

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

**Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de  
mineração**

**Helena Paula Nierwinski**

Porto Alegre  
2019

HELENA PAULA NIERWINSKI

**CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO  
GEOMECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO**

Tese 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 doutor em Engenharia.

Porto Alegre

2019

### CIP - Catalogação na Publicação

Nierwinski, Helena Paula  
Caracterização e Comportamento Geomecânico de  
Rejeitos de Mineração / Helena Paula Nierwinski. --  
2019.  
230 f.  
Orientador: Fernando Schnaid.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,  
BR-RS, 2019.

1. Rejeitos de Mineração. 2. Caracterização de  
solos. 3. Fluxo por liquefação. 4. Ensaios de  
laboratório. 5. Ensaios de Campo. I. Schnaid,  
Fernando, orient. II. Título.

**HELENA PAULA NIERWINSKI**

**CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO  
GEOMECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Março de 2019

**Prof. Fernando Schnaid**

Ph. D. pela Oxford University, Reino Unido  
Orientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**

Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato/UFRGS**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca**

Dr. pela Universidade do Porto - Portugal.

**Prof. Leandro de Moura Costa Filho**

Ph. D. pela Imperial College, Londres.

**Prof. Edgar Odebrecht/Geoforma Engenharia Ltda**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

## AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento de uma tese de doutorado exige muita dedicação, esforço, paciência e estudo. A construção do trabalho é realizada em etapas, sempre contando com o apoio de pessoas e/ou instituições, cuja participação torna-se fundamental para a construção sólida do conhecimento e obtenção dos objetivos almejados.

Agradeço inicialmente ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS (PPGEC) pela oportunidade de participar de um programa de qualidade reconhecida e, com um seleto corpo docente, através do qual obtive ensinamentos que muito contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal, acadêmico e profissional.

Meu agradecimento especial ao meu orientador, Prof. Fernando Schnaid, pela orientação recebida, incentivo, dedicação, disponibilidade, amizade e compreensão nas mais árduas etapas da pesquisa. Tenho imensa admiração pelo profissional que és e sempre serás inspiração para minha vida profissional e acadêmica.

Ao professor Edgar Odebrecht, meus mais sinceros agradecimentos, por todo o incentivo e apoio recebido durante toda minha caminhada dentro da área de Geotecnia. Sou imensamente grata por despertar em mim o interesse por esta área da Engenharia e sempre estar disposto e disponível em ajudar em todas as etapas da pesquisa.

À empresa Geofirma Engenharia e a todos seus colaboradores pela disponibilidade em realizar muitas das campanhas de ensaios de campo analisadas nesta pesquisa. Agradeço também à amizade de todos os colaboradores da empresa, apoio e incentivo recebido durante o desenvolvimento do trabalho.

Ao Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da UFRGS pela disponibilidade para realização dos ensaios de laboratório. Agradeço também, a todos os membros frequentadores do LEGG, pela receptividade, acolhimento, amizade, incentivo e auxílio durante a realização dos ensaios.

À equipe administrativa do PPGEC, em especial à Ana Luiza, pela gentileza nos serviços prestados, atenção e amizade.

Aos amigos da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), campus de Joinville-SC, pela amizade, apoio e compreensão durante o doutorado.

A CAPES, ao CNPQ e à UFRGS pelo suporte financeiro, imprescindível ao desenvolvimento deste trabalho.

À toda minha família por aceitar viver este desafio juntamente comigo e compreender a minha ausência em vários feriados, férias e finais de semana. Agradeço o incentivo e apoio de todos.

Aos meus pais, meu muito obrigado por tudo! Agradeço primeiramente por acreditarem que tudo isso seria possível. Agradeço pela confiança depositada em mim desde o início de minha carreira acadêmica, permitindo que eu fosse morar a 600 km de distância de casa, aos 17 anos de idade. Tenho certeza que sem esta importante decisão de vocês naquele momento, todo o apoio e incentivo recebidos durante todas as dificuldades, eu não teria chego até aqui. Esta conquista, sem dúvida, é também de vocês.

Um agradecimento especial ao meu marido Ricardo, por percorrer todo este caminho ao meu lado e aceitar o desafio do doutorado juntamente comigo. Agradeço de coração por todo o apoio recebido nesta jornada. Foram muitos quilômetros rodados nestes últimos quatro anos, muitas dificuldades superadas e muita compreensão de tua parte. Você enfrentou comigo todos os contratempos dos bastidores de um doutorado e sempre soube me incentivar, acalmar e confortar de forma exemplar. Meu muito obrigado!

Por fim, deixo aqui minha imensa gratidão por ter chego até aqui. Agradeço a todos aqueles que estiveram presentes direta ou indiretamente durante o desenvolvimento do meu doutorado. O apoio de todos foi fundamental para a conclusão desta importante etapa de minha vida.

O período de maior ganho de conhecimento e experiência é o período mais difícil da vida de alguém.

*Dalai Lama*

## RESUMO

NIERWINSKI, H. P. **Caracterização e Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração**. 2019. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A atividade mineradora tem grande importância no cenário mundial e nacional, contribuindo amplamente para o desenvolvimento econômico dos países, entretanto, ao mesmo tempo em que a atividade cresce, aumenta a produção de rejeitos. A forma como os rejeitos de mineração são dispostos, suas características e os casos recentes de rupturas em reservatórios deste material, tem alertado para a necessidade de estudo e compreensão do seu comportamento, com vistas à avaliação da possibilidade de ocorrência de rupturas desencadeadas por liquefação. O fenômeno de liquefação ocorre quando um aumento repentino de poropressões é capaz de anular as tensões efetivas do material, fazendo-o perder totalmente a sua estrutura. Quando uma instabilidade local se estende por extensas áreas, tem-se o fenômeno denominado de fluxo por liquefação, o qual tem alto potencial destrutivo. O fluxo por liquefação pode ser desencadeado tanto por gatilhos estáticos quanto dinâmicos e a suscetibilidade de um material granular à ocorrência do mesmo pode ser avaliada por meio de propriedades de estado, definidas através de ensaios triaxiais. Entretanto, nem sempre é possível realizar a coleta de amostras indeformadas em rejeitos de mineração e esta avaliação precisa ser realizada em amostras reconstituídas, que podem não traduzir as reais condições de campo. Neste contexto, este trabalho objetiva caracterizar e avaliar o comportamento geomecânico de rejeitos de mineração, tanto por meio de resultados de ensaios de campo, quanto de laboratório. Inicialmente, ensaios triaxiais foram realizados com o intuito de avaliar os efeitos do estado inicial e reconstituição de amostras no comportamento dos rejeitos de mineração. Na sequência, a combinação de medidas independentes de resistência e rigidez, obtidas através de ensaios de laboratório, foi estudada para dar suporte ao desenvolvimento de uma metodologia de avaliação de comportamento através de ensaios de campo, mais precisamente o ensaio de cone sísmico (SCPTu). A metodologia proposta caracteriza-se por um sistema de classificação de solos dividido em dois estágios. A primeira etapa consiste na utilização da relação entre rigidez e resistência ( $G_0/q_t$ ), obtidas em campo, para categorizar diferentes grupos de solos e identificar condições de drenagem. No estágio subsequente, a relação  $G_0/q_t$  é combinada à valores de parâmetro de estado ( $\psi$ ) para avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação, em materiais classificados como de baixa plasticidade no estágio anterior do sistema. Uma proposta de correção de valores de  $q_t$ , lidos em condições de drenagem parcial, permitiu também a análise de suscetibilidade ao fluxo por liquefação em materiais siltsos não-plásticos, como os rejeitos de mineração. Resultados de ensaios de campo e laboratório foram confrontados para validação das metodologias propostas, demonstrando uma boa resposta aos materiais avaliados.

**Palavras-chave:** Rejeitos de mineração, caracterização, liquefação, ensaios de campo e laboratório.

## ABSTRACT

NIERWINSKI, H. P. **Characterization and Geomechanical Behavior of Mining Tailings.** 2019. D. Sc. Thesis – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The mining activity has a great importance in world-range and national-range scenarios, and have been contributing to the economic development of several countries. However, at the same time that this kind of activity grows, it increases the production of tailings. The way these tailings are arranged, their characteristics, and the recent reservoirs ruptures, highlighted the necessity of studying and understanding the behavior of mining tailings, with focus on the evaluation of the possibility of ruptures caused by liquefaction. The phenomenon of liquefaction occurs when a sudden increase of poropressure is able to cancel the effective stresses of the material, causing the completely loss of structure. When a local instability extends over large areas, there is the phenomenon called flow liquefaction, which has a high destructive potential. The flow liquefaction can be triggered by both static and dynamic loadings and, the susceptibility to flow liquefaction in granular materials can be evaluated by state properties, easily defined by triaxial tests. However, it may not be possible to collect undisturbed samples in mining tailings, and this evaluation must be performed on reconstituted samples, which may not translate the actual field conditions. In this context, this work aims to characterize and evaluate the geomechanical behavior of mining tailings, both through field and laboratory tests results. Initially, triaxial tests were performed with the purpose of evaluating the effects of the initial state and reconstitution of samples on the behavior of the mining tailings. In the sequence, the combination of independent measures of strength and stiffness, obtained through laboratory tests, was studied to support the development of a behavior assessment methodology through field tests, more precisely the seismic cone test (SCPTu). The proposed methodology is characterized by a soil classification system divided in two stages. The first one consists in using the relationship between stiffness and strength ( $G_0/q_t$ ), obtained in the field, to categorize different soil groups and to identify drainage conditions. In the subsequent stage, the  $G_0/q_t$  ratio is combined with state parameter values ( $\psi$ ) for evaluation of the susceptibility to the flow liquefaction, in materials classified as low plasticity in the previous stage of the classification system. A proposal correction for  $q_t$  values, obtained in partial drainage conditions, also allowed the analysis of susceptibility to flow liquefaction in non-plastic silt materials, such as mining tailings. Results of field and laboratory tests were confronted for validation of the proposed methodologies, demonstrating a good response to the evaluated materials.

**Keywords:** Mining tailings, characterization, liquefaction, field and laboratory tests.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	17
1.2	OBJETIVOS .....	20
1.2.1	Objetivo Geral .....	20
1.2.2	Objetivos específicos .....	20
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	21
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>22</b>
2.1	REJEITOS DE MINERAÇÃO.....	22
2.1.1	Definições.....	22
2.1.2	Métodos de disposição .....	23
2.1.2.1	Método de alteamento à montante.....	25
2.1.2.2	Método de alteamento à jusante .....	27
2.1.2.3	Método de alteamento pela linha de centro .....	28
2.1.3	Caracterização geotécnica .....	30
2.1.3.1	Caracterização básica de laboratório .....	30
2.1.3.2	Permeabilidade .....	33
2.1.3.3	Compressibilidade e adensamento.....	37
2.1.3.4	Resistência ao cisalhamento .....	38
2.1.3.5	Ensaio de campo .....	40
2.2	FENÔMENO DE LIQUEFAÇÃO .....	41
2.2.1	Definições.....	42
2.2.1.1	Fluxo por liquefação .....	43
2.2.1.2	Amolecimento cíclico ( <i>cyclic softening</i> ).....	44
2.2.2	Suscetibilidade à liquefação .....	48
2.2.2.1	Critério histórico.....	49
2.2.2.2	Critério geológico .....	49
2.2.2.3	Critério de composição .....	49
2.2.2.4	Critério de estado.....	51

2.2.3	Fluxo por liquefação em barragens de rejeito .....	53
2.2.3.1	Casos históricos .....	54
2.2.3.2	Medidas mitigadoras .....	55
2.3	ASPECTOS RELACIONADOS À INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS .....	57
2.3.1	Influência do teor de finos .....	58
2.3.1.1	Microestrutura .....	58
2.3.1.2	Ângulo de atrito e compressibilidade .....	60
2.3.1.3	Módulo de cisalhamento máximo .....	61
2.3.2	Utilização de resultados de ensaios de campo .....	65
2.3.2.1	Caracterização e comportamento de solos .....	66
2.3.2.2	Avaliação de propriedades de estado e suscetibilidade a liquefação .....	70
2.3.2.3	Condições de drenagem .....	75
2.4	COMENTÁRIOS FINAIS .....	79
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA DE PESQUISA .....</b>	<b>80</b>
3.1	REJEITOS DE MINERAÇÃO AVALIADOS .....	80
3.1.1	Rejeito de mineração de ouro .....	80
3.1.2	Rejeito de mineração de bauxita .....	82
3.1.2.1	Consórcio ALUMAR .....	82
3.1.2.2	Fábrica da ALCOA .....	84
3.1.3	Rejeito de mineração de zinco .....	85
3.1.4	Rejeito de mineração de ferro .....	87
3.1.5	Rejeito de mineração de cobre .....	88
3.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	88
3.2.1	Ensaio de caracterização básica .....	89
3.2.2	Ensaio triaxiais .....	90
3.2.2.1	Análise de variação do índice de vazios inicial .....	92
3.2.2.2	Análise de efeitos da reconstituição de amostras .....	94
3.2.3	Determinação da velocidade da onda cisalhante .....	96
3.2.4	Ensaio oedométricos .....	101
3.3	ENSAIOS DE CAMPO .....	102
3.3.1	Procedimentos de ensaio SCPTu .....	102
3.3.2	Ensaio avaliados .....	105

3.3.2.1	Rejeito de mineração de ouro .....	105
3.3.2.2	Rejeito de mineração de bauxita.....	107
3.3.2.3	Rejeito de mineração de zinco.....	110
3.3.2.4	Rejeito de mineração de ferro.....	111
3.3.2.5	Rejeito de mineração de cobre.....	112
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....</b>	<b>114</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO .....	114
4.2	EFEITOS DE ESTADO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	118
4.3	INFLUÊNCIA DA RECONSTITUIÇÃO DE AMOSTRAS.....	130
4.3.1	Ensaio triaxiais.....	130
4.3.2	Ensaio oedométrico .....	135
4.3.3	Módulo Cisalhante.....	139
4.4	RELAÇÃO ENTRE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA .....	141
4.4.1	Cimentação artificial.....	143
4.4.2	Densidade Relativa .....	145
4.4.3	Teor de finos .....	146
4.4.4	Efeitos de drenagem .....	147
4.4.5	Efeitos da reconstituição de amostra .....	149
4.5	COMENTÁRIOS FINAIS .....	150
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO.....</b>	<b>152</b>
5.1	PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS SCPTU.....	153
5.1.1	Justificativa.....	153
5.1.2	Determinação e apresentação da metodologia.....	155
5.1.3	Validação .....	165
5.1.3.1	Areias e areias com finos.....	166
5.1.3.2	Argilas e misturas de argila .....	169
5.1.3.3	Siltes e misturas de siltes.....	172
5.1.3.4	Rejeitos de mineração.....	174
5.2	AVALIAÇÃO DE SUSCETIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO POR FLUXO.....	183
5.2.1	Determinação e apresentação da metodologia.....	183

5.2.2	Parâmetro de estado e avaliação de fluxo por liquefação em materiais siltosos não-plásticos .....	186
5.2.3	Validação e calibração .....	192
5.2.3.1	Areias .....	192
5.2.3.2	Siltes e rejeitos de mineração .....	194
5.3	COMENTÁRIOS FINAIS .....	201
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>203</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	203
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	208
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>209</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Método de disposição à montante (adaptado de Vick, 1983).....	25
Figura 2.2 - Método de alteamento à jusante (adaptado de Vick, 1983).....	28
Figura 2.3 - Método de alteamento pela linha de centro (adaptado de Vick, 1983).....	29
Figura 2.4 - Curvas granulométricas características de rejeitos de mineração de ouro (adaptado de Vick, 1983) .....	31
Figura 2.5 - Curvas granulométricas características de rejeitos de mineração de bauxita (Vick, 1983).....	32
Figura 2.6 - Curvas granulométricas características do rejeito de mineração de zinco (adaptado de Vick, 1983) .....	32
Figura 2.7 - Modelo conceitual de variação de permeabilidade dentro de depósitos de rejeitos (adaptado de Vick, 1983).....	36
Figura 2.8 - Valores de permeabilidade de rejeitos de mineração (Bedin, 2010) .....	36
Figura 2.9 - Perfil de sondagem CPTu realizado em depósito de rejeito de ouro (Schnaid <i>et al</i> , 2004).....	41
Figura 2.10 - Comportamento de solos soltos durante cisalhamento não drenado ( <i>strain softening</i> ) (adaptado de Robertson e Fear, 1995).....	44
Figura 2.11 - Comportamento de solos soltos em relação à linha do estado crítico (adaptado de Robertson e Fear, 1995) .....	44
Figura 2.12 - Comportamento sob carregamento cíclico não drenado em areias densas (adaptado de Robertson e Fear, 1995).....	46
Figura 2.13 - Fluxograma para avaliação de liquefação em solos (adaptado de Robertson e Fear, 1995).....	47
Figura 2.14 - Faixa Granulométrica de rejeitos de mineração em relação aos limites de solos que sofreram liquefação (Ishihara <i>et al</i> , 1980).....	50
Figura 2.15 - Influência da quantidade e plasticidade de finos no potencial de liquefação de solos (Perlea, 2000) .....	51
Figura 2.16 - Comportamento de materiais no estado fofo e denso sob carregamentos drenados e não drenados em escala aritmética (a) e escala logarítmica (b) (adaptado de Kramer, 1996) .....	52
Figura 2.17 - Representação física do parâmetro de estado (adaptado de Kramer, 1996) .....	53
Figura 2.18 - Destruição do distrito de Bento Rodrigues causado pela ruptura da Barragem de Fundão ( <a href="http://oglobo.globo.com">http://oglobo.globo.com</a> ).....	54

Figura 2.19 - Diferentes tipos de microestruturas (adaptado de Thevanayagam, 2002).....	58
Figura 2.20 - Fotografias eletrônicas de estruturas de “finos em grossos”e “grossos em finos”, sendo os finos representados em cor cinza (Goudarzy <i>et al</i> , 2016) .....	59
Figura 2.21 - Variação nas linhas do estado crítico para a areia de Kogyuk com adição de finos (adaptado de Been e Jefferies, 1985).....	60
Figura 2.22 - Representação gráfica da tensão e deformação de cisalhamento no solo (adaptado de Lambe e Whitman, 1969) .....	61
Figura 2.23 - Efeito de finos sobre valores de $G_0$ em ensaios realizados sob o mesmo estado de tensões (Goudarzy <i>et al</i> , 2016).....	65
Figura 2.24 - Avaliação do comportamento do solo baseada em dados normalizados do ensaio CPT/CPTu (adaptado de Robertson, 1990).....	67
Figura 2.25 - Avaliação do comportamento do solo realizada com base na resistência do cone e no módulo de cisalhamento máximo (adaptado de Robertson <i>et al</i> , 1995).....	68
Figura 2.26 - Avaliação do comportamento de solos com base na resistência do cone e módulo de cisalhamento máximo (adaptado de Eslaamizaad e Robertson, 1997).....	69
Figura 2.27 - Limites de cimentação de solos arenosos baseados na resistência de ponta do cone e módulo de cisalhamento máximo do solo (Schnaid <i>et al</i> , 2004).....	70
Figura 2.28 - Correlação teórica entre $G_0/q_c$ e o parâmetro de estado ( $\psi$ ) (Schnaid e Yu, 2007) .....	71
Figura 2.29 - Proposta de avaliação do potencial de liquefação estática baseada na resistência do cone normalizada (adaptada de Olson, 2001).....	72
Figura 2.30 - Avaliação de comportamento contrativo e dilatante do solo, proposta por Robertson (2010).....	74
Figura 2.31 - Previsão do potencial de liquefação estática proposta por Robertson, 2010 .....	75
Figura 2.32 – Curvas características ajustadas com base em dados numéricos e experimental demonstrando os efeitos de $V$ em valores normalizados (a) $\Delta u_2$ e (b) $Q$ (adaptado de Djong e Randolph, 2012) .....	77
Figura 2.33 – Efeitos da variação de velocidade de cravação em diferentes geomateriais (adaptado de Dienstmann <i>et al</i> , 2018).....	78
Figura 3.1 - Planta esquemática do atual sistema de disposição de rejeitos da MFB .....	81
Figura 3.2 - Depósito de rejeitos de mineração de ouro da MFB.....	82
Figura 3.3 - Áreas de disposição de rejeitos de bauxita (ARB's) da fábrica da ALUMAR.....	83
Figura 3.4 - Vista da área de rejeitos de mineração de bauxita da ALUMAR.....	84
Figura 3.5 - Áreas de rejeitos de bauxita (ARB's) da fábrica da ALCOA.....	85

Figura 3.6 - Vista da área de disposição de rejeitos da ALCOA.....	85
Figura 3.7 - Planta da Barragem dos Peixes da Votorantim – rejeito de mineração de zinco..	86
Figura 3.8 - Vista da barragem de rejeitos de mineração de zinco.....	87
Figura 3.9 - Barragem de rejeitos de ferro de Fundão (a) antes da ruptura e (b) após a ruptura (Morgenstern <i>et al</i> , 2016).....	88
Figura 3.10 - Equipamento triaxial Geonor (LEGG) .....	91
Figura 3.11 - Procedimentos de moldagem do corpo de prova para os ensaios triaxiais.....	93
Figura 3.12: Processo de preparação do corpo de prova indeformado para ensaios triaxiais ..	94
Figura 3.13 - Tubo de PVC auxiliar para preparação do corpo de prova indeformado para ensaios triaxiais .....	95
Figura 3.14 - <i>Bender Elements</i> no triaxial Bishop-Wesley do LEGG/ UFRGS (Bortolotto, 2017) .....	96
Figura 3.15 - Sistema de <i>bender elements</i> acoplado à câmara triaxial Bishop-Wesley da UFRGS (adaptado de Bortolotto, 2017).....	97
Figura 3.16: Exemplo de interpretação de resultados de <i>bender elements</i> em corpo de prova reconstituído e submetido à tensão confinante de 100 kPa .....	99
Figura 3.17 – <i>Bender elements</i> acoplados em pedestais de nylon para ensaios de bancada ....	99
Figura 3.18 - Ensaios de <i>bender elements</i> de bancada .....	100
Figura 3.19 - Corpo de prova utilizado para o ensaio oedométrico (a) e ensaio e andamento (b) .....	101
Figura 3.20 - Sistema de cravação utilizado nos ensaios CPTu nos rejeitos de mineração de ouro (a) e detalhe das hélices de ancoragem (b).....	103
Figura 3.21 - Posição $u_2$ do elemento poroso no piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)....	104
Figura 3.22 - Esquema básico de um ensaios sísmico com dois geofones (www.marchetti-dmt.it) (a) e fonte geradora de ondas cisalhantes utilizada nos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de ouro (b).....	105
Figura 3.23 - Localização dos pontos de sondagem na barragem de rejeitos de mineração de ouro, campanha de 2012 .....	106
Figura 3.24 - Localização do ponto de sondagem na barragem de rejeitos de mineração de ouro, campanha de 2015 .....	106
Figura 3.25 - Localização e profundidade dos ensaios SCPTu realizados nos depósitos de rejeito de bauxita da ALUMAR .....	108
Figura 3.26 - Ensaios SCPTu realizados na ARB#7 do sistema de disposição de rejeitos de bauxita da fábrica da ALCOA .....	109

Figura 3.27 - Ensaio SCPTu realizados na Barragem dos Peixes, sistema de disposição de rejeitos de zinco da Votorantim.....	111
Figura 3.28 - Ensaio SCPTu realizados no depósito de rejeitos de ferro de Fundão (adaptado de Morgenstern <i>et al</i> , 2016).....	112
Figura 4.1 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de ouro.....	115
Figura 4.2 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de bauxita .....	117
Figura 4.3 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de zinco .....	117
Figura 4.4 - Comportamento tensão e poropressões <i>versus</i> deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 25 kPa.....	120
Figura 4.5 - Comportamento tensão e poropressões <i>versus</i> deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 50 kPa.....	121
Figura 4.6 - Comportamento tensão e poropressões <i>versus</i> deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 100 kPa.....	122
Figura 4.7 - Comportamento tensão e poropressões <i>versus</i> deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 200 kPa.....	123
Figura 4.8 – Trajetórias $q$ <i>versus</i> $p'$ para tensões confinantes de 25 e 50 kPa .....	124
Figura 4.9 - Trajetórias $q$ <i>versus</i> $p'$ para tensões confinantes de 100 e 200 kPa .....	125
Figura 4.10 – Trajetórias $q$ <i>versus</i> $p'$ para diferentes índices de vazios iniciais e diferentes tensões confinantes .....	126
Figura 4.11 - Aumento da resistência à liquefação com redução do índice de vazios do rejeito de mineração de ouro.....	127
Figura 4.12 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para $e=1.1$ .....	128
Figura 4.13 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para $e=1.0$ .....	128
Figura 4.14 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para $e=0.9$ .....	129
Figura 4.15 - Variação dos valores de $\psi$ com a redução do índice de vazios inicial .....	130
Figura 4.16 - Variação de resistência entre amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita .....	131
Figura 4.17 - Variação de poropressões entre amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita .....	132
Figura 4.18 - Comparativo entre envoltórias de resistência de amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita .....	132
Figura 4.19 - Comportamento do material indeformado e reconstituído no espaço $e$ <i>versus</i> $\log p'$ .....	133

Figura 4.20 - Comparativo simplificado entre $\psi$ de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita .....	134
Figura 4.21 - Comparativo entre curvas oedométricas de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeitos de mineração de bauxita.....	135
Figura 4.22 - Comparativo entre valores de $c_v$ de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeitos de mineração de bauxita.....	137
Figura 4.23 - Variação da altura do corpo de prova pelo tempo para corpos de prova indeformado e reconstituído .....	138
Figura 4.24 - Variação de $G_0$ com o nível de tensões para corpos de prova indeformado e reconstituído .....	140
Figura 4.25 - Velocidade da onda cisalhante normalizada pelo nível de tensões ( $V_{s1}$ ) <i>versus</i> o índice de vazios do material .....	141
Figura 4.26 - Efeito da cimentação em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório.....	145
Figura 4.27 - Efeito do aumento da densidade em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório .....	146
Figura 4.28 - Efeito do teor de finos em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório.....	147
Figura 4.29 - Efeitos de drenagem em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório.....	148
Figura 4.30 - Efeitos da reconstituição de amostras em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório .....	149
Figura 5.1 - Dispersão de resultados de ensaios em rejeito de mineração de ouro em sistemas de classificação padrão: (a) e (b) Robertson (1990) e (c) Robertson <i>et al</i> (1995).....	154
Figura 5.2 - Resultados teóricos para areias e argilas no espaço $G_0/q_t$ <i>versus</i> $Q_m$ .....	162
Figura 5.3 - Sistema proposto para classificação de solos com base em resultados de ensaios SCPTu.....	165
Figura 5.4 – Perfil de ensaio SCPTu realizado no Campo Experimental de Araquari.....	168
Figura 5.5 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em areias e areias com finos .....	169
Figura 5.6 - Perfil de ensaio SCPTu realizado no Campo Experimental de Tubarão-SC.....	170
Figura 5.7 - Perfil de ensaio SCPTu realizado em depósito argiloso/ siltoso de Joinville-SC .....	171

Figura 5.8 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em argilas .....	171
Figura 5.9 - Perfil típico de ensaios SCPTu em depósito silteoso de Itajaí-SC .....	172
Figura 5.10 - Perfil típico de ensaios SCPTu em depósito silteoso de Maringá-PR.....	173
Figura 5.11 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em siltes e misturas de siltes.....	174
Figura 5.12 - Curvas granulométricas dos rejeitos de mineração avaliados .....	175
Figura 5.13 - Resultados de ensaios SCPTu no rejeito de mineração de ouro .....	176
Figura 5.14 - Resultados dos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de bauxita da ALUMAR.....	177
Figura 5.15 - Resultados dos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de bauxita da ALCOA .....	177
Figura 5.16 - Resultados de ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de “Bauxita A” .....	178
Figura 5.17 - Resultados de ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de zinco ....	179
Figura 5.18 - Perfil típico do ensaio SCPTu realizado no rejeito de mineração de ferro de Fundão (adaptado de Morgenstern <i>et al</i> , 2016).....	179
Figura 5.19 - Perfis de sondagem SCPTu no rejeito de mineração de cobre .....	180
Figura 5.20 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em rejeitos de mineração.....	181
Figura 5.21 - Metodologia conjunta proposta para avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação a partir de resultados de ensaios SCPTu (a) avaliação de $\psi$ ; (b) sistema de classificação de solos.....	185
Figura 5.22 - Linhas de variação de $G_0$ para $\psi=0$ sobre o sistema de classificação de solos	186
Figura 5.23 - Solução teórica para $\phi'$ em termos de $Q$ e $Bq$ para o caso simplificado de $c'=0$ e $\beta=0$ (adaptado de Senne set <i>et al</i> , 1989).....	189
Figura 5.24 - Variação de $qtD/qtND$ em relação a $\phi'$ – solução de Senne set <i>et al</i> (1989) e resultados de ensaios em diferentes materiais .....	189
Figura 5.25 - Correlação proposta para correção da resistência de ponta do cone em ensaios padrão realizados em materiais de drenagem intermediária (para $\alpha=0.5$ ) .....	191
Figura 5.26 – Comparativo entre $\psi$ estimados a partir do perfil SCPTu e obtidos em laboratório para a areia de Araquari.....	193
Figura 5.27 - Parâmetro de estado estimado para solos arenosos .....	194

Figura 5.28 - Comparativo entre valores de $\psi$ estimados a partir do CPTu e resultados de ensaios de laboratório para o rejeito de mineração de ferro.....	196
Figura 5.29 - Resultados de ensaios CPTu com velocidades de cravação variáveis e correção empírica proposta para $q_t$ no rejeito de mineração.....	197
Figura 5.30 - Comparativo entre valores de $\psi$ estimados a partir do SCPTu e resultados de ensaios de laboratório para o rejeito de mineração de ouro .....	198
Figura 5.31 – Estimativa de $\psi$ para diferentes rejeitos de mineração .....	200
Figura 5.32 - Comparativo entre valores de $\psi$ obtidos através de ensaios SCPTu e laboratório .....	201

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos sedimentares usuais (Fernandes, 2016) .....	34
Tabela 2.2 - Coeficiente de permeabilidade dos rejeitos de mineração (adaptado de Vick, 1983) .....	35
Tabela 2.3 - Valores de $c_c$ e $c_v$ para rejeitos de mineração .....	38
Tabela 2.4 - Resumo de características dos fenômenos de liquefação .....	48
Tabela 2.5 - Casos históricos de rupturas por fluxo por liquefação em barragens de rejeito ...	55
Tabela 2.6 - Resumo de lições aprendidas com casos de rupturas por liquefação .....	56
Tabela 2.7 – Classificação de solos em função de $I_c$ (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	73
Tabela 3.1 - Programa experimental de laboratório .....	89
Tabela 3.2: Propriedades dos corpos de prova em ensaios de variação de densidade no rejeito de ouro .....	93
Tabela 3.3: Propriedades dos corpos de prova indeformados e reconstituídos do rejeito de mineração de bauxita para ensaios triaxiais .....	95
Tabela 3.4- Propriedades dos corpos de prova indeformados e reconstituídos do rejeito de mineração de bauxita para de <i>bender elements</i> .....	100
Tabela 3.5 – Número de registros sísmicos realizados no depósito de rejeito de mineração de ouro .....	107
Tabela 3.6 – Número de registros sísmicos realizados nos depósitos de rejeito de mineração de bauxita .....	109
Tabela 3.7 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de bauxita “A” .....	110
Tabela 3.8 - Resumo de ensaios sísmicos realizados nos depósitos de rejeito de mineração de zinco .....	110
Tabela 3.9 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de rejeitos de ferro de Fundão .....	112
Tabela 3.10 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de rejeitos de cobre .....	113
Tabela 4.1 - Índices físicos dos rejeitos de mineração de ouro, bauxita e zinco .....	118

Tabela 4.2 - Parâmetros de deformabilidade para corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita .....	136
Tabela 4.3 - Resumo dos resultados de laboratório analisados .....	143
Tabela 5.1 - Resumo das formulações adotadas para definição de resultados teóricos de ensaios em areias e argilas.....	160
Tabela 5.2 - Resumo de propriedades de areias utilizadas para validação do sistema de classificação.....	167
Tabela 5.3 – Resumo de características geotécnicas dos rejeitos de mineração avaliados ....	175

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ARB	Área de rejeito de bauxita
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
$B$	Parâmetro de poropressão de Skempton
$CD$	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado
$CIU$	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, não-drenado
$c$	Coesão real
$c_c$	Coefficiente de compressibilidade
$c_u$	Coefficiente de uniformidade
$c_v$	Coefficiente de adensamento
$D_{50}$	Diâmetro médio
DR, Dr	Densidade relativa
$\delta$	Deformação no plano de cisalhamento
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
$E$	Módulo de Elasticidade
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$e_c$	Índice de vazios crítico
$e_{sk}$	Índice de vazios intergranular
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo

$e_{min}$	Índice de vazios mínimo
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\phi$	Ângulo de atrito interno
$\phi_{cs}$	Ângulo de atrito no estado crítico
$G_0$	Módulo de cisalhamento inicial/ máximo
$\gamma_s$	Peso específico dos grãos
$\gamma$	Peso específico natural
$\gamma_d$	Peso específico seco
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
IPEA	Instituto de Pesquisa Aplicada
$I_c$	Índice de comportamento do material (cone)
IP	Índice de plasticidade
LCI	Linha de consolidação isotrópica
LEC	Linha do estado crítico
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geoambiental
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
$k$	Coefficiente de permeabilidade
MFB	Mineração Fazenda Brasileiro
NBR	Norma Brasileira
$p'$	Tensão efetiva média, $(\sigma_1+2\sigma_3)/3$

$p_a$	Pressão atmosférica, 100 kPa
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
$q_c$	Resistência de ponta do cone
$q_t$	Resistência de ponta do cone corrigida
$\rho$	Massa específica
SCPTu	Ensaio de cone sísmico com leituras de poropressões
$\sigma_v$	Tensão vertical total
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais maior e menor
$\tau$	Tensão cisalhante
u	Poropressão
$u_0$	Poropressão hidrostática
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
$V_s, v_s$	Velocidade da onda de cisalhamento
$\psi$	Parâmetro de estado
w	Teor de umidade

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A atividade mineradora tem grande importância no cenário mundial e nacional, contribuindo amplamente para o desenvolvimento econômico dos países. Com o decorrer dos anos este ramo tem buscado novas tecnologias, possibilitando a implantação de maiores plantas de exploração e, por conseguinte, o aumento na produção de minérios. De acordo com o Instituto Brasileiro de Mineração - IBRAM (2018), somente no Brasil, a produção mineral atingiu um valor de US\$ 32 bilhões no ano de 2017, representando quase 16.8 % do PIB industrial do país.

Todavia, ao mesmo tempo em que a progressão tecnológica possibilita um acréscimo de produção e maiores avanços em menores períodos de tempo, ela também desencadeia um incremento na geração de rejeitos. De acordo com um estudo realizado pelo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – IPEA (2012), a produção anual de rejeitos de mineração, no Brasil, aumentou de 202 milhões de toneladas no ano de 1996, para 290 toneladas em 2005. Este mesmo estudo aponta para uma perspectiva de geração de rejeitos de mineração de 348 milhões de toneladas em 2010, chegando a 684 milhões de toneladas em 2030.

Uma das grandes preocupações frente a este cenário vincula-se ao método de disposição dos rejeitos de mineração. No Brasil, a metodologia rotineiramente adotada durante o desenvolvimento da atividade mineral, constitui-se no armazenamento através de reservatórios contidos por diques ou barragens, em muitos casos alteados à montante. Após o processo de beneficiamento, os rejeitos gerados são transportados hidraulicamente até os depósitos. A grande quantidade produzida faz com que o armazenamento ocupe áreas bastante extensas, desencadeando sérios impactos ambientais na região na qual são implantados. Além disso, a segurança das estruturas de contenção destes depósitos deve ser garantida, uma vez que, eventuais rupturas podem acometer muitos quilômetros, comprometendo o meio ambiente e trazendo riscos de perdas humanas.

Neste contexto, em 2010, o Ministério do Meio Ambiente brasileiro criou a lei número 12.305/10, que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos, prevendo a destinação ambientalmente adequada de rejeitos. Desta forma, conforme recomendado pelo relatório do

IPEA (2012), o sistema de disposição destes elementos deve ser regido por soluções adequadas de engenharia. Tais soluções devem garantir a estabilidade das estruturas de contenção, através de controle das condições piezométricas e de resistência dos materiais envolvidos e, por conseguinte, reduzir os impactos ambientais.

A ruptura da barragem de Fundão, em novembro de 2015, no estado de Minas Gerais, alertou ainda mais para a necessidade de investigação e estudo de engenharia nestes materiais. De acordo com a Agência Brasil (2015), o rompimento desta barragem provocou o lançamento de 34 milhões de metros cúbicos de lama, provenientes da produção do minério de ferro, no meio ambiente. Além disso, deixou famílias desabrigadas e mortos, sendo considerado, até então, um dos maiores desastres ambientais que já ocorreram no país.

Morgenstern *et al* (2016) apresentou um relatório detalhado para a avaliação das possíveis causas do rompimento desta barragem, salientando como a provável ocorrência de ruptura, o fluxo por liquefação. O fenômeno de liquefação ocorre quando um aumento repentino de poropressões é capaz de anular as tensões efetivas do material, fazendo-o perder totalmente a sua estrutura (LAMBE e WHITMAN, 1969). Este aumento de poropressões pode ser provocado por agentes sísmicos ou gatilhos pontuais estáticos (taludes instáveis, mudança do nível do lençol freático, construção incremental de aterros, deformação de camadas adjacentes de solos de baixa resistência, entre outros), desencadeando uma instabilidade local que pode se estender por extensas áreas, sendo então chamada de fluxo por liquefação (SMITH, 2002). As características de alta saturação, baixa plasticidade e alta compressibilidade dos rejeitos no interior dos reservatórios, aumentam a probabilidade de ocorrência de rupturas desencadeadas por este fenômeno.

O estado de tensão que conduz a uma condição estática de liquefação pode ser determinado através de ensaios triaxiais consolidados não drenados, nos quais as amostras são cisalhadas numa condição de completa saturação. Entretanto, em função da dificuldade existente em se coletar amostras indeformadas nestes depósitos e se reproduzir adequadamente a estrutura natural dos rejeitos em laboratório, rotineiramente ensaios de campo vem sendo utilizados para complementar a caracterização e avaliação de comportamento destes materiais.

Douglas e Olsen (1981), Robertson, *et al* (1986), Olson e Farr (1986) e Robertson (1990) propuseram metodologias que permitem a avaliação quanto ao comportamento dos solos com

base em resultados de ensaios de cone. Embora o desenvolvimento destas metodologias tenha se baseado num vasto banco de dados, os rejeitos de mineração nem sempre tem seu comportamento completamente compreendido, uma vez que, constituem materiais gerados através de um processo industrial. Também se baseando em resultados de ensaios de cone, Robertson (2010), propôs uma metodologia de avaliação do potencial de ocorrência de liquefação estática em areias, adotando o parâmetro de estado ( $\psi$ ) como delimitador entre materiais com comportamento contrátil e dilatante, ou seja, com suscetibilidade ou não ao fenômeno de fluxo por liquefação.

Reconhece-se que o cenário atual da Engenharia Geotécnica apresenta um vasto conhecimento do comportamento de materiais naturais, entretanto, ainda existem várias dúvidas relacionadas ao entendimento das propriedades dos rejeitos de mineração. A correta compreensão do comportamento destes materiais no interior dos reservatórios e as implicações sobre os projetos de estruturas de contenção são fundamentais para a boa prática de engenharia neste ramo. Nesta perspectiva, esta pesquisa volta-se à análise de resultados de ensaios de campo e laboratório com o intuito de compreender e caracterizar o comportamento de rejeitos de mineração.

A partir da análise de comportamento feita por meio de ensaios de laboratório e combinação de parâmetros independentes, como rigidez e resistência, pretende-se avaliar uma alternativa de classificação de solos e avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação, cuja aplicação também seja destinada à rejeitos de mineração. De acordo com Schnaid *et al* (2004) e Schnaid (2005) a combinação entre rigidez e resistência pode ser obtida por meio de ensaios de cone sísmico (SCPTu), constituindo-se numa boa alternativa para avaliação de características do solo. Sendo assim, pretende-se unir um vasto banco de dados de ensaios SCPTu com o intuito de aplicar a relação entre rigidez e resistência ( $G_0/q_t$ ), tanto para classificação de solos, como para avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação por meio do parâmetro de estado ( $\psi$ ). De acordo Schnaid e Yu (2007) o valor de  $\psi$  em areias, pode ser obtido a partir de um equacionamento teórico dependente da relação  $G_0/q_t$ . Pretende-se investigar a aplicabilidade deste equacionamento também para o uso em rejeitos de mineração (siltes não-plásticos).

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo caracterizar e avaliar o comportamento geomecânico de rejeitos de mineração, com a utilização de resultados de ensaios de campo e laboratório.

### 1.2.2 Objetivos específicos

De acordo com o objetivo geral deste trabalho, têm-se os seguintes objetivos específicos:

- Verificar através de ensaios triaxiais, consolidados não drenados, a influência da variação do índice de vazios inicial no comportamento dos rejeitos;
- Investigar a influência da reconstituição de amostras de rejeitos de mineração por meio de ensaios triaxiais, oedométricos e medidas de velocidade de onda cisalhante;
- Reunir dados de ensaios de campo e laboratório, publicados na literatura, em rejeitos de mineração, que contenham medidas de resistência e rigidez;
- Avaliar a sensibilidade da combinação entre resistência e rigidez, obtida a partir de ensaios de laboratório, em propriedades de cimentação, densidade, teor de finos, drenagem, etc. e tipo de material;
- Desenvolver uma metodologia para classificação de solos, baseada em resultados de ensaios SCPTu e apoiada em conceitos teóricos, que permita a identificação do comportamento de rejeitos de mineração;
- Apresentar uma metodologia para identificação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação em areias e siltes não-plásticos, baseada em valores de  $\psi$ , obtidos a partir de resultados de ensaios SCPTu;
- Validar as metodologias desenvolvidas por meio de resultados de ensaios de campo e laboratório.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho compõe-se por seis capítulos, buscando apresentar de uma forma organizada a sequência da pesquisa. Este capítulo inicial contempla a introdução ao tema, justificando-se a importância do estudo e expondo-se os objetivos que se pretende atingir.

No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica que dá suporte ao entendimento da pesquisa. São abordados conceitos relacionados aos rejeitos de mineração, caracterização do fenômeno de liquefação e definição do conceito de fluxo por liquefação, além de uma discussão relacionada às abordagens trazidas pela literatura quanto à interpretação de resultados de ensaios de campo e laboratório, com vistas à compreensão do comportamento dos solos.

O terceiro capítulo engloba a metodologia de pesquisa, apresentando, inicialmente, os depósitos de rejeito, que forneceram material para os ensaios de laboratório ou nos quais foram executados os ensaios de campo. Na sequência são apresentados e descritos os ensaios de laboratório e, por fim, os ensaios de campo, realizados nos depósitos de rejeito avaliados.

O quarto capítulo contempla as análises realizadas com base em resultados de ensaios de laboratório. São discutidos assuntos relacionados à caracterização básica de rejeitos, influência do estado inicial em ensaios triaxiais e efeitos da reconstituição de amostras. Neste capítulo também são apresentados estudos realizados para investigação da sensibilidade de propriedades de rigidez e resistência, obtidas em laboratório, a diferentes parâmetros de comportamento de solos.

No capítulo cinco são apresentadas as análises realizadas com base em resultados de ensaios de campo, mais especificamente, no ensaio SCPTu. Este capítulo apresenta as metodologias desenvolvidas para classificação de solos e avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação em areias e siltes não-plásticos, bem como, a validação das mesmas.

Para finalizar, o Capítulo seis apresenta as principais conclusões obtidas ao final desta pesquisa, além de sugestões para futuros trabalhos a serem desenvolvidos nesta área.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão discutidos conceitos fundamentais para o entendimento da presente pesquisa. Primeiramente serão apresentados aspectos relacionados aos rejeitos de mineração e métodos de disposição. Em seguida, serão abordados conceitos relacionados ao fenômeno de liquefação, estado crítico e avaliação de comportamento de solos através da correta interpretação de ensaios de campo e laboratório.

### 2.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO

O processo de extração mineral produz grande quantidade de materiais que não apresentam valor econômico e que necessitam de uma destinação adequada. Estes materiais são produzidos de forma industrial e, portanto, tendem a apresentar características de comportamento distintas dos materiais naturais. Nos itens a seguir são apresentadas as definições dos resíduos sólidos produzidos na lavra de minérios, as metodologias de disposição e principais características geotécnicas destes materiais.

#### 2.1.1 Definições

Todo o processo produtivo tem como característica inerente a geração de resíduos. Na atividade mineradora os resíduos produzidos diferenciam-se um pouco daqueles produzidos em outros setores. Isto se deve ao fato de existir uma parcela composta por resíduos sólidos provenientes da extração (estéril) e o material resultante do processo de beneficiamento (rejeito).

De acordo com Lei 12305/2010 (Política Nacional de Resíduos Sólidos – PNRS), os resíduos sólidos constituem um elemento resultante das atividades humanas em sociedade, cujas propriedades não permitem que sejam lançados em rede pública de esgoto ou em corpos de água. Para estes resíduos esta mesma lei prevê que a destinação adequada dos mesmos inclua a reutilização, compostagem, reciclagem, recuperação e aproveitamento energético ou outro tipo de destinação permitida pelos órgãos competentes.

Já para definição de rejeitos, a Lei PNRS 12305/2010 apresenta-os como resíduos sólidos cujas as possibilidades de tratamento e recuperação através de meios tecnológicos e economicamente viáveis esgotaram-se. Desta forma, a lei cita que os rejeitos se constituem em elementos cuja destinação final seja unicamente a disposição ambientalmente adequada, não existindo possibilidades de reciclagem ou reutilização.

De um modo geral, na indústria mineradora é necessário que uma grande quantidade de rochas seja minerada, triturada, pulverizada e processada até a obtenção do produto final, com valor comercial. Deste processo resultam resíduos sólidos que podem ser pilhas de minérios pobres, rochas, sedimentos, solos, etc., que constituem o material denominado de estéril. Além disso, uma grande quantidade de finas partículas de rocha, cuja granulometria varia entre areia fina e argila, é produzida durante o processo de beneficiamento. Estas partículas finas e ultrafinas, sem valor comercial, são denominadas de rejeitos de mineração (EPA, 1994; IBRAM, 2016).

De acordo com IBRAM (2016) a geração de estéreis e rejeitos de mineração não é equivalente e depende da tipologia dos minérios extraídos. A extração de minérios não metálicos é uma grande geradora de estéreis, já para extração de minérios metálicos é necessária uma transformação mineral, ou seja, um processo de beneficiamento, o qual torna-se um potencial produtor de rejeitos de mineração.

### 2.1.2 Métodos de disposição

A metodologia adotada para a disposição dos resíduos gerados pela atividade mineradora dependerá do tipo de resíduo em questão. Os estéreis costumam apresentar-se em estado sólido ou semissólido e, geralmente, são dispostos em pilhas. A partir das novas normas ambientais, implantadas em 2010, estas operações vêm incorporando critérios geotécnicos para garantia da segurança destes depósitos. De acordo com o IBRAM (2016) uma prática comum para redução dos estéreis é a sua utilização na recuperação de áreas atingidas por voçorocas e preenchimento de cavas de minas desativadas.

A maior preocupação no processo de disposição, no entanto, volta-se à destinação dos materiais provenientes do processo de beneficiamento (rejeitos), que não podem mais ser reaproveitados. Segundo Vick (1983) estes rejeitos são descartados, na maioria das vezes, na forma de polpa

(mistura de água e sólidos), a qual favorece o transporte através de fluxo gravitacional por meio de dutos até o local da disposição final.

Como alternativas à disposição dos rejeitos, IBRAM (2016) cita a utilização de minas subterrâneas, cavas desativadas de minas, pilhas, empilhamento a seco, disposição em pasta ou construção de barragens de contenção de rejeitos. De acordo com Duarte (2008) a escolha de um ou outro tipo de disposição dependerá de fatores como a natureza do processo de mineração, condições geológicas e topográficas da região, propriedades mecânicas dos materiais e do poder do impacto ambiental dos contaminantes dos rejeitos.

A maneira mais comum de disposição de rejeitos adotada atualmente é através de barragens de contenção. Estas barragens podem ser construídas com a utilização de solos, estêreis e até mesmo com o próprio rejeito, sendo que a disseminação do método se deve ao fato da facilidade e economia na execução. Vick (1983) destaca que o método de alteamento de barragens se torna atrativo, uma vez que, os custos de construção das barragens são diluídos ao longo da vida útil do depósito e, assim, os alteamentos podem ser executados de acordo com a demanda de armazenamento.

Embora a disposição de rejeitos através de barragens de contenção seja uma alternativa economicamente atrativa, a metodologia construtiva e as características dos rejeitos tornam estes reservatórios passíveis de riscos ambientais. Uma correta investigação das características do rejeito e o alto controle geotécnico durante as etapas executivas são de fundamental importância para garantia da estabilidade destas estruturas. Davies e Martin (2000) evidenciam que o alteamento das barragens pode ser feito com a utilização dos próprios rejeitos, desde que algumas premissas sejam respeitadas, destacando-se a separação granulométrica entre as parcelas mais finas e grosseiras dos rejeitos, utilização de sistemas eficientes de drenagem, controle na compactação e proteção superficial da barragem.

As barragens de contenção podem ser alteadas de três formas distintas: à montante, à jusante ou pela linha de centro. Dependendo da metodologia adotada podem-se ter vantagens e desvantagens, além de características que podem influenciar na estabilidade da mesma, conforme apresentado nos itens a seguir.

### 2.1.2.1 Método de alteamento à montante

O método de alteamento denominado à montante é executado a partir de um dique inicial, normalmente constituído por camadas compactadas de argila ou enrocamento. A partir da crista deste dique é realizado o lançamento dos rejeitos em direção à montante da linha de eixo do dique de partida. De acordo com Martin e McRoberts (2002) na maioria dos casos, a fração grosseira, separada hidraulicamente, é usada para construir as chamadas praias de rejeito (próximas à barragem) e a fração mais fina compõe as lagoas de rejeitos, conforme esquema indicado na Figura 2.1.

Após atingida a cota da crista do dique de partida, inicia-se o processo de alteamento. Um novo dique, geralmente realizado com os próprios rejeitos, é construído sobre a praia da etapa anterior. Este processo repete-se até se atingir a cota final de projeto. Vick (1983) salienta que um dos requisitos para implantação deste modelo de barragem é que a praia de rejeitos deve fornecer uma fundação competente para o próximo dique, sendo que os materiais depositados nesta área não devem conter menos de 40 a 60% de partículas do tamanho de areias.

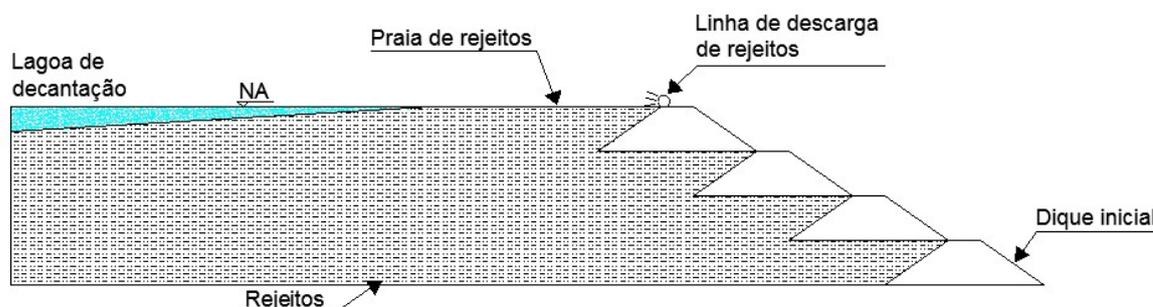


Figura 2.1 - Método de disposição à montante (adaptado de Vick, 1983)

Este método de disposição é o mais antigo e tem seu uso amplamente difundido em função de sua simples execução e economia. Entretanto, também é o método construtivo associado ao maior número de rupturas em barragens de rejeito em todo o mundo (DAVIES e MARTIN, 2000; MARTIN e MCROBERTS, 2002). Dentre as principais causas de rupturas pode-se citar (LOTTERMOSER, 2010):

- Liquefação: as barragens alteadas a montante são particularmente suscetíveis à liquefação, uma vez que, os rejeitos depositados neste sistema, geralmente, apresentam baixa densidade e

altos níveis de saturação. Esta combinação pode resultar em liquefação desencadeada tanto por terremotos, como detonações em minas próximas ou até movimentação de equipamentos pesados nas proximidades. A ruptura por liquefação pode ocorrer em barragens de pouca altura e com diques pouco inclinados, portanto, não se aconselha o uso de barragens alteadas à montante em regiões de alta sismicidade;

- Altas taxas de alteamento: caso uma barragem à montante seja alteada de forma muito rápida, poropressões muito altas podem ser produzidas no interior dos rejeitos. Estas altas poropressões reduzem a estabilidade da barragem e podem causar rupturas. Vick (1983) recomenda uma taxa segura de alteamento entre 4,5 a 9 metros por ano, alertando para o fato de que taxas de alteamento de 15 metros por ano podem ser muito perigosas;

- Ruptura da fundação: caso a base da barragem não apresente capacidade de suporte adequada para a mesma, movimentos ao longo de planos de ruptura ocorrerão. No caso de barragens alteadas a montante, os alteamentos são realizados sobre materiais previamente depositados e não consolidados, que nem sempre fornecem uma boa capacidade de suporte;

- Níveis de água excessivos: a ruptura de uma barragem pode ocorrer se a superfície freática atingir níveis críticos, ou seja, quando a largura da praia de rejeitos, entre a lagoa e a crista da barragem, se tornar muito pequena. Nas barragens alteadas a montante existe dificuldade na implantação de um eficiente sistema interno de drenagem que permita o controle da superfície freática, sendo que, inundações, alta pluviosidade, rápido derretimento de neve e gestão inadequada por parte do operador podem causar níveis excessivos de água no interior da barragem, levando-a ao colapso. Caso a água escoe sobre a crista da barragem podem ocorrer fissuras, erosão e até o completo colapso da estrutura;

- Altas taxas de infiltração: infiltração no interior ou abaixo da barragem provoca erosão ao longo dos canais de fluxo. Quando em excesso podem provocar a ruptura da barragem.

Como alternativas à redução de riscos de rupturas em barragens alteadas a montante pode-se citar a instalação de zonas de drenagem horizontal durante a construção do dique de partida. Tal procedimento auxiliará na manutenção de baixos níveis de poropressões no interior do reservatório. Entretanto, deve-se garantir que não ocorra a obstrução dos drenos durante as etapas de alteamento (VICK, 1983; EPA, 1994).

Lottermoser (2010) salienta que a prevenção de rupturas em barragens de rejeito exige uma caracterização geotécnica eficaz dos rejeitos e uma compreensão detalhada dos riscos naturais do local (terremotos, deslizamentos de terra, eventos meteorológicos). O projeto de uma barragem de rejeitos deve seguir um padrão capaz de lidar com condições geológicas e climáticas extremas.

#### 2.1.2.2 Método de alteamento à jusante

O método de alteamento denominado à jusante foi desenvolvido para suprir os riscos associados ao método de alteamento à montante. Os requisitos de projeto são similares aqueles necessários para execução de uma barragem convencional de armazenamento de água.

A metodologia executiva também se inicia a partir de um dique de partida constituído por material de empréstimo compactado. EPA (1994) destaca que este dique de partida pode ser composto por areias e pedregulhos permeáveis ou pode ser realizado um núcleo composto predominantemente por siltes e argilas, para minimizar a infiltração através da barragem. Caso materiais de baixa permeabilidade sejam utilizados, um sistema de drenagem interna deve ser incorporado ao projeto. Engels (2004) destaca que o emprego de um núcleo impermeável associado a um eficiente sistema de drenagem permite que seja possível o barramento de grandes quantidades de água em contato com o talude de montante, sem comprometer a estabilidade da estrutura.

Após a construção do dique inicial os rejeitos são lançados à montante do dique até que a borda livre seja atingida. O processo de alteamento se dá pela construção de um novo dique sobre a face inclinada, à jusante do dique de partida. Os estágios de alteamento deslocam a linha central do topo da barragem à jusante, conforme demonstrado pela Figura 2.2 (VICK, 1983).

Os diques de alteamento podem ser constituídos tanto por material de empréstimo como pelo próprio rejeito, caso se tenha quantidade suficiente e se faça a correta separação granulométrica. Vick (1983) e Klohn (1981) destacam que uma das grandes vantagens deste método é a possibilidade de total controle do lançamento e compactação do material dos diques de alteamento, sendo que, em nenhuma etapa o alteamento apoia-se sobre rejeitos soltos, como no caso do método de alteamento à montante. Além disso, durante toda etapa construtiva é possível a instalação do sistema de drenagem para controle das superfícies freáticas, prolongando-o conforme a barragem ganha altitude.

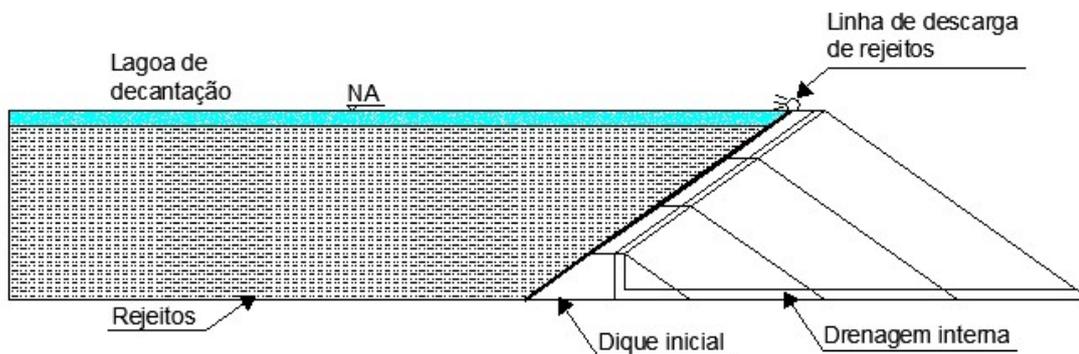


Figura 2.2 - Método de alteamento à jusante (adaptado de Vick, 1983)

As barragens alteadas à jusante podem ser projetadas de forma a resistir qualquer força sísmica, entretanto, Brawner e Campbell (1973) orientam para que a máxima altura de barragens à jusante em áreas sísmicas seja de 15 metros e que os materiais sejam compactados de forma a atingir altas densidades e minimizar a possibilidade de ocorrência de liquefação.

Embora o método de alteamento à jusante tenha grandes vantagens relacionadas à sua estabilidade, apresenta desvantagens como grandes quantidades de material necessárias para construção dos diques de alteamento e grandes áreas para base dos mesmos.

#### 2.1.2.3 Método de alteamento pela linha de centro

Conforme apresentado por Vick (1973), o método de alteamento pela linha de centro constitui-se numa alternativa intermediária entre o método de alteamento à montante e o método de alteamento à jusante, visando reduzir as desvantagens apresentadas por eles.

A metodologia executiva consiste na construção de um dique de partida, onde o rejeito é disposto à montante a partir da crista do dique, similar ao que acontece no método de montante. Já o alteamento é realizado com a construção de um dique acima do dique inicial, mantendo-se a mesma linha de centro. O dique de alteamento apoia-se à montante sobre a praia de rejeitos e à jusante sobre o dique da etapa anterior, conforme apresentado pela Figura 2.3. Neste sistema zonas de drenagem podem ser incorporadas durante as etapas construtivas, permitindo o controle da superfície freática e dissipação das poropressões (VICK, 1983; EPA, 1994).

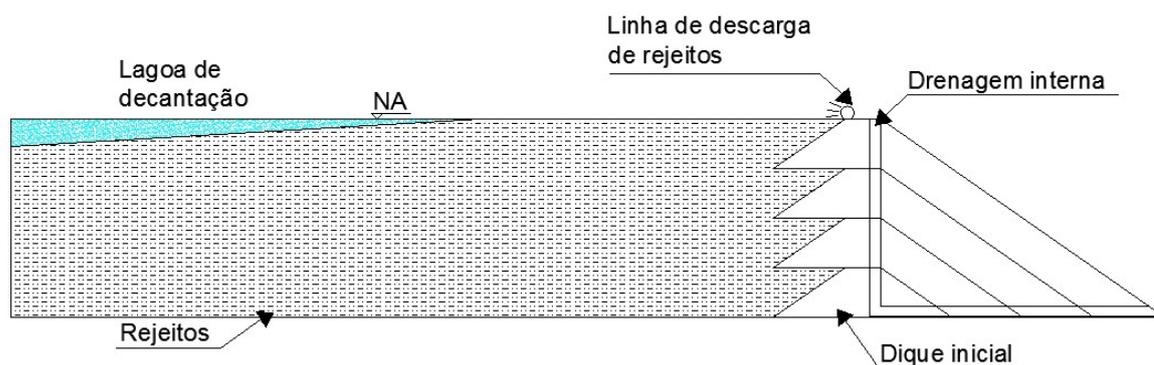


Figura 2.3 - Método de alteamento pela linha de centro (adaptado de Vick, 1983)

Este método de alteamento não exige uma praia de rejeitos extensa e permite o uso de rejeitos que contenham quantidades relativamente baixas de partículas do tamanho de areias. Desta forma, os alteamentos podem ser realizados de forma mais rápida do que nos métodos à montante e à jusante. O uso de materiais granulares é necessário quando se deseja uma drenagem rápida para fornecer suporte para construção de equipamentos (EPA, 1994).

Engels (2004) destaca que as barragens alteadas pela linha de centro não podem ser utilizadas como uma grande estrutura de armazenamento de água, uma vez que, os diques de alteamento são parcialmente construídos sobre rejeitos depositados, não-consolidados. Entretanto, de acordo com EPA (1994), o armazenamento de águas provenientes de fortes chuvas ou problemas de operação, num curto período de tempo, não afetam a estabilidade da estrutura.

As barragens alteadas pela linha de centro apresentam boa resistência à sismicidade, desde que os diques sejam devidamente compactados e o sistema de drenagem seja corretamente instalado. Respeitadas estas condições, mesmo que os rejeitos à montante da barragem liquefazem, os diques permanecerão estáveis em função de sua boa compactação e características de drenagem.

Como desvantagens deste método, Troncoso (1997) cita a possibilidade de perda de confinamento na parte superior do talude quando as inclinações à montante forem muito altas. Este fato pode levar ao aparecimento de fissuras, causando erosão e o aumento de poropressões. Além disso, dificuldades executivas e a quantidade de material necessária para os alteamentos podem aumentar os custos de execução desta alternativa.

### 2.1.3 Caracterização geotécnica

Variáveis como o tipo de minério extraído, método de beneficiamento adotado na planta de mineração e o tratamento químico adotado para extração do produto que se deseja, alteram as características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas do rejeito de mineração. Esta situação torna o rejeito de mineração um material geotécnico distinto, com propriedades e comportamento que podem ser diferentes daqueles apresentados por solos naturais e diferir entre o rejeito produzido numa planta e outra.

As principais características geotécnicas de um material podem ser obtidas tanto através de ensaios de laboratório como através de ensaios de campo. Características básicas como granulometria, umidade, massa específica e limites de Atterberg são facilmente obtidas através da coleta de amostras deformadas de rejeitos. Já ensaios que visam a obtenção de parâmetros nas condições reais dos reservatórios, como condutividade hidráulica, compressibilidade e resistência, nem sempre conseguem reproduzir em laboratório este complexo ambiente. Neste contexto, confrontar a correta interpretação de resultados de ensaios de campo com resultados de ensaios de laboratório auxilia na definição de parâmetros adequados de projeto.

A seguir são discutidos resultados típicos, fornecidos pela literatura, de ensaios de campo e laboratório realizados em rejeitos de mineração.

#### 2.1.3.1 Caracterização básica de laboratório

Uma propriedade geotécnica fundamental é a definição da curva granulométrica do material em estudo. De acordo com Vick (1983) a curva granulométrica dos rejeitos de mineração é revestida de incertezas, uma vez que, varia de acordo com a rocha de origem e metodologias de extração e beneficiamento. De um modo geral, é possível determinar uma faixa de variação, que conforme esse autor, caracteriza-se predominantemente por partículas do tamanho de siltes, podendo ocorrer parcelas de areias e partículas mais finas.

Esta variabilidade pode ser observada em resultados de ensaios de granulometria apresentados por Vick (1983) para rejeitos de mineração de ouro (Figura 2.4), bauxita (Figura 2.5) e zinco (Figura 2.6) provenientes de locais distintos. De um modo geral, pode-se verificar que o rejeito de mineração de ouro tem característica mais arenosa, apresentando pequenas quantidades de

argila. Já os rejeitos de mineração de bauxita e zinco tendem à maior predominância de partículas do diâmetro de siltes, mas apresentando, também, pequenas quantidades de partículas do tamanho de argilas e areias finas. Outra característica importante é que os rejeitos de mineração de ouro costumam apresentar baixa ou nula plasticidade, os rejeitos de zinco uma plasticidade baixa e os rejeitos de bauxita tendem a apresentar plasticidade mediana a alta.

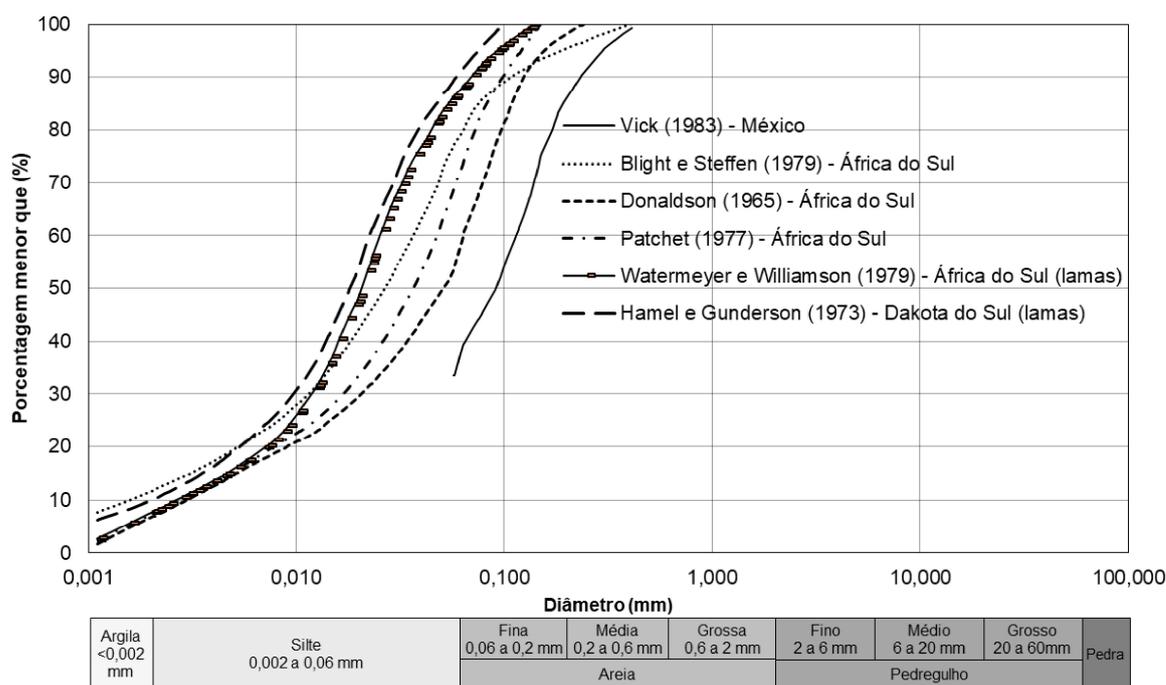


Figura 2.4 - Curvas granulométricas características de rejeitos de mineração de ouro (adaptado de Vick, 1983)

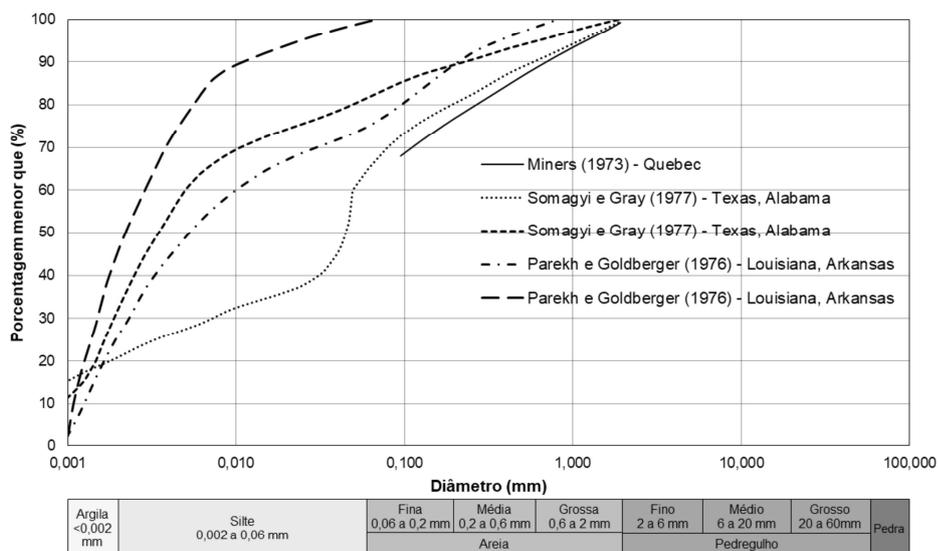


Figura 2.5 - Curvas granulométricas características de rejeitos de mineração de bauxita (Vick, 1983)

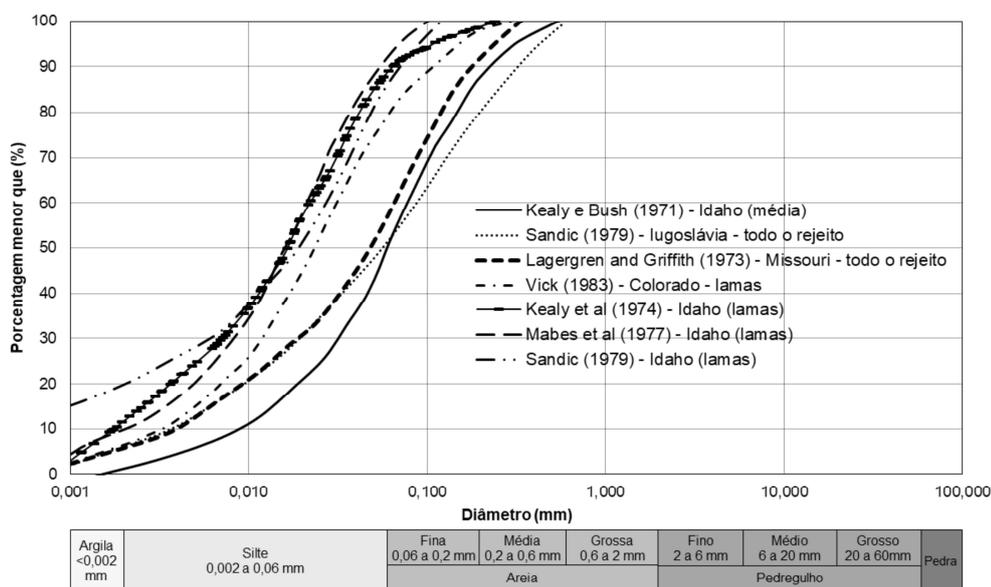


Figura 2.6 - Curvas granulométricas características do rejeito de mineração de zinco (adaptado de Vick, 1983)

Em análise às curvas granulométricas apresentadas, os rejeitos de mineração compõem-se, predominantemente, por partículas do tamanho de siltes e argilas, cuja avaliação da distribuição do tamanho de grãos, de acordo com normas nacionais e internacionais, deve ser realizada por meio de ensaios de granulometria por sedimentação, com o uso de um agente dispersor. Entretanto, Senft *et al* (2011) e Jedari *et al* (2017) destacam a possibilidade de interferência nos resultados do ensaio devido à interação química entre o agente dispersor e as partículas de rejeito. Ao se comparar resultados de ensaios de granulometria com sedimentação e granulometria a laser, em amostras de rejeitos, os autores verificaram uma diferença na quantificação da porcentagem de partículas mais finas (siltes e argilas). O ensaio de sedimentação subestimou esta parcela, o que para os autores pode ser consequência de uma aglutinação de partículas provocada por interação química entre o agente dispersor utilizado e elementos químicos presentes nas amostras de rejeito.

Gorakhki (2015), por sua vez, demonstrou que a alta concentração de sais nos rejeitos de mineração, em especial a presença de sódio, provoca um aumento na densidade e viscosidade do fluido, aumentando as taxas de sedimentação. Sendo assim, evidencia-se que metodologias padrão de ensaios em solos podem sofrer influência quando aplicados à rejeitos de mineração, sendo necessária uma avaliação cautelosa destes resultados e composição dos rejeitos.

Além dos aspectos relacionados à granulometria e características de plasticidade dos rejeitos, Vick (1983) destaca, ainda, que na grande maioria dos depósitos, altos índices de vazios e baixas densidades secas ( $\gamma_d$ ) são verificadas na superfície, logo após a deposição, diminuindo o índice de vazios e aumentando a densidade em maiores profundidades. Os valores de densidade de campo dos rejeitos recebem influência da massa específica real dos grãos, tipo de rejeito (areias ou lamas) e da quantidade de partículas do tamanho de argila. A massa específica real dos grãos geralmente apresenta valores altos em função da presença de elementos metálicos na composição dos rejeitos.

#### 2.1.3.2 Permeabilidade

A permeabilidade de um solo constitui-se numa propriedade muito importante, uma vez que, está relacionada à muitos problemas comuns à prática de engenharia. A passagem de água no interior de um determinado material é expressa através do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), sendo este uma característica difícil de ser generalizada. Fernandes (2016) afirma que somente para os solos usuais existem cerca de oito a nove grandezas para este parâmetro, sendo que,

dentre os principais fatores que afetam a permeabilidade de um solo estão sua granulometria, índice de vazios, estrutura, composição mineralógica e grau de saturação. A Tabela 2.1 apresenta os valores típicos dos coeficientes de permeabilidade para os solos sedimentares considerados usuais.

Tabela 2.1 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos sedimentares usuais (Fernandes, 2016)

<b>Tipo de Solo</b>	<b><math>k</math> (m/s)</b>
Pedregulhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Areia média	$10^{-3}$ a $10^{-4}$
Areia fina	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
Areia siltosa	$10^{-5}$ a $10^{-6}$
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
Argilas	$10^{-8}$ a $10^{-10}$

Terzaghi e Peck (1948) definiram o grau de permeabilidade de acordo com o valor de  $k$ , quanto maior o valor de  $k$ , maior é o grau de permeabilidade. Como exemplo disso, os pedregulhos e as areias grossas apresentam alto grau de permeabilidade e as argilas são consideradas praticamente impermeáveis.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser feita tanto através de ensaios de campo (piezômetros, sondagens, poços, etc.), ensaios de laboratório (carga constante, carga variável, ensaios oedométricos) ou definindo-se uma ordem de grandeza através de algumas expressões de natureza empírica e semiempírica. Fernandes (2016) afirma que os ensaios de campo têm como vantagem a possibilidade de se avaliar um considerável volume do maciço analisado, embora, possam fornecer valores bastante dispersos em virtude da estratificação dos maciços. Os ensaios de laboratório, por sua vez, são considerados melhores na determinação do coeficiente de permeabilidade, no entanto, possuem limitação quanto à representatividade da amostra ensaiada.

Para o caso dos rejeitos de mineração estes constituem um material produzido industrialmente e, segundo Vick (1983), o coeficiente de permeabilidade pode variar de  $10^{-2}$  cm/s para rejeitos arenosos grosseiros a  $10^{-7}$  cm/s para lamas bem consolidadas. A permeabilidade dos rejeitos reduzirá com o aumento do teor de finos, plasticidade, método de disposição e profundidade no

interior do depósito. A Tabela 2.2 ilustra a variação dos coeficientes de permeabilidade de acordo com as características do rejeito.

Tabela 2.2 - Coeficiente de permeabilidade dos rejeitos de mineração (adaptado de Vick, 1983)

Característica do rejeito	$k$ (m/s)
Rejeito arenoso grosso, limpo, menos de 15% de finos	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
Rejeito arenoso próximo dos pontos de despejo, mais de 30% de finos	$10^{-5}$ a $5 \times 10^{-6}$
Rejeito de baixa plasticidade ou não plástico	$10^{-7}$ a $5 \times 10^{-9}$
Rejeito de alta plasticidade	$10^{-6}$ a $10^{-10}$

Alguns aspectos relacionados ao método de disposição dos rejeitos de mineração afetam a permeabilidade destes materiais. O lançamento hidráulico em camadas faz com que ocorra anisotropia nos depósitos, ou seja, existe uma considerável variação entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical. A relação entre o coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical,  $k_h/k_v$ , varia entre 2 a 10 nas praias de areias uniformes e nas áreas de lamas submersas. Nas zonas de transição entre as praias e as lamas podem ocorrer maiores diferenças em função das camadas intercaladas de areia e lama. Em depósitos onde a disposição não é controlada, a relação  $k_h/k_v$  pode chegar a 100 ou mais. Além disso, a relação  $k_h/k_v$  tende a aumentar com a profundidade, pois os rejeitos consolidados tendem a apresentar redução dos seus índices de vazios e, por consequência, diminuição de  $k_v$  (VICK, 1983).

Outro aspecto que afeta a permeabilidade dos rejeitos está relacionado à segregação dos materiais. Segundo Vick (1983) os materiais mais grosseiros (partículas do tamanho de areias) concentram-se nas proximidades do ponto de descarga. Na sequência tem-se uma zona de transição entre os materiais mais grosseiros e mais finos e por fim as lamas, conforme demonstrado na Figura 2.7. Nestas condições, as faixas de concentração de materiais mais grosseiros terão um coeficiente de permeabilidade maior, reduzindo sequencialmente até as lamas.

Schnaid *et al* (2004) destaca que os rejeitos de mineração, de um modo geral, são materiais que apresentam uma permeabilidade intermediária, ou seja, nem tão permeáveis quanto as areias e nem tão impermeáveis quanto as argilas. Este comportamento pode ser observado na Figura 2.8, onde se constata que a grande maioria dos rejeitos apresenta um coeficiente de

permeabilidade entre  $10^{-5}$  e  $10^{-8}$ , que corresponde aproximadamente às faixas de areias finas, siltes e misturas com argilas, na escala proposta por Manassero (1994). Neste sentido, a interpretação de ensaios em rejeitos de mineração, adotando-se condições totalmente drenadas ou condições não-drenadas, podem não retratar adequadamente o seu comportamento (KLAHOLD, 2013; SOSNOSKI, 2016; SCHNAID *ET AL*, 2016).



Figura 2.7 - Modelo conceitual de variação de permeabilidade dentro de depósitos de rejeitos (adaptado de Vick, 1983)

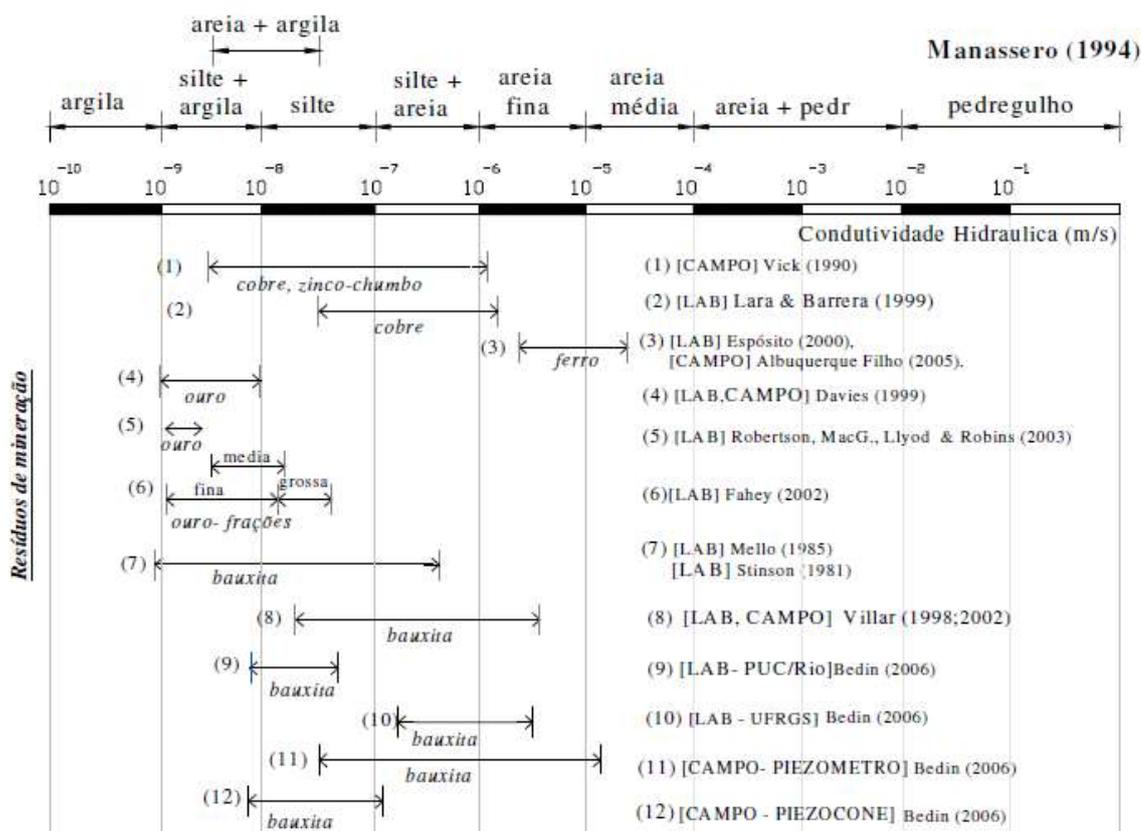


Figura 2.8 - Valores de permeabilidade de rejeitos de mineração (Bedin, 2010)

### 2.1.3.3 Compressibilidade e adensamento

A propriedade de compressibilidade dos solos está relacionada à redução de seu volume sob a aplicação de uma carga externa. Esta redução de volume pode ocorrer por compactação (eliminação de ar dos vazios do solo) ou pelo processo de adensamento (drenagem da água dos vazios do solo). Neste sentido, a compressibilidade dependerá do tipo de material, da estrutura do solo, do nível de tensões e do grau de saturação. Sempre que o solo estiver saturado ocorrerá o processo de adensamento, que está diretamente relacionado ao coeficiente de permeabilidade do material, o qual determinará o tempo para ocorrência das deformações (TERZAGHI, 1943).

Os parâmetros de compressibilidade de um solo são rotineiramente determinados através de ensaios de adensamento em laboratório. Este tipo de ensaio permite que sejam identificadas as deformações causadas por incremento de tensões, num determinado período de tempo. O equipamento utilizado restringe a deformação horizontal, desta forma, o ensaio caracteriza uma variação volumétrica e de fluxo unidimensional. Segundo Lambe e Whitman (1969) os parâmetros de compressibilidade possíveis de serem obtidos por meio deste ensaio são o módulo confinado ( $D$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ), coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e índices de compressibilidade ( $c_c$ ,  $c_r$ ,  $c_s$ ). As medidas de deformações ao longo de um período de tempo pré-estabelecido permitem a obtenção do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), que se relaciona diretamente ao processo de dissipação de poropressões no interior do solo.

Ao se comparar o comportamento frente à compressibilidade de uma areia e uma argila, Lambe e Whitman (1969) destaca que ambos os materiais possuem comportamento similar, embora as argilas sejam muito mais compressíveis que as areias. Somente sob altas tensões, que possam causar a quebra dos grãos, as areias poderiam se tornar tão compressíveis quanto às argilas. Este comportamento é justificado pela interação entre os grãos de cada tipo de solo, sendo que nas areias os esforços são transmitidos diretamente entre os grãos e nas argilas existe uma camada de água adsorvida que lubrifica o contato, aumentando a compressibilidade. Com respeito ao coeficiente de adensamento, os valores serão tão baixos quanto menor for a permeabilidade do material.

Os rejeitos de mineração, por sua vez, tendem a apresentar compressibilidade muito superior aos materiais naturais similares. Isto se deve ao método de disposição que gera materiais de baixa densidade, alta angularidade dos grãos e características de granulometria. Vick (1983)

destaca que a curva de adensamento dos rejeitos de mineração nem sempre é de fácil interpretação, uma vez que, geralmente não é possível se obter a clara distinção entre o trecho de recompressão e reta virgem, como ocorre rotineiramente com as argilas. Alguns rejeitos de granulação arenosa apresentam uma ampla curvatura como resposta ao ensaio, exigindo que os valores de  $c_c$ , nestes casos, sejam acompanhados dos níveis de tensões para os quais foram determinados.

Em relação aos valores típicos dos parâmetros de compressibilidade dos rejeitos de mineração, Vick (1983) define que o parâmetro  $c_c$  varia numa faixa de 0.05 a 0.1 para rejeitos arenosos e 0.20 a 0.30 para os rejeitos de granulometria fina. Já os valores de  $c_v$  são da ordem de  $5 \times 10^{-1}$  e  $10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s para rejeitos com característica arenosa e em torno de  $10^{-2}$  a  $10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s para os rejeitos de granulometria fina. A Tabela 2.3 demonstra alguns valores de  $c_c$  e  $c_v$  definidos pela literatura para diferentes tipos de rejeitos de mineração.

Tabela 2.3 - Valores de  $c_c$  e  $c_v$  para rejeitos de mineração

Rejeito	$c_c$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	Fonte
Zinco	0.33 a 0.40	$1.5$ a $3.5 \times 10^{-3}$	Britto, 2015
Ferro	0.22 a 0.36	$1$ a $6 \times 10^{-2}$	Araújo, 2006
Ouro (Mina Davao)	0.0728	$2.83$ a $9.85 \times 10^{-3}$	Adajar e Zarco, 2013
Ouro (Mina Masbate)	0.056	$3.13$ a $13.92 \times 10^{-3}$	Adajar e Zarco, 2013
Rejeitos de minério de rochas resistentes	0.046 a 0.10	$5.01 \times 10^{-3}$ a $6.94 \times 10^{-1}$	Aubertin <i>et al</i> , 1996
Ouro	0.083 a 0.156	$4.31 \times 10^{-3}$ a $2.5 \times 10^{-2}$	Quiu e Segó, 2000
Bauxita (lama vermelha)	0.14 a 0.25	$5 \times 10^{-2}$ a $1 \times 10^{-1}$	Bedin, 2010

#### 2.1.3.4 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo constitui-se na máxima resistência interna por área específica que este material pode suportar sem sofrer rupturas. O mecanismo do cisalhamento é regido pelo deslizamento entre corpos sólidos e extensão entre as partículas de solo, particularmente, relacionado aos fenômenos de atrito e coesão (LAMBE E WITHMAN, 1969; SOUZA PINTO, 2006; DAS, 2014; FERNANDES, 2016).

De acordo com Lambe e Withman (1969) e Sousa Pinto (2006) a maior parcela da resistência ao cisalhamento dos solos deve-se ao atrito entre as partículas, sendo este expresso pelo conhecido ângulo de atrito ( $\phi$ ). O ângulo de atrito depende da força normal aplicada e constitui-se no máximo ângulo que a componente tangencial pode exercer em relação à força normal ao plano, sem que ocorra o deslizamento. Além da parcela do atrito, em alguns solos existe a parcela de resistência devida à coesão real ( $c$ ), ou seja, uma parcela de resistência independente das tensões normais aplicadas e que é gerada pela atração química entre as partículas do solo. Esta parcela deve ser distinguida do intercepto coesivo ou coesão aparente, que é um fenômeno de atrito provocado tensão normal desencadeada pela pressão capilar. O intercepto coesivo desaparece caso o solo for saturado.

Os parâmetros de resistência podem ser determinados através de ensaios de laboratório (cisalhamento direto e triaxiais) ou por meio de correlações com resultados de ensaios de campo, como por exemplo, o ensaio de cone. Os valores de ângulo de atrito e coesão são específicos para cada tipo de solo e, com a aplicação de um critério de ruptura pode-se avaliar as condições de ruptura do material. O comportamento dos solos é reconhecidamente bem definido através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conforme apresentado pela Equação 1. Seguindo-se a teoria apresentada por Terzaghi (1925) sempre que o solo estiver numa condição saturada, a resistência ao cisalhamento dependerá da tensão média intergranular, ou seja, da tensão efetiva atuante. Nestas condições, a Equação 1 deverá ser expressa em termos efetivos ( $\phi$  e  $c'$ ).

$$\tau = c + \sigma \cdot tg\phi \quad \text{Eq. 1}$$

onde  $\tau$  é a resistência ao cisalhamento correspondente à tensão normal ( $\sigma$ ) aplicada e  $c$  e  $\phi$  são a coesão e ângulo de atrito do material, respectivamente.

Em relação aos rejeitos de mineração, Vick (1983) salienta que embora os mesmos sejam depositados com um índice de vazios alto, é comum se encontrar altos valores de resistência ao cisalhamento, em função da alta angularidade dos grãos. Para uma mesma densidade e mesmo nível de tensões, os rejeitos de mineração costumam apresentar ângulos de atrito efetivos da ordem de 3 a 5 graus a mais que os solos naturais. De modo geral, os rejeitos são materiais não coesivos e tendem a apresentar intercepto coesivo igual a zero em ensaios de laboratório devidamente executados e interpretados.

Os valores típicos do ângulo de atrito dos rejeitos de mineração estão dentro da faixa de 30 a 37 graus, sendo que o fator que mais afeta este parâmetro é o nível de tensões para o qual foi definido. Por outro lado, Vick (1983) chama a atenção para o fato de que o aumento da densidade pouco afeta o ângulo de atrito. Para a faixa de densidades comumente encontrada nos reservatórios de rejeitos, o ângulo de atrito tende a apresentar variações de no máximo 3 a 5 graus.

#### 2.1.3.5 Ensaios de campo

Os ensaios de campo constituem, atualmente, a base do desenvolvimento de vasta quantidade de projetos de engenharia. As principais vantagens deste tipo de investigação residem na rapidez de execução dos ensaios, definição do perfil geotécnico e possibilidade de avaliação das propriedades geotécnicas sob condições reais de campo. Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que nas últimas décadas novas tecnologias foram implantadas visando o desenvolvimento de equipamentos novos e modernos com uso nos mais diferentes subsolos. Dentre os principais ensaios de campo pode-se citar o SPT (*Standard Penetration Test*), CPTu (*Cone penetration test*), palheta, dilatômetro, pressiômetro e ensaios sísmicos.

Através de resultados de ensaios de campo é possível se determinar, por exemplo, o perfil geotécnico do local, distribuição de poropressões e características de resistência e deformabilidade. O ensaio de cone destaca-se na caracterização de depósitos de rejeitos de mineração pelo fato de permitir a avaliação da resistência e das poropressões no interior do material. Além disso, caso um sensor seja acoplado ao equipamento, medidas sísmicas podem ser obtidas durante a mesma vertical de cravação.

O método de disposição dos rejeitos de mineração no interior dos depósitos produz um perfil geotécnico bastante heterogêneo. Verticalmente, os rejeitos de mineração são geralmente compostos por camadas de espessuras variadas, com porcentagem de finos entre 10 e 20%. Caso os pontos de descarga sejam muito espaçados, variações na quantidade de finos de até 50% podem ocorrer em pequenas distâncias verticais. De acordo com Vick (1983) as diferenças entre as características de resíduos (processamento de mina, tipo de minério, mineralogia), bem como, o processo de colocação durante eliminação tendem a afetar o comportamento geomecânico de rejeitos e produzir um perfil altamente estratificado e em camadas.

A Figura 2.9 apresenta um perfil de sondagem CPTu padrão realizado num depósito de rejeitos de mineração de ouro. Observa-se que a resistência de ponta ( $q_t$ ) apresenta picos caracterizando a grande estratigrafia dos depósitos de rejeitos. A distribuição de poropressões ( $u$ ) ao longo da profundidade indica a presença de camadas que geram maiores valores de excesso de poropressões durante a cravação e outras finas camadas onde a poropressão iguala-se à pressão hidrostática, indicando presença de solos mais granulares e de comportamento drenado. De modo geral é facilmente observado, através do perfil apresentado, as diferentes camadas de rejeito provenientes das etapas de alteamento do depósito.

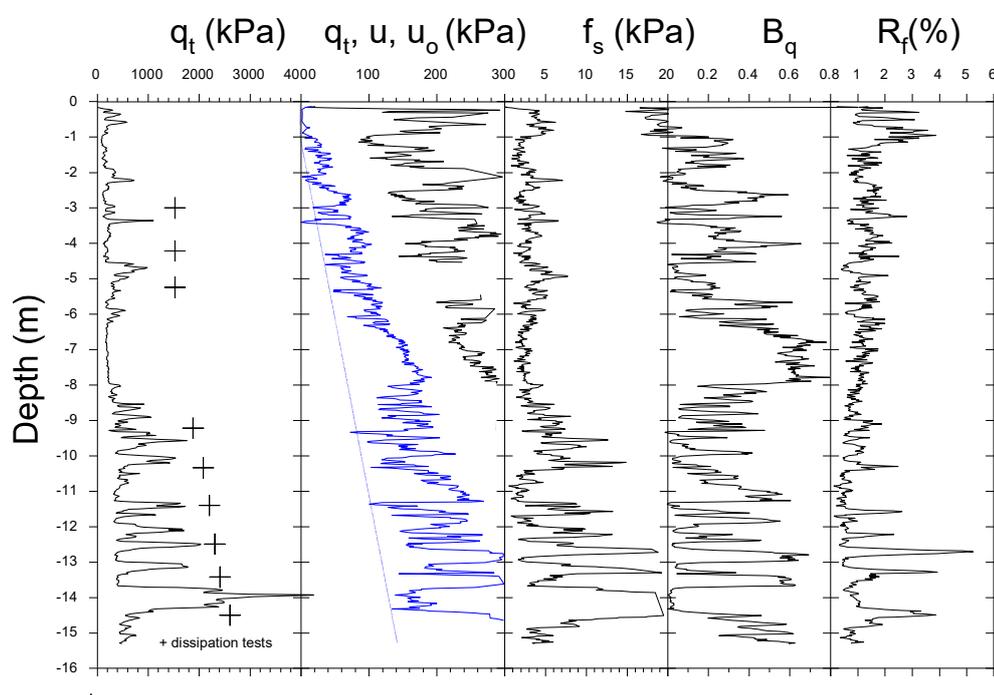


Figura 2.9 - Perfil de sondagem CPTu realizado em depósito de rejeito de ouro (Schnaid *et al*, 2004)

## 2.2 FENÔMENO DE LIQUEFAÇÃO

O fenômeno de liquefação pode ser entendido como o resultado do excesso de pressão na água, gerada no interior de solos granulares saturados, por um carregamento rápido (monotônico ou cíclico), em condições não drenadas. Sabendo-se que os solos não coesivos no estado seco apresentam tendência à densificação quando submetidos à carregamentos estáticos ou cíclicos, quando os mesmos estão saturados e submetidos a um carregamento rápido não drenado, esta tendência faz com que ocorra geração de excessos de poropressão.

Tendo em vista que a resistência dos solos é proporcional às tensões efetivas atuantes ( $\sigma'_{v0}$ ), se a poropressão ( $u$ ) aumentar, a resistência do material reduzirá. A poropressão no solo será a combinação da poropressão inicial de campo ( $u_0$ ) mais a pressão na água induzida pelo carregamento rápido ( $\Delta u$ ). No momento em que a poropressão ( $u=u_0+\Delta u$ ) se iguala a tensão total ( $\sigma_{v0}$ ), a tensão efetiva se anulará ( $\sigma'_{v0}=\sigma_{v0}-u$ ) e o fenômeno de liquefação terá início (KRAMER, 1996).

O fenômeno de liquefação está relacionado a diversos casos de rupturas ocorridas em depósitos de rejeitos de mineração. Para melhor entendimento deste fenômeno alguns conceitos e fatores que afetam sua ocorrência são apresentados a seguir. Destacam-se também alguns casos de rupturas em barragens por liquefação e metodologias adotadas para avaliação da suscetibilidade à ocorrência do fenômeno.

### 2.2.1 Definições

A introdução do conceito de liquefação de solos é atribuída a Terzaghi e Peck (1948), com o uso do termo “liquefação espontânea”. Este termo foi utilizado para caracterizar a perda repentina de resistência de uma areia muito fofa, causando deslizamento por fluxo, causado pela imposição de pequenas perturbações. Embora este seja considerado o primeiro registro do uso deste conceito, Jefferies e Been (2016) destacam registros de acontecimentos que caracterizam o fenômeno ainda em 1918.

Ao longo dos anos muitos trabalhos foram desenvolvidos com o intuito de compreender o fenômeno de liquefação de solos (SEED, 1979; FINN, 1981; ISHIHARA, 1993), embora muitos deles preocupem-se com a ocorrência de liquefação durante a ocorrência de terremotos, ou seja, carregamentos sísmicos.

Neste sentido, Robertson e Fear (1995) e Kramer (1996) apresentam diferentes definições relacionadas ao fenômeno de liquefação, considerando tanto o desencadeamento do fenômeno por carregamentos cíclicos quanto estáticos. Os dois principais termos utilizados para definição de liquefação em solos são fluxo por liquefação e amolecimento cíclico (*cyclic softening*) que envolve os fenômenos de liquefação cíclica e mobilidade cíclica. Esta distinção é realizada com base no comportamento contrativo e dilatante dos solos sob condições não drenadas, conforme será explicado nos itens a seguir.

### 2.2.1.1 Fluxo por liquefação

O fluxo por liquefação geralmente apresenta efeitos muito desastrosos e as rupturas desenvolvidas por este fenômeno são de natureza repentina, ocorrem rapidamente e o material liquefeito tende a espalhar-se por vastas áreas. O gatilho para o desenvolvimento de excessos de poropressões, para ocorrência de fluxo por liquefação, pode ser dado tanto por carregamentos estáticos quanto cíclicos e, o fenômeno é caracterizado quando as tensões cisalhantes atuantes sobre uma massa de solo, são maiores que a resistência do solo em seu estado liquefeito (resistência residual não drenada) (KRAMER, 1996).

Para auxiliar o entendimento do comportamento do solo sob condições de fluxo por liquefação Robertson e Fear (1995) adotaram a resposta obtida através de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras de areia com mesmo índice de vazios e sob níveis de tensões efetivas diferentes. A interpretação destes ensaios demonstrou que areias muito fofas apresentavam um comportamento de amolecimento (*strain softening*) sob condições não drenadas, ou seja, as tensões cisalhantes atingiam um pico e sofriam uma redução podendo atingir o estado crítico definido por Casagrande (1936), onde o solo se deforma sob condições de volume e tensões constantes (Figura 2.10). Materiais que apresentam este tipo de comportamento são chamados de materiais contrativos.

O fluxo por liquefação ocorre quando um carregamento não drenado é imposto em solos de comportamento contrativo, resultando em tensões cisalhantes e efetivas constantes (linha do estado crítico – LEC), conforme ilustrado pela Figura 2.11. Ishihara (1993) destaca ainda que podem existir alguns materiais cujo índice de vazios inicial é superior ao índice de vazios crítico, entretanto, bastante próximo a este. Nestas condições o material tende um comportamento de amolecimento limitado, ou seja, a geração de um pico de resistência seguido por uma redução limitada, que termina a partir do momento em que o solo volta a expandir (Figura 2.10). Como mostra a Figura 2.10, a ocorrência de fluxo por liquefação nestes materiais é limitada.

Para que a ruptura de uma massa ocorra por fluxo por liquefação é necessário que uma quantidade suficiente de material tenha comportamento de amolecimento (*strain soften*) sob carregamentos não drenados. A ruptura resultante pode ser um deslizamento ou um fluxo de material dependendo das características do solo e da geometria do maciço. Os movimentos resultantes possuem causas internas e podem ocorrer após o gatilho. As rupturas por fluxo por

liquefação podem ocorrer em solos saturados metaestáveis como depósitos granulares de baixa densidade, argilas muito sensíveis e depósitos de materiais siltsos (ROBERTSON E FEAR, 1995).

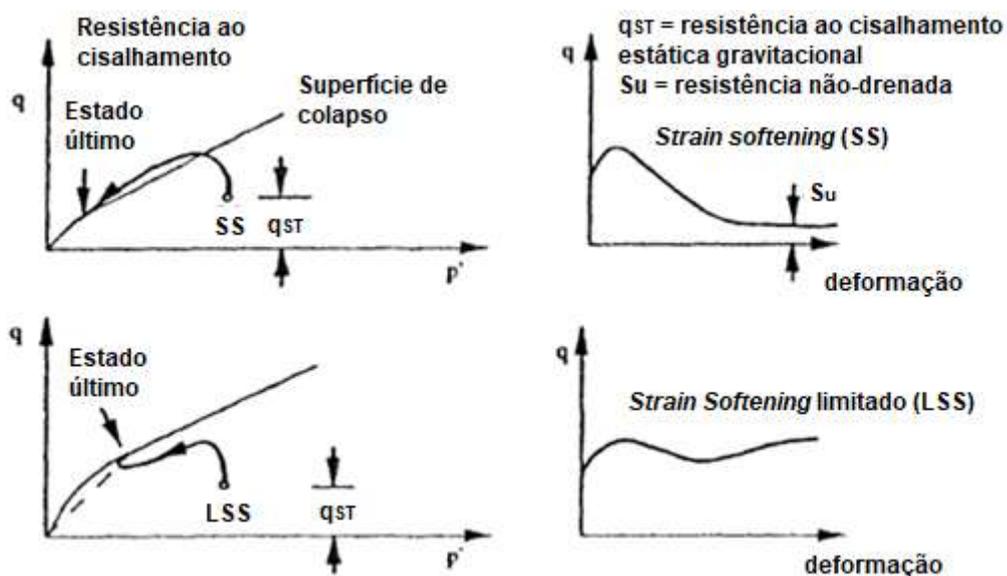


Figura 2.10 - Comportamento de solos soltos durante cisalhamento não drenado (*strain softening*) (adaptado de Robertson e Fear, 1995)

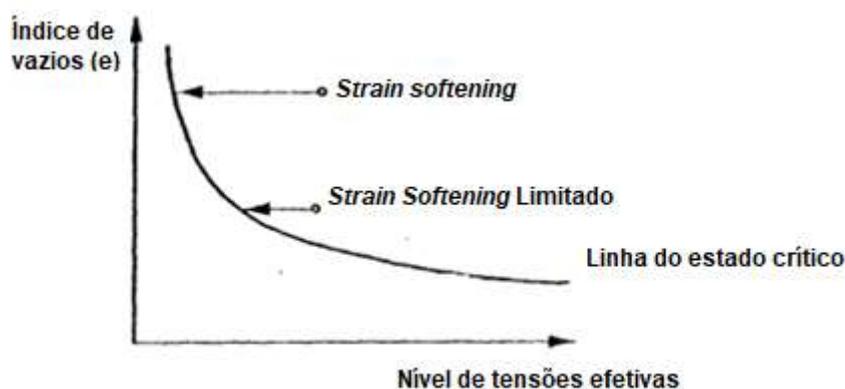


Figura 2.11 - Comportamento de solos soltos em relação à linha do estado crítico (adaptado de Robertson e Fear, 1995)

#### 2.2.1.2 Amolecimento cíclico (*cyclic softening*)

O amolecimento cíclico pode ser definido através dos termos liquefação cíclica e mobilidade cíclica, dependendo do comportamento dos materiais envolvidos.

Ao contrário das areias fofas, as areias densas quando submetidas a um carregamento não drenado sofrem um processo de endurecimento (*strain hardening*) a altas deformações, atingindo o estado crítico somente a altos níveis de tensões (CASTRO, 1969). Nas areias densas o índice de vazios é inferior ao índice de vazios crítico e o seu comportamento é denominado de dilatante. Nestas condições apenas um carregamento cíclico, como por exemplo, a ação de um terremoto, poderiam levar o material ao estado de liquefação.

Durante um carregamento cíclico não drenado, quase todos os solos não coesivos saturados desenvolvem poropressões positivas devido a resposta contrativa dos solos a baixas deformações. Se existir uma tensão de cisalhamento inversa, o estado de tensão efetiva pode progredir para um ponto de tensão efetiva nulo, conforme apresentado pela Figura 2.12. Quando o solo atinge a condição de tensão efetiva nula o solo tem baixa rigidez e grandes deformações podem ocorrer durante o carregamento cíclico. Entretanto, quando o carregamento cíclico cessa as deformações param, exceto quando há uma redistribuição local de poropressões (*strain softening*). Se não houver uma condição de tensão cisalhante inversa as tensões efetivas não se anulam. Como resultado ocorrerá apenas uma mobilidade cíclica, com deformações limitadas, desde que o índice de vazios do material esteja abaixo da linha de estado crítico e o material tenha um comportamento dilatante (ROBERTSON E FEAR, 1995).

Neste contexto, a liquefação cíclica ocorre quando um carregamento cíclico provoca tensões de cisalhamento inversas e é suficientemente elevado para gerar tensões efetivas nulas. Quando as tensões efetivas se anulam, não existem tensões de cisalhamento, portanto, caso tensões de cisalhamento sejam impostas novamente as poropressões reduzem em função do comportamento dilatante do solo, mas uma resposta inicial de amolecimento pode ser desenvolvida gerando grandes deformações. As deformações que ocorrem têm causas externas e tendem a cessar com o fim do carregamento cíclico.

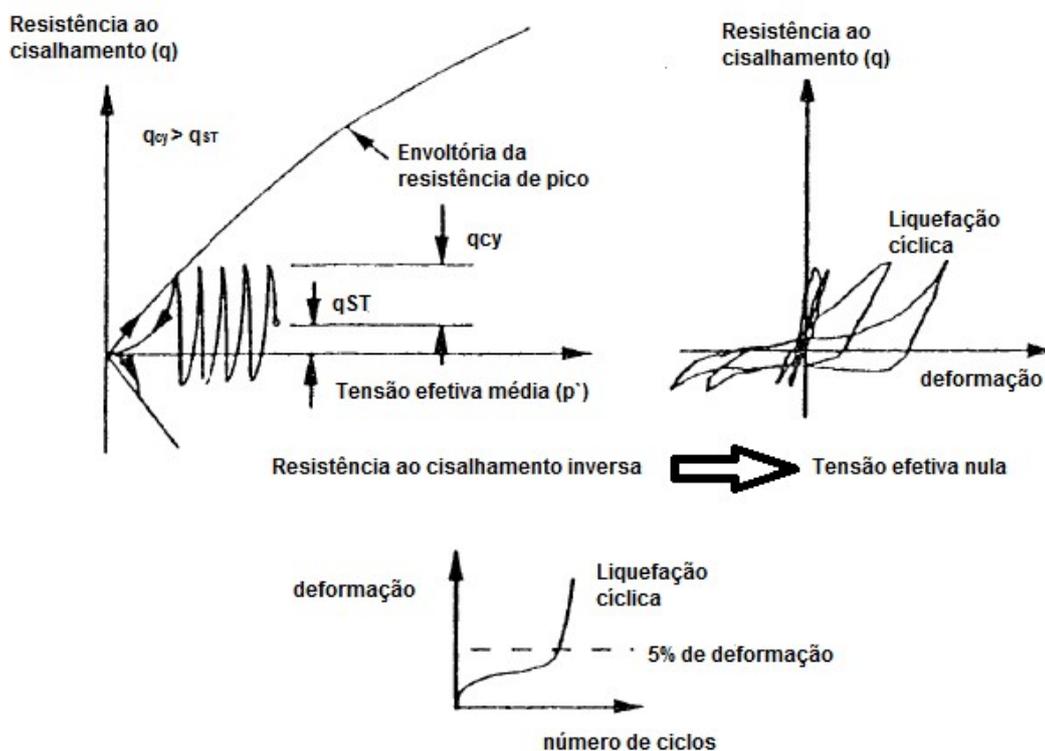


Figura 2.12 - Comportamento sob carregamento cíclico não drenado em areias densas (adaptado de Robertson e Fear, 1995)

De acordo com Robertson e Fear (1995) a liquefação cíclica pode ocorrer em qualquer tipo de areia desde que o carregamento tenha magnitude e intensidade suficientes. O fenômeno pode ocorrer também em solos argilosos, mas geralmente nestes solos as deformações são menores devido a presença da parcela da coesão, quando as tensões efetivas se anulam.

De acordo com Castro e Poulos (1977) e Kramer (1996) quando um carregamento cíclico é imposto, grandes deformações permanentes podem ocorrer, dizendo-se então que o solo desenvolveu mobilidade cíclica. Ao contrário do fluxo por liquefação, na mobilidade cíclica as tensões de cisalhamento estáticas são menores que as tensões de cisalhamento no estado liquefeito, não se tem tensões cisalhantes inversas e as tensões efetivas não se anulam. Estas deformações causadas pelo carregamento cíclico tendem a se estabilizar, a não ser que o solo atinja um estado de baixa densidade e o fluxo por liquefação seja desenvolvido.

Robertson e Fear (1995) apresentaram um fluxograma para distinguir os fenômenos de liquefação, conforme apresentado na Figura 2.13. Verifica-se que os solos contrativos podem

também apresentar amolecimento cíclico dependendo das características dos materiais e geometria dos depósitos. Na tabela 2.4 são apresentadas, de forma resumida, as principais características de cada um dos fenômenos descritos.

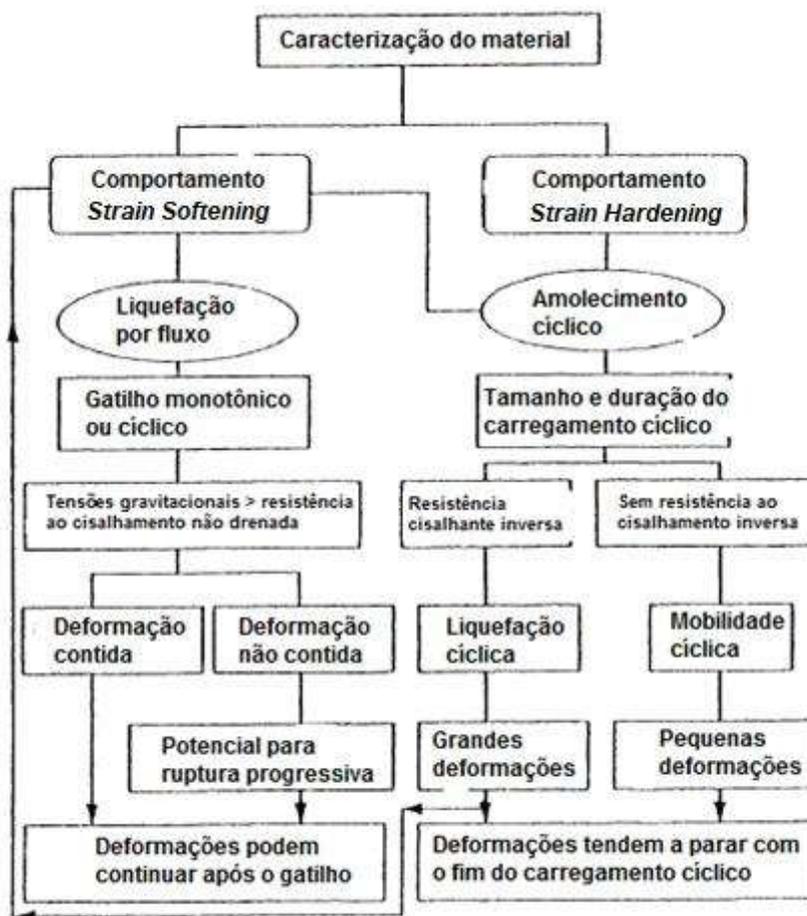


Figura 2.13 - Fluxograma para avaliação de liquefação em solos (adaptado de Robertson e Fear, 1995)

Tabela 2.4 - Resumo de características dos fenômenos de liquefação

Fenômeno / característica	Fluxo por liquefação	Amolecimento Cíclico	
		Liquefação cíclica	Mobilidade Cíclica
<b>Condições de carregamento</b>	Monotônico ou cíclico	Cíclico com tensões inversas	Cíclico sem tensões inversas
<b>Drenagem</b>	Não drenado	Não drenado	Não drenado
<b>Resposta do solo ao carregamento</b>	<i>Strain softening</i>	<i>Strain softening e Strain hardening</i>	<i>Strain softening e Strain hardening</i>
<b>Controle de tensões</b>	Tensões cisalhantes estáticas	Tensões cisalhantes cíclicas e estáticas	Tensões cisalhantes cíclicas e estáticas
<b>Estado de tensões induzido</b>	Tensão cisalhante de campo é maior que a tensão cisalhantes mínima não drenada	Estado de tensões efetivas chega a zero	Tensões efetivas nulas não são produzidas
<b>Potencial de ruptura ou deformação</b>	Volume suficiente de solo sofre strain softening. A ruptura pode ser por deslizamento ou fluxo dependendo da geometria e estado de tensões.	Grandes deformações podem ser atingidas durante carregamentos cíclicos. As deformações tendem a estabilizar com o fim do carregamento cíclico.	Pequenas deformações, a não ser que um solo muito solto venha a sofrer fluxo por liquefação
<b>Tipos de solo</b>	Qualquer solo saturado metaestável; depósitos de solos granulares soltos; argilas muito sensitivas e depósitos de siltes	Quase todas as areias saturadas. Deformações limitadas em solos argilosos	Quase todas as areias saturadas. Deformações limitadas em solos argilosos

### 2.2.2 Suscetibilidade à liquefação

Nem todos os tipos de solo são suscetíveis à ocorrência do fenômeno de liquefação, sendo que alguns critérios podem ser utilizados para uma avaliação preliminar de um determinado depósito. Kramer (1996) destacou aspectos relacionados a questões históricas, geológicas, de composição do material e estado em que se encontram em campo. Estes itens serão resumidamente discutidos a seguir.

### 2.2.2.1 Critério histórico

A análise de casos históricos de rupturas por liquefação pode ser útil na avaliação das características de geometria do depósito no momento do incidente, tipos de materiais envolvidos e atividade sísmica da área. No caso particular de rupturas desencadeadas por terremotos esta análise tem grande importância no desenvolvimento de novos projetos, buscando a adoção de características mais seguras de acordo com a sismicidade da região.

### 2.2.2.2 Critério geológico

Os solos transportados, como depósitos fluviais, coluvionares e eólicos, tendem a apresentar uma baixa densidade em função de sua formação geológica e, quando saturados, podem ser suscetíveis à ocorrência de liquefação, tanto estática quanto cíclica. Além disso, como os fenômenos de liquefação estão relacionados com a saturação de solos, quanto mais profunda for a posição do nível do lençol freático menos vulnerável será o local à ocorrência de liquefação.

Os depósitos de materiais construídos pelo homem, como o caso de depósitos hidráulicos e depósitos de rejeitos de mineração, onde os materiais são depositados com baixa densidade, são altamente suscetíveis à ocorrência de liquefação. Davies *et al* (2002) enumerou diversos casos de rupturas por fluxo por liquefação em depósitos de rejeitos de mineração, nos quais se destacavam as características de baixa densidade e comportamento contrativo.

### 2.2.2.3 Critério de composição

A ocorrência de liquefação exige a geração de poropressões e altas tendências de mudança de volume. Características como o tamanho da partícula, formato e distribuição granulométrica estão diretamente associadas à suscetibilidade ao fenômeno. Estudos preliminares associavam a liquefação apenas a solos arenosos, entretanto, estudos posteriores evidenciaram a ocorrência de liquefação também em solos siltosos e pedregulhosos. No caso dos solos finos, observou-se que as características de plasticidade se tornavam mais importantes que distribuição granulométrica frente à ocorrência de liquefação (TSUCHIDA, 1970; ISHIHARA, 1985).

Os rejeitos de mineração, embora sejam compostos predominantemente por partículas do tamanho de siltes e argilas, são materiais altamente suscetíveis à liquefação por não apresentarem coesão, mobilizando resistência ao cisalhamento por atrito e rearranjo dos grãos. Tsuchida (1970) apresentou fronteiras granulométricas de solos suscetíveis à ocorrência de liquefação, Ishihara *et al* (1980), por sua vez, analisou a faixa granulométrica de diversos

rejeitos de mineração, relacionando-a aos limites granulométricos propostos por Tsushida (1970). A Figura 2.14 demonstra os resultados obtidos pelo autor, na qual se observa que a faixa granulométrica dos rejeitos não coincide perfeitamente com os limites de Tsushida (1970), mas a suscetibilidade justifica-se pelos fatores citados anteriormente.

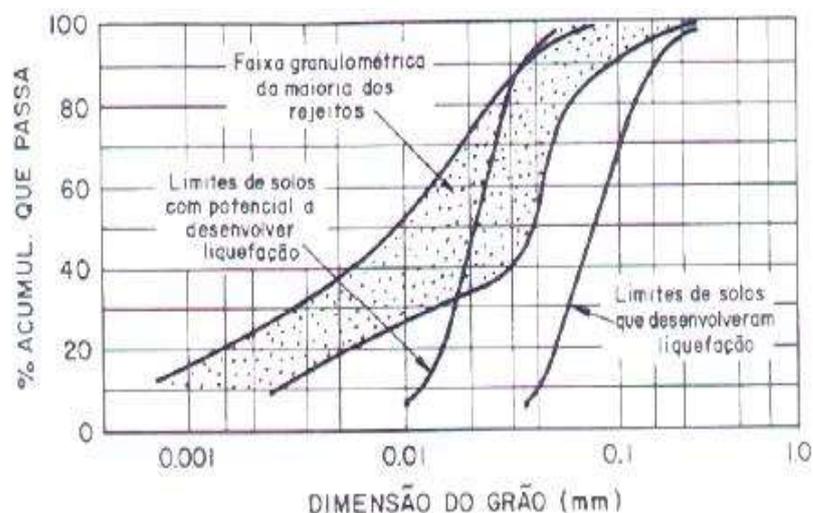


Figura 2.14 - Faixa Granulométrica de rejeitos de mineração em relação aos limites de solos que sofreram liquefação (Ishihara *et al*, 1980)

Para avaliação de suscetibilidade à liquefação de solos finos, alguns critérios foram introduzidos pela literatura. Wang (1979) cita o critério chinês a partir do qual podem ser considerados suscetíveis à liquefação solos finos com as seguintes características: a) fração mais fina do que  $0.005 \text{ mm} \leq 15\%$ ; b) limite de liquidez (LL)  $\leq 35\%$ ; c) teor de umidade natural  $w \geq 0.9 \text{ LL}$ ; e, d) índice de liquidez  $\leq 0.75$ . Finn *et al* (1994) afirma que na prática americana o critério chinês pode ser utilizado com algumas modificações, a citar: a) decréscimo da fração de finos em 5%; b) acréscimo do limite de liquidez em 1%; e, c) acréscimo do teor de umidade natural em 2%.

Os solos finos ou sua presença num determinado material pode influenciar o comportamento do mesmo de duas formas diferentes: de acordo com a quantidade existente e plasticidade apresentada (TERZAGHI *ET AL*, 1996). A presença de finos plásticos reduz a permeabilidade do solo, entretanto, contribui na resistência ao cisalhamento em função do acréscimo de coesão. Quando se tem a presença de finos não-plásticos, a influência é apenas negativa, aumentando a suscetibilidade à liquefação, uma vez que a condutividade hidráulica do material sofre redução.

A Figura 2.15 ilustra a influência da quantidade e plasticidade de finos no potencial de liquefação de um material.

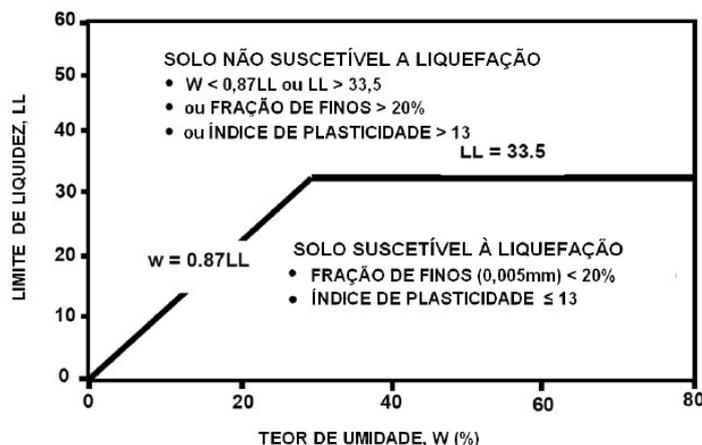


Figura 2.15 - Influência da quantidade e plasticidade de finos no potencial de liquefação de solos (Perlea, 2000)

A distribuição granulométrica dos solos e o formato das partículas também afetam a suscetibilidade à liquefação. De modo geral, solos bem graduados tem os vazios preenchidos por partículas menores, reduzindo a variação de volume sob condições drenadas e a geração de poropressões sob condições não drenadas, o que reduz a possibilidade de ocorrência de liquefação. Quanto ao formato das partículas, solos formados por partículas arredondadas apresentam maior compressibilidade em relação àqueles formados por partículas angulares. Além disso, a força de atrito entre os grãos é maior para aqueles com formato angular, aumentando a resistência ao cisalhamento dos mesmos.

#### 2.2.2.4 Critério de estado

De acordo com Kramer (1996) mesmo que os critérios citados anteriormente sejam satisfeitos, o solo pode ser suscetível à ocorrência de liquefação em função do seu estado inicial, ou seja, dependente das características de densidade e nível de tensões. Conforme já exemplificado anteriormente, o critério referente ao estado do material é diferente para a ocorrência de fluxo por liquefação e mobilidade cíclica.

Estudos desenvolvidos por Casagrande (1936) demonstraram que corpos de prova ao serem cisalhados tendiam para uma densidade constante, de acordo com o nível de tensões ao qual o solo era submetido. Com base nestes resultados este autor definiu a chamada linha do estado

crítico que constitui a fronteira entre materiais de comportamento contrátil e dilatante, conforme indicado na Figura 2.16. Nesta figura pode-se observar também as trajetórias destes materiais sob condições drenadas e não drenadas.

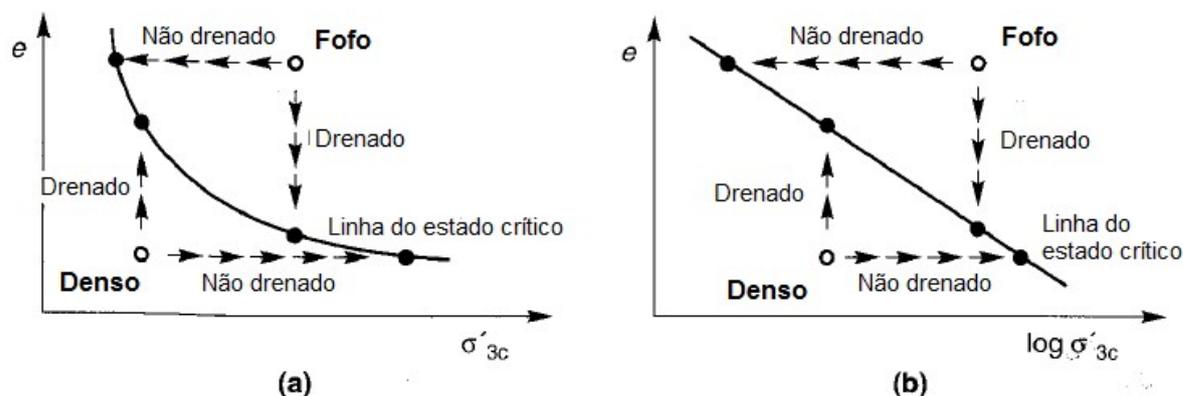


Figura 2.16 - Comportamento de materiais no estado fofo e denso sob carregamentos drenados e não drenados em escala aritmética (a) e escala logarítmica (b) (adaptado de Kramer, 1996)

Castro (1969) avaliou o comportamento contrátil e dilatante dos materiais através da análise de tensões e deformações em rupturas de materiais com densidades diferentes. Sendo que, os materiais densos tendem a ter um comportamento de endurecimento (*strain hardening*) e os materiais no estado fofo tendem a ter um comportamento de amolecimento (*strain softening*), conforme descrito na seção 2.2.1 deste trabalho. Assim sendo, os materiais contráteis têm suscetibilidade à ocorrência de fluxo por liquefação. Já os materiais dilatantes somente estarão suscetíveis à ocorrência de liquefação quando submetidos à carregamentos cíclicos capazes de afetar as tensões efetivas atuantes.

Ao avaliar os conceitos propostos por Casagrande (1936) e Castro (1969), Been e Jefferies (1985) notaram que o estado do solo não dependia apenas do seu índice de vazios, mas também de seu nível de tensões. Estes autores identificaram que um solo com determinado índice de vazios poderia apresentar suscetibilidade à liquefação sob altas tensões confinantes e não ser suscetível quando exposto a baixas tensões confinantes. A combinação do índice de vazios com o respectivo nível de tensões deu origem ao parâmetro de estado ( $\psi$ ), definido como a diferença existente entre o índice de vazios natural ( $e$ ) e o índice de vazios crítico ( $e_c$ ), para o mesmo nível de tensões confinantes (Equação 2).

$$\psi = e - e_c$$

Eq. 2

A Figura 2.17 demonstra a representação física do parâmetro de estado. Um resultado positivo para o parâmetro de estado indica uma tendência contrativa, ou seja, suscetibilidade ao fluxo por liquefação do solo e, um valor negativo indica uma tendência à dilatação, indicando que o solo não é considerado suscetível à ocorrência de fluxo por liquefação, podendo sofrer fenômenos de amolecimento cíclico dependendo da magnitude de carregamentos cíclicos impostos.

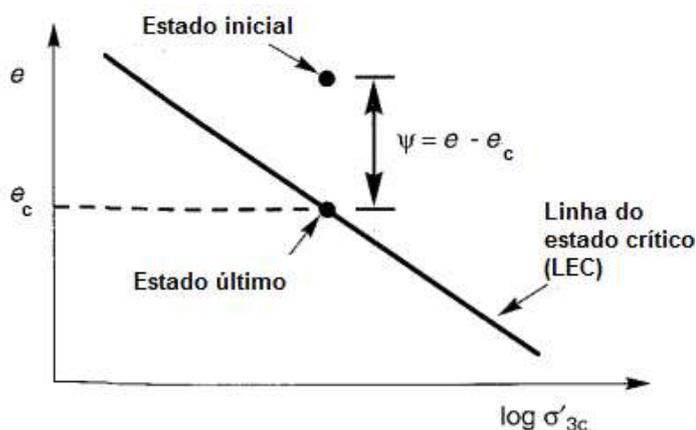


Figura 2.17 - Representação física do parâmetro de estado (adaptado de Kramer, 1996)

### 2.2.3 Fluxo por liquefação em barragens de rejeito

Robertson (2010) afirma que o fenômeno de fluxo por liquefação constitui-se num dos maiores desafios enfrentados no desenvolvimento de um projeto de uma barragem de rejeitos. Como estes materiais são geralmente dispostos por via úmida, satisfazem a duas condições necessárias para a ocorrência de fluxo por liquefação, que são: saturação e baixa densidade natural. Quando estes materiais sofrem um carregamento sob condições não drenadas apresentam um comportamento de amolecimento (*strain softening*), que pode anular as tensões efetivas e provocar as rupturas. Outro ponto que aumenta a possibilidade de ocorrência de falhas é a adoção do método construtivo de alteamento à montante, conforme descrito no item 2.1.2 deste trabalho.

Existem vários relatos na literatura de casos de rupturas em depósitos de rejeitos de mineração, causados por fluxo por liquefação. Os itens a seguir apresentam alguns destes casos e as

alternativas definidas pela literatura para redução da suscetibilidade ao fluxo por liquefação nestes depósitos.

#### 2.2.3.1 Casos históricos

A Tabela 2.5 enumera alguns casos de rupturas em barragens de mineração causados por fluxo por liquefação. Destaca-se a ruptura da barragem de Fundão, em 2015, no estado de Minas Gerais, no Brasil. Morgenstern *et al* (2016) apresenta um estudo completo para avaliação das possíveis causas desta ruptura, evidenciando a ocorrência de ruptura por fluxo por liquefação, desenvolvida por problemas operacionais e de implantação do projeto, que provocaram a geração de zonas saturadas passíveis ao desenvolvimento de altos níveis de poropressão.

O relatório do Ministério Público do Estado de Minas Gerais afirmou que a ruptura da barragem de Fundão provocou 19 mortes e o fluxo de lamas atingiu mais de 30 municípios dos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, além de provocar danos ambientais severos, que se estendem até o litoral brasileiro. A Figura 2.18 apresenta uma imagem do Distrito de Bento Rodrigues no estado de Minas Gerais, totalmente destruído após ser atingido pelas lamas da barragem rompida.



Figura 2.18 - Destruição do distrito de Bento Rodrigues causado pela ruptura da Barragem de Fundão (<http://oglobo.globo.com>)

Um aspecto interessante a ser destacado é que a barragem de Fundão se localiza no território brasileiro, que geologicamente não apresenta sismicidade, portanto, o gatilho para ocorrência desta ruptura possivelmente tenha sido um carregamento monotônico.

Tabela 2.5 - Casos históricos de rupturas por fluxo por liquefação em barragens de rejeito

<b>Data</b>	<b>Local</b>	<b>Tipo de rejeito</b>	<b>Impactos</b>	<b>Fonte</b>
Nov. 2015	Minas Gerais, Brasil	Ferro	Destruição do distrito de Bento Rodrigues, 17 pessoas mortas e 2 desaparecidas. Contaminação de 663 km de rios de água doce. Vazamento de cerca de 32 milhões de metros cúbicos de rejeitos	Morgentern, <i>et al</i> (2016); <a href="http://www.wise-uranium.org">http://www.wise-uranium.org</a>
Abr. 1998	Los Frailes, Espanha	Zinco, chumbo, cobre e prata	Milhares de hectares de fazendas foram cobertas por lama. De 4 a 5 milhões de metros cúbicos de lama e água tóxica vazaram.	<a href="http://www.wise-uranium.org">http://www.wise-uranium.org</a>
Fev. 1994	Merriespruit, África do Sul	Ouro	17 mortes e avanço da lama por 2 Km, afetando 500.000 m <sup>2</sup> de área. Vazamento de cerca de 600 mil metros cúbicos de rejeitos	Davies <i>et al</i> (2002)
Ago. 1991	Mina de Sullivan, Canadá	Chumbo e zinco	O material rompido foi contido em lagoas adjacentes, sem gerar maiores impactos. Vazamento de cerca de 75 mil metros cúbicos de rejeito	Davies <i>et al</i> (2002); <a href="http://www.wise-uranium.org">http://www.wise-uranium.org</a>
Jul. 1985	Mina de Stava, Itália	Fluorita	A lama percorreu cerca de 4,2 Km, atingindo velocidades de 90 Km/h. 258 pessoas morreram e 62 construções foram destruídas. Vazamento de cerca de 200 mil metros cúbicos de rejeitos.	Davies <i>et al</i> (2002); Morgenstern (2001); <a href="http://www.wise-uranium.org">http://www.wise-uranium.org</a>
Jan. 1978	Mochikoshi, Japão	Ouro	Ruptura da barragem nº 1 e 4 horas depois da barragem nº 2. Uma pessoa morta e cerca de 80 mil metros cúbicos de rejeitos atingindo de 7 a 8 km.	Jefferies e Been, 2016; <a href="http://www.wise-uranium.org">http://www.wise-uranium.org</a>
1968	Hokkaido, Japão	?	Rejeitos atingem 150 metros abaixo da barragem. 90 mil metros cúbicos de rejeito vazaram	Jefferies e Been, 2016

### 2.2.3.2 Medidas mitigadoras

As rupturas em barragens de rejeitos causam inúmeros danos, além de perdas humanas em alguns casos. Entretanto, estudos realizados após as rupturas permitem que algumas lições sejam aprendidas e novas práticas sejam introduzidas, com o intuito de minimizar os riscos de

rupturas. Jefferies e Been (2016) resumem uma série de aspectos apresentados após a ocorrência de acidentes. A Tabela 2.6 correlaciona as lições inseridas na prática de engenharia com respectivo acidente.

Tabela 2.6 - Resumo de lições aprendidas com casos de rupturas por liquefação

<b>Lição introduzida à prática de Engenharia</b>	<b>Evento histórico relacionado</b>
A liquefação é um comportamento do solo associado ao excesso de poropressões, entretanto, não é necessariamente um fenômeno não drenado e o movimento dos excessos de poropressão no interior do maciço ao longo do tempo, pode ser crucial.	Ruptura da parte baixa da barragem de San Fernando, nos Estados Unidos, em 1971.
As poropressões em excesso podem ser geradas por carregamentos cíclicos, seja proveniente de terremotos, seja por forças externas.	Ruptura em Niigata, no Japão, em 1964, causada pela ação de um terremoto de magnitude de 7.3 na escala Richter Ruptura de Molikpaq, no Canadá, em 1986, causada por carregamento de gelo (nevasca).
Cargas estáticas podem gerar excessos de poropressão em solos suficientemente soltos. Mesmo que o esforço pode ser evidente por dias antes da falha, a transição para altas poropressões é normalmente muito rápida. Qualquer tentativa de uma abordagem observacional é provavelmente fútil e certamente perigosa.	Ruptura por fluxo de liquefação da berma de Nerlerk (Fort Peak), no Canadá, em 1982.
A redução das tensões efetivas causadas por infiltração pode ser o gatilho para ocorrência de liquefação	Ruptura da barragem de rejeitos de carvão de Aberfan, no Reino Unido, em 1966.
A liquefação envolve deformações crescentes e pode tornar-se um deslizamento por fluxo, caso o solo estiver em estado solto o suficiente. Mesmo que não ocorra um deslizamento por fluxo, as deformações podem ser altas o suficiente para causar rupturas funcionais das construções.	Edificações próximas à ruptura de Niigata, no Japão, em 1964.
Os maciços apresentam camadas naturalmente variáveis quanto a sua densidade e a distribuição destas camadas pode ser um aspecto crucial.	Ruptura por fluxo de liquefação da berma de Nerlerk (Fort Peak), no Canadá, em 1982.

Em relação aos casos de rupturas por fluxo de liquefação em barragens de rejeitos, Smith (1971) apresentou duas recomendações fundamentais de ordem prática para a garantia da segurança dos depósitos:

- a) Deve-se garantir que a densidade relativa dos rejeitos dos diques seja maior do que a densidade relativa crítica;

- b) Deve-se contar com um sistema de drenagem eficiente de modo a impedir que os rejeitos dentro da estrutura de retenção permaneçam na condição saturada.

Robertson (2010) destaca que os projetos de barragens de rejeitos devem ser executados com muita atenção, buscando compreender o comportamento dos materiais estocados e identificar os possíveis gatilhos para ocorrência de fenômenos de liquefação. O autor salienta, ainda, a importância da correta interpretação de ensaios realizados, uma vez que, os rejeitos não são solos naturais e nem sempre uma interpretação baseada em fundamentos relacionados aos solos convencionais fornece parâmetros de projeto confiáveis.

Para barragens de rejeitos em operação Strachan e Goodwin (2015) apresentam algumas alternativas para se reduzir os riscos de incidentes, podendo-se citar:

- c) Adotar medidas de gerenciamento das instalações de modo a reduzir a quantidade de água na superfície dos reservatórios e garantir a distância mínima entre as praias de rejeito e as barragens;
- d) Adotar alternativas para aumento da densidade dos rejeitos no interior dos depósitos, seja por consolidação e drenagem ou pela adoção de métodos mecânicos como espessamento e pressurização (aumento da porcentagem de sólidos por volume de rejeitos);
- e) Realizar monitoramento adequado das estruturas, treinando o pessoal envolvido na gestão das instalações, estabelecendo o plano de ações a serem tomadas quando identificadas condições imprevistas.

### 2.3 ASPECTOS RELACIONADOS À INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS

A interpretação de ensaios realizados em rejeitos de mineração nem sempre segue conceitos consagrados pela literatura, apresentados para solos cujo comportamento é bem definido (argilas e areias). A grande maioria dos rejeitos apresenta uma granulometria predominante siltosa e sem coesão, obrigando a análise em termos de um material granular com presença de finos. Além disso, os rejeitos de mineração costumam apresentar um grau de permeabilidade intermediária e a interpretação dos ensaios de campo, por exemplo, deve considerar premissas relacionadas à drenagem parcial do material (Schnaid, *et al*, 2004).

### 2.3.1 Influência do teor de finos

Os rejeitos de mineração em sua grande maioria apresentam uma granulometria siltosa, ou seja, caracterizam-se por materiais intermediários entre as areias e as argilas. Constituem-se em materiais de origem industrial, na maioria dos casos sem ou com baixa coesão e, para tanto, a teoria utilizada para compreensão do seu comportamento baseia-se nos conceitos desenvolvidos para interpretação de ensaios em areias limpas. Entretanto, muitas vezes, a presença de partículas finas afeta o comportamento e dificulta a interpretação de resultados de ensaios.

A seguir são apresentados alguns conceitos referentes à influência de finos na determinação de parâmetros geotécnicos de solos.

#### 2.3.1.1 Microestrutura

Ao se avaliar o comportamento de um material granular frente a um carregamento externo, pode-se dizer que estas cargas serão suportadas pelos contatos ativos entre os grãos. No momento em que existe a presença de partículas finas entre partículas maiores, torna-se mais difícil a definição dos contatos ativos, que suportarão esta carga.

Thevanayagam (2002) identificou a existência de três condições de microestrutura para análise do comportamento de materiais granulares com finos, conforme indicado na Figura 2.19. Na primeira situação (Figura 2.19-a) as partículas maiores prevalecem sobre as menores, que dependendo de sua quantidade, podem preencher os espaços entre as partículas maiores, sem contribuir no suporte de cargas externas, podendo sustentar parcialmente o carregamento ou mesmo separar as partículas grosseiras. Na segunda condição (Figura 2.19-b) a quantidade de partículas finas é tão alta, que é capaz de separar as partículas maiores. E por fim, a última condição (Figura 2.19-c) os dois tipos de solos formam camadas separadas entre si.

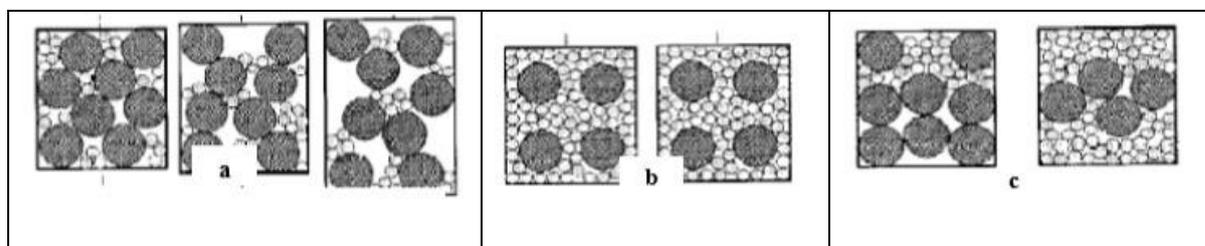


Figura 2.19 - Diferentes tipos de microestruturas (adaptado de Thevanayagam, 2002)

Avaliando-se esta mesma condição, Goudarzy *et al* (2016) e Goudarzy e Schanz (2016) abordaram os conceitos de “finos em grossos” e “grossos em finos”. Sendo que a definição de “finos em grossos” é utilizada quando as partículas finas se acomodam entre os vazios das partículas maiores se comportando como um enchimento e, em algumas situações, devido ao processo de preparação ou características do material, as partículas finas se acomodam entre duas partículas grosseiras, separando-as. Por outro lado, caso as partículas finas forem dominantes na estrutura (grossos em finos), as partículas grosseiras irão flutuar sobre as partículas finas, atuando como elementos de reforço dentro da estrutura de elementos finos e, as características da estrutura dependerão das características das partículas finas (Figura 2.20).

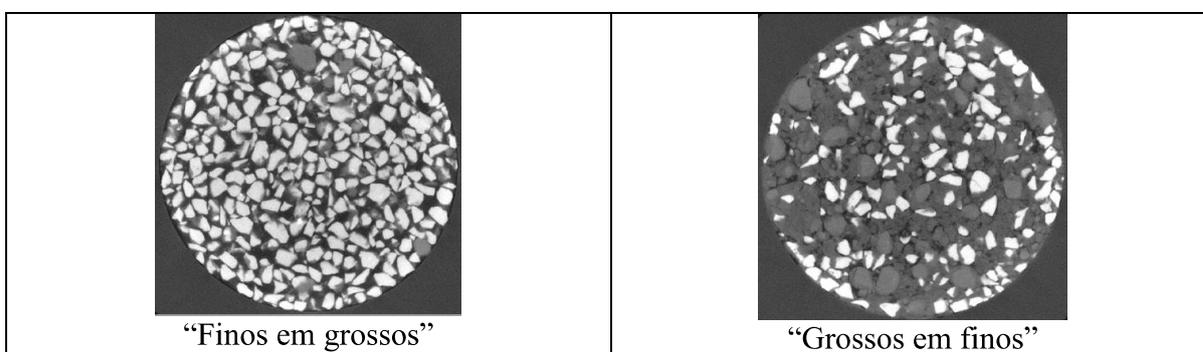


Figura 2.20 - Fotografias eletrônicas de estruturas de “finos em grossos” e “grossos em finos”, sendo os finos representados em cor cinza (Goudarzy *et al*, 2016)

Existe um consenso na literatura de que sempre que partículas sólidas estiverem dispersas numa matriz fina, o comportamento deste material será totalmente governado pela parcela de materiais finos. Thevanayagam (2002) afirma que este comportamento começa a acontecer no momento em que a porcentagem de partículas finas, num determinado material, supera os 15%. Entretanto, este autor recomenda a utilização do conceito de índice de vazios intergranular ( $e_{sk}$ ), proposto por Mitchell (1976), para correta avaliação da quantidade de finos, a partir da qual ocorre influência no comportamento de materiais granulares.

Lade e Yamamuro (1997) realizaram um estudo com o objetivo de identificar a influência da porcentagem de finos nos valores dos índices de vazios máximos e mínimos atingíveis, utilizando areia de Otawa. Neste estudo os autores verificaram que os finos provocam uma redução dos valores máximos e mínimos alcançáveis até uma porcentagem de finos em torno de 30%. Para adição de porcentagens de finos superiores a 30% os índices de vazios máximos

e mínimos começavam a aumentar, indicando uma mudança de comportamento de uma areia para um material fino.

### 2.3.1.2 Ângulo de atrito e compressibilidade

Lupini *et al* (1981) realizou um estudo para verificação da influência de finos coesivos em propriedades de resistência de materiais granulares. Este autor verificou que o aumento destes finos reduzia o ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi_{cs}$ ). Been e Jefferies (1985), por sua vez, analisaram a influência de finos não plásticos no comportamento geomecânico da areia de Kogyuk. Estes autores verificaram que a adição de finos resultava em estruturas mais fofas, cuja linha do estado crítico era mais inclinada e valores de índices de vazios mais altos foram encontrados para os valores mais baixos de níveis de tensões (Figura 2.21).

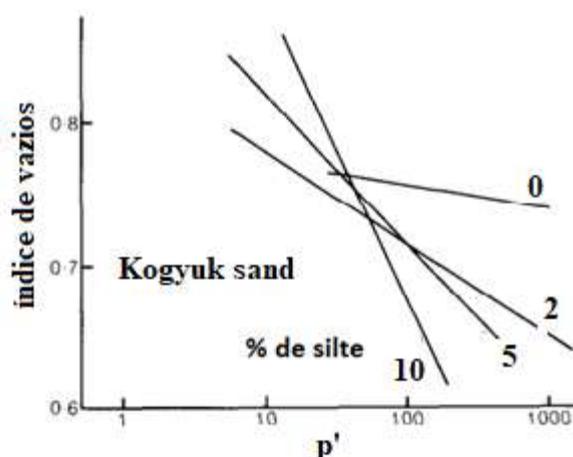


Figura 2.21 - Variação nas linhas do estado crítico para a areia de Kogyuk com adição de finos (adaptado de Been e Jefferies, 1985)

Coop e Atkinson (1993) avaliaram a influência de finos carbonáticos numa areia carbonática (areia de Dog Bay) e não verificaram uma influência sensível nos valores de  $\phi_{cs}$ . Pitman *et al* (1994) avaliaram a influência de finos plásticos e não plásticos numa areia quartílica. Para baixas porcentagens de finos, os autores não observaram diferenças significativas no comportamento do material. Entretanto, para maiores porcentagens de finos, os autores verificaram que tanto os finos plásticos, quanto os não-plásticos tinham grande influência no comportamento tensão *versus* deformação após o pico de resistência, fazendo que a redução da resistência fosse bem menos pronunciada, quando atingidos maiores níveis de deformação.

Fourie e Papageorgiou (2001) avaliaram o comportamento geomecânico de rejeitos de mineração de Marriespruit. Neste estudo os autores observaram um deslocamento para baixo da linha do estado crítico, com o aumento da quantidade de finos. Uma resposta similar a esta foi encontrada por Thevanayagam *et al* (2002), durante a avaliação da influência de finos não-plásticos no comportamento de uma areia limpa. Thevanayagam *et al* (2002) destacam que a inserção de finos na matriz arenosa não induz mudanças significativas na linha do estado crítico, mas desloca-a para baixo, uma vez que, o aumento da quantidade de finos diminui o índice de vazios intergranular e provoca a redução da força de cisalhamento.

Salgado *et al* (2000), ao estudar amostras de areia de Ottawa com a adição de finos não-plásticos, descreveu um comportamento um pouco distinto. Em ensaios triaxiais drenados o autor verificou um aumento de  $\phi_{cs}$ , com o aumento da quantidade de finos. Este comportamento foi descrito como uma tendência natural de rearranjo dos grãos, específico das misturas avaliadas no estudo.

### 2.3.1.3 Módulo de cisalhamento máximo

Lambe e Whitman (1969) descrevem o módulo de cisalhamento de um solo como a relação entre a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) aplicada e a deformação ( $\delta$ ) sofrida, conforme apresentado pela Figura 2.22 e Equação 3.

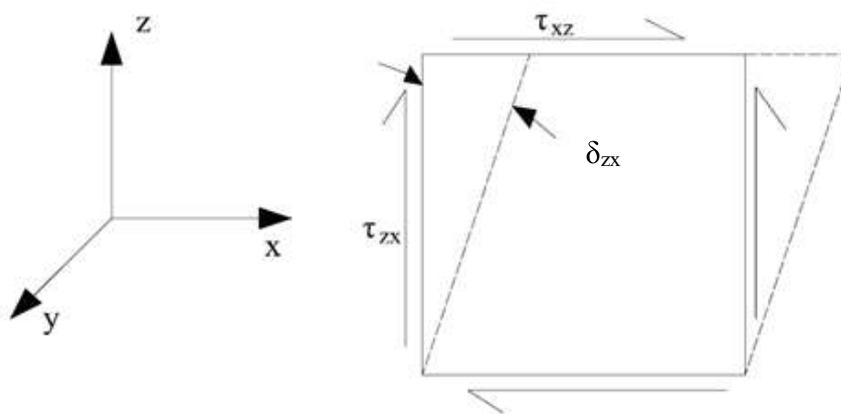


Figura 2.22 - Representação gráfica da tensão e deformação de cisalhamento no solo (adaptado de Lambe e Whitman, 1969)

$$G = \frac{\tau_{zx}}{\delta_{zx}} \quad \text{Eq. 3}$$

Quando as deformações assumem níveis inferiores a  $10^{-5}$  %, o comportamento do solo é considerado linear e, o módulo de cisalhamento do solo assume um valor máximo, denominado módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ). Este parâmetro pode ser determinado através de ensaios de campo (ensaios sísmicos) ou ensaios de laboratório (coluