realizados com o bandamento na orientação horizontal, onde as cargas foram aplicadas na direção paralela ao plano de ruptura, representam a direção de menor resistência ao cisalhamento do ISF, uma vez que seus minerais ocorrem alinhados paralelamente ao bandamento. Ao contrário dos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação vertical, a saturação exerceu certa influência no ângulo de atrito interno.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos ensaios realizados com corpos de prova remoldados, na umidade natural ($c' = 8$ kPa e $\phi' = 36,5^\circ$), foram mais elevados que na condição inundada ($c' = 6$ kPa e $\phi' = 31^\circ$). Portanto, os resultados indicam que os parâmetros de resistência ao cisalhamento em corpos de prova remoldados foram pouco influenciados pela saturação.

Verificou-se que, à medida que as tensões normais aumentaram a diferença entre as tensões cisalhantes mobilizadas pelos corpos de prova remoldados e os ensaiados com o bandamento na orientação horizontal diminuiu com relação aos corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo e na orientação vertical.

Em relação às deformações volumétricas, observou-se um comportamento semelhante entre os corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo e com orientação vertical. Geralmente, os corpos de prova na umidade natural apresentaram comportamento dilatante, enquanto os corpos de prova inundados apresentaram comportamento contrátil. Também, foi constatado um comportamento parecido entre os corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação horizontal e os corpos de prova remoldados, onde foi observada uma tendência à contração.

- Ensaios de Compressão Confinada

Quanto aos ensaios de compressão confinada, constatou-se que a orientação do bandamento exerce influência sobre o comportamento do Itabirito silicoso friável corroborado através dos ensaios com corpos de prova indeformados sob diferentes orientações do bandamento. Foi notável também o efeito do índice de vazios como mostrado nos ensaios com corpos de prova remoldados, principalmente aquele ensaiado com um elevado índice de vazios inicial ($e_0 = 1,80$).

O corpo de prova ensaiado com o bandamento na orientação horizontal mostrou-se mais compressível em relação àqueles corpos de prova ensaiados com o bandamento na orientação de campo e na orientação vertical. O corpo de prova ensaiado com índice de vazios inicial de 1,80 apresentou-se mais compressível em relação àqueles corpos de prova ensaiados com índice de vazios inicial de 0,74 e 0,54.

As curvas de compressibilidade dos corpos de prova indeformados e remoldados não mostraram qualquer mudança de comportamento significativa. Assim, as tensões de plastificação determinadas pelo método Pacheco Silva são valores de referências, devendo ser utilizados com precaução.

Através dos ensaios de compressão confinada não foi possível determinar uma LCN para amostras indeformadas. Do mesmo modo, não foi possível definir uma LCN para amostras remoldadas, já que as curvas tinham comportamento paralelo. Portanto, não foi possível a

normalização do comportamento do ISF segundo o proposto pela TEC, uma vez que as curvas de compressibilidade não convergiram a uma única LCN.

Em relação à susceptibilidade ao colapso, de acordo com o critério de Vargas (1978), os corpos de prova indeformados não apresentaram características colapsíveis. Quanto aos corpos de prova remoldados, somente o com índice de vazios inicial de 1,80 revelou-se colapsível, demonstrando que quanto maior o índice de vazios, maior é a susceptibilidade ao colapso.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Esta dissertação teve como objetivo contribuir no conhecimento e entendimento do comportamento mecânico do Itabirito silicoso friável. Abaixo são citadas algumas sugestões para o prosseguimento dos estudos sobre o Itabirito silicoso friável:

- realizar análises petrográficas, através de lâminas delgadas e polidas confeccionadas com amostras indeformadas, obtendo informações a respeito das principais feições mineralógicas e texturais, e em amostras submetidas aos ensaios, para que se possa compreender e avaliar seu comportamento sob diferentes solicitações;
- realizar a caracterização mineralógica dos minerais através de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura com microanálise EDS;
- realizar ensaios de condutividade hidráulica, também com foco no comportamento anisotrópico;
- determinar as curvas características através do método do papel filtro;
- investigar uma relação do Itabirito silicoso friável estudado nesta dissertação com outros minérios itabiríticos silicosos friáveis de diferentes ocorrências.

REFERÊNCIAS

ALKMIM, F. F.; MARSHAK, S. Transamazonian orogeny in the southern São Francisco Craton region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. **Precambrian Research**, v. 90, n. 1-2, p. 29-58, 1998.

ALKMIM, F. F.; NOCE, C. M. Outline of the Geology of the Quadrilátero Ferrífero. In: ALKMIM, F. F.; NOCE, C. M. (Eds.). **The Paleoproterozoic record of the São Francisco craton**. Field Workshop, Bahia and Minas Gerais. Field Guide and Abstracts, p. 37-73, 2006.

ALMEIDA, F. F. M. O Cráton do São Francisco. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 7, n. 4, p. 349-364, 1977.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080/D3080M**: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. West Conshohocken, USA, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 12007**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.

ATKINSON, J. H. **An introduction to the mechanics of soils and foundations**: through critical state soil mechanics. London: McGraw-Hill, 1993. 337 p.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils**: an introduction to critical state soil mechanics. London: McGraw-Hill, 1978. 375 p.

BALTAZAR, O. F.; BAARS, F. J.; LOBATO, L. M.; REIS, L. B.; ACHTSCHIN, A. B.; BERNI, G. V.; SILVEIRA, V. D. In: **Projeto Geologia do Quadrilátero Ferrífero – Integração e correção cartográfica em SIG**. Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero na escala 1:50.000 com nota explicativa. Belo Horizonte: CODEMIG, 2005. 68 p.

BEKKER, A.; KAUFMAN, A. J. Oxidative forcing of global climate change: a biogeochemical record across the oldest Paleoproterozoic ice age in north America. **Earth and Planetary Science Letters**, v. 258, n. 3-4, p. 486-499, 2007.

BEKKER, A.; SLACK, J. F.; PLANAVSKY, N.; KRAPEŽ, B.; HOFMANN, A.; KONHAUSER, K. O.; ROUXEL, O. J. Iron formation: the sedimentary product of a complex interplay among mantle, tectonic, oceanic, and biospheric processes. **Economic Geology**, v. 105, n. 3, p. 467-508, 2010.

BEUKES, N. J. Suggestions towards a classification of and nomenclature for iron-formation. **Transactions of the Geological Society of South Africa**, v. 83, n. 2, p. 285-290, 1980.

BEUKES, N. J.; KLEIN, C. Models for iron-formation deposition. In: SCHOPF, J. W.; KLEIN, C. (Eds.). **The Proterozoic biosphere: a multidisciplinary study**. New York: Cambridge University Press, 1992. p. 147-152.

BRENNER, R. P.; GARGA, V. K.; BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. In: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. C. (Eds.). **Mechanics of residual soils**. Second Edition. Rotterdam: Balkema, 1997. Chapter 7, p. 213-284.

CARNEIRO, M.A.; NOCE, C.M.; TEIXEIRA, W. Evolução tectônica do Quadrilátero ferrífero sob o ponto de vista da Geocronologia. **Revista da Escola de Minas**, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, v 48, p.264-274, 1995.

CARNEIRO, S. R. C. **Caracterização mecânica e hidrogeológica dos maciços das cavas de Alegria Centro e Sul, Samarco Mineração S.A.** 2013. 221 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

CASAGRANDE, A.; CARRILLO, N. Shear failure on anisotropic materials. **Journal of the Boston Society of Civil Engineers**, v. 31, n. 4, p. 74-87, 1944.

CHEMALE JUNIOR, F.; QUADE, H.; SANTANA, F.C. Economic and structural geology of the Itabira iron district, Minas Gerais, Brazil. **Zentralblatt für Geologie und Palaeontologie**, v. 6, n. 7-8, p. 743–752, 1987.

CHEMALE JUNIOR, F.; ROSIÈRE, A. C.; ENDO, I. The tectonic evolution of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. **Precambrian Research**, v. 65, n. 1-4, p. 25-54, 1994.

CHEMALE JUNIOR, F.; TAKEHARA, L. **Minério de ferro: geologia e geometalurgia**. São Paulo: Blucher, 2013, 202 p.

COSTA FILHO, L. M.; DE CAMPOS, T. M. P. Anisotropy of a gneissic residual soil. In: IX PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Vina del Mar, Chile, 1991. v. 1, p. 51-62.

COSTA, T. A. V. **Caracterização geológico-geotécnica e modos de ruptura do minério hematítico friável nas minas da Vale, borda oeste do Quadrilátero Ferrífero – MG.** 2009. 212 f. Dissertação. (Mestrado em Geotecnia aplicada à mineração) – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

COSTA, T. A. V.; FIGUEIREDO, R. P.; FRANCA, P. B. Geological and geotechnical characterization and failure mechanism of “Friable Hematitic Ore” in Vale iron ore mines. West of Iron Ore Quadrangle, MG – Brazil. In: **SLOPE STABILITY. Publications...** Santiago do Chile, 2009. 11 p.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C.W. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro, unsaturated soils. In: **Proceeding of the First Internacional Conference on Unsaturated...** Paris, France, 1995. v. 1, p. 31-38.

DIMROTH, E. Paleo-environmental of iron-rich sedimentar rocks. **Geologische Rundschau**, v. 64, n. 3, p. 751-767, 1975.

DORR, J. V. N. The Cauê Itabirite. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 61-62, 1958a.

DORR, J. V. N. The Gandarela Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 63-64, 1958b.

DORR, J. V. N. Supergene iron ores of Minas Gerais, Brazil. **Economic Geology**, v. 59, n. 7, p. 1203-1240, 1964.

DORR, J. V. N. **Physiographic, stratigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil.** Washington: DNPM/USGS. Geological Survey Professional Paper 641 – A, 1969. 110 p.

DORR, J. V. N.; GAIR, J. E.; POMERENE, J. B.; RYNEARSON, G. A. **Revisão da estratigrafia Pré-cambriana do Quadrilátero Ferrífero, Brasil.** Rio de Janeiro: DNPM/DFPM, avulso, v. 81, 1957. 31 p.

DUSSIN, T. M. Rochas metamórficas. In: SGARBI, G. N. C. (Org.). **Petrografia macroscópica das rochas ígneas, sedimentares e metamórficas.** 2 ed. rev. e ampl. Belo Horizonte: UFMG, 2012. cap. 5, p. 495-592.

EICHLER, J. Origin of the Precambrian banded iron formations. In: WOLF, K. H. (Ed.). **Handbook of strata-bound and stratiform ore deposits.** Amsterdam: Elsevier, 1976. v. 7, cap. 4, p. 157-201.

FLORES, J. C. C.; LIMA, H. M. **Fechamento de mina:** aspectos técnicos, jurídicos e socioambientais. Ouro Preto: UFOP, 2012. 316 p.

FRANCA, P. R. B. **Analysis of slope stability using limit equilibrium and numerical methods with case examples from the Águas Claras Mine, Brazil.** 1997. 225 f. PhD Thesis, Queen's University Kingston, Ontario, Canada, 1997.

GAIR, J. E. **Geology and ore deposits of the Nova Lima and Rio Acima Quadrangles Minas Gerais, Brazil.** Washington: DNPM/USGS. Geological Survey Professional Paper 341 – A, 1962. 67 p.

GOBBI, F. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre.** 2005. 159 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GOBBI, F.; TOBLER, D.; FONINI, A.; SÁ, G.; SOARES, M. T. Recuperação do talude da cava: Mina de Águas Claras. In: 15º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. **Trabalhos...** Bento Gonçalves, 2015. 11 p.

GOODWIN, A. M. Distribution and origin of Precambrian banded iron formation. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 12, n. 1-3, p. 457-462, 1982.

GRANDCHAMP, C. A. P. Estudo da recuperação do aquífero Cauê e do enchimento da cava na Mina de Águas Claras, Serra do Curral, município de Nova Lima, MG. **Geonomos**, Belo Horizonte, v. 11, n. 1-2, p. 2, 2003.

GROSS, G. A. Geology of iron deposits in Canada: general geology and evaluation of iron deposits. **Geological Survey of Canada**. Economic Geology Report, v. 1, n. 22, 181 p. 1965.

GROSS, G. A. A classification of iron formations based on depositional environments. **Canadian Mineralogist**, v. 18, n. 2, p. 215-222, 1980.

GROSS, G. A. Tectonic systems and the deposition of iron-formation. **Precambrian Research**, v. 20, n. 2-4, p. 171-187, 1983.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. Metamorfismo: alteração das rochas por temperatura e pressão. In: GROTZINGER, J.; JORDAN, T. **Para entender a Terra**. 6 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. cap. 6, p. 153-173.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: permeability, shear strength and compressibility tests.** London: Pentech Press, v. 2, 1982. 747 p.

HERZ, N. **Metamorphic rocks of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil.** Washington: DNPM/USGS. Geological Survey Professional Paper 641 – C, 1978. 81 p.

JAMES, H. L. Sedimentary facies of iron-formation. **Economic Geology**, v. 49, n. 3, p. 235-293, 1954.

JAMES, H. L.; TRENDALL, A. F. Banded iron formation: distribution in time and paleoenvironmental significance. In: HOLLAND, H. D.; SCHIDLOWSKI, M. (Eds.). **Mineral deposits and the evolution of the biosphere**. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1982. p. 199-218.

KIMBERLEY, M. M. Paleoenvironmental classification of iron formations. **Economic Geology**, v. 73, n. 2, p. 215-229, 1978.

KLEIN, C. Some Precambrian banded iron-formations (BIFs) from around the world: their age, geologic setting, mineralogy, metamorphism, geochemistry and origin. **American Mineralogist**, v. 90, n. 10, p. 1473-1499, 2005.

KLEIN, C.; BEUKES, N. J. Time distribution, stratigraphy, and sedimentologic setting, and geochemistry of Precambrian iron-formations. In: SCHOPF, J. W.; KLEIN, C. (Eds.). **The Proterozoic biosphere: a multidisciplinary study**. New York: Cambridge University Press, 1992. p. 139-146.

LEPP, H; GOLDICH, S. S. Origin of Precambrian iron formations. **Economic Geology**, v. 59, n. 6, p. 1025-1060, 1964.

LEROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. In: ALMEIDA, M. (Ed.). **Recent developments in soil and pavement mechanics**. Rio de Janeiro: Balkema, Rotterdam, 1997. p. 41-80.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: TAN, T. S.; PHOON, K. K.; HIGHT, D. W.; LEROUÉIL, S. (Eds.). **Characterisation and engineering properties of natural soils**. The Netherlands: Swets e Zeitlinger, 2003. p. 29-254.

MACCARINI, M. **Ensaio triaxiais de cisalhamento direto no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC-Rio, Gávea-RJ**. 1980. 254 f. Dissertação. (Mestrado em Geotecnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

MARSHAK, S.; ALKMIM, F. F. Proterozoic contraction/extension tectonics of the southern São Francisco region, Minas Gerais, Brasil. **Tectonics**, v. 8, n. 3, p. 555-571, 1989.

MAXWELL, C. H.; SIMMONS, G. C. The Batatal Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 60-61, 1958.

MILAN JUNIOR, H. F. **Estudo do comportamento de chumbadores: ensaios de arrancamento instrumentados**. 2016. 100 f. Trabalho de Conclusão. (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

PIRES, F. R. M. **Structural geology and stratigraphy at the junction of the Curral anticline and the Moeda syncline**. 1979. 220 f. PhD Thesis, Michigan Technology University, Michigan, EUA, 1979.

PIRES, F. R. M. Textural and mineralogical variations during the metamorphism of the Proterozoic Itabira iron formation in the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. In: **Anais da Academia Brasileira de Ciências**, v. 67, n. 1, 1995. p. 77-105.

POMERENE, J. B. The Cercadinho Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 64-65, 1958a.

POMERENE, J. B. The Taboões Quartzite. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 66-67, 1958b.

POMERENE, J. B. The Barreiro Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 67-68, 1958c.

POMERENE, J. B. **Geology and ore deposits of the Belo Horizonte, Ibirite, and Macacos quadrangles Minas Gerais, Brazil**. Washington: DNPM/USGS. Geological Survey Professional Paper 341 – D, 1964. 84 p.

RAPOSO, F. O. **Formações ferríferas e metassedimentos químicos de áreas selecionadas do Quadrilátero Ferrífero e suas relações com níveis rudáceos**. 1996. 136 f. Dissertação. (Mestrado em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

REIS, R. M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. 222 f. Tese. (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

RENGER, F. E.; NOCE, C. M.; ROMANO, A. W., MACHADO, N. Evolução sedimentar do Supergrupo Minas: 500 Ma de registro geológico no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. **Geonomos**, Belo Horizonte, v. 2, n. 1, p. 1-11, 1994.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. 2005. 349 f. Tese. (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Geotechnique**, v. 8, n.1, p. 22-53, 1958.

ROSIÈRE, C. A. Formações ferríferas e minérios de alto teor associados. In: RUCHKYS, U. A.; TRAVASSOS, L. E. P.; RASTEIRO, M. A.; FARIA, L. E. (Orgs.). **Patrimônio espeleológico em rochas ferruginosas**: propostas para sua conservação no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. 1 ed. Campinas, SP: Sociedade Brasileira de Espeleologia, 2015. cap. 1, p.78-97. Disponível em <<http://www.cavernas.org.br/editorasbe/perferruginosas.pdf>>. Acesso em: 13 maio 2017.

ROSIÈRE, C. A.; CHEMALE JUNIOR, F. Itabiritos e minérios de ferro de alto teor do Quadrilátero Ferrífero - uma visão geral e discussão. **Geonomos**, Belo Horizonte, v. 8, n. 2, p. 27-42, 2000.

ROSIÈRE, C. A.; CHEMALE JUNIOR, F.; GUIMARÃES, M. L. V. Um modelo para a evolução microestrutural dos minérios de ferro do Quadrilátero Ferrífero. Parte I: estruturas e recristalização. **Geonomos**, Belo Horizonte, v. 1, n. 1, p. 65-84, 1993.

RUBERTI, E.; SZABÓ, G. A. J.; MACHADO, R. Metamorfismo: processos e produtos. In: TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T. R.; TOLEDO, M. C. M.; TAIOLI, F. (Orgs.). **Decifrando a Terra**. 2 ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. cap. 15, p. 400-419.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical State Soil Mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968. 218 p.

SCHORSCHER, H. D. Komatiitos na estrutura “Greenstone Belt”, Série Rio das Velhas, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA. **Resumo das comunicações...** Recife: SBG, 1978. v. 30, p. 292-293.

SILVA, E. M. **Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do Quadrilátero Ferrífero**. 2006. 143 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2006.

SILVA, S. L.; MONTEIRO, E. A.; BALTAZAR, O. F. Estratigrafia. In: SILVA, L. S. (Org.). **Projeto APA Sul RMBH**. Estudos do meio físico: geologia. Belo Horizonte: CPRM/SEMAD/CEMIG, 2005. v. 1, p. 15-31.

SIMMONS, G. C. The Fecho do Funil Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 65-66, 1958.

SIMMONS, G. C.; MAXWELL, C. H. Grupo Tamanduá da Série Rio das Velhas. **Boletim DNPM/DGM**, Rio de Janeiro, n. 211, 1961. 30 p.

SOARES, E. P. **Análise de estabilidade de um talude da Mina de Águas Claras – MBR**: uma visão probabilística. 1996. 82 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1996.

SPIER, C.A. **Geoquímica e gênese das formações ferríferas bandadas e do minério de ferro da Mina de Águas Claras, Quadrilátero Ferrífero, MG.** 2005. 323 f. Tese. (Doutorado em Geoquímica e Geotectônica) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

SPIER, C. A.; OLIVEIRA, S. M. B.; ROSIÈRE, C. A. Geology and geochemistry of the Águas Claras and Pico Iron Mines, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. **Mineralium Deposita**, v. 38, n. 6, p. 751-774, 2003.

SPIER, C. A.; OLIVEIRA, S. M. B.; SIAL, A. N.; RIOS, F. J. Geochemistry and genesis of the banded iron formations of the Cauê Formation, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. **Precambrian Research**, v. 152, n. 3-4, p. 170-206, 2007.

TRENDALL, A. F. Introduction. In: TRENDALL, A. F.; MORRIS, R. C. (Eds.). **Iron-formation: facts and problems.** Amsterdam: Elsevier, 1983. v. 6, p. 1-12.

TRENDALL, A. F. The significance of iron-formation in the Precambrian stratigraphic record. In: ALTERMANN, W.; CORCORAN, P. L. (Eds.). **Precambrian sedimentary environments: a modern approach to ancient depositional systems.** Special Publication Number 33 of the International Association of Sedimentologists, 2002. n. 33, p. 33-66.

TRENDALL, A. F.; BLOCKLEY, J. G. Precambrian iron-formation. In: ERIKSSON, P. G.; ALTERMANN, W.; NELSON, D. R.; MUELLER, W. U.; CATUNEANU, O. (Eds.). **The Precambrian Earth: tempos and events.** Amsterdam: Elsevier, 2004. v. 12, cap. 5, p. 403-421.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** 2 ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978. 509 p.

WALDE, D. H. G. Geologia do Ferro. In: SCHOBENHAUS, C.; COELHO, C. E. S. (Orgs.). **Principais depósitos minerais do Brasil: ferro e metais da indústria de aço.** Brasília: Departamento Nacional de Produção Mineral, 1986. v. 2, cap. 1, p. 3-6.

WALLACE, H. M. The Moeda Formation. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia**, São Paulo, v. 7, n. 2, p. 59-60, 1958.

WINKLER, H. G. F. **Petrogênese das rochas metamórficas.** Tradução de Carlos Burger Júnior. Porto Alegre: Edgard Blücher/UFRGS, 1977. 254 p.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics.** New York: Cambridge University Press, 1990. 462 p.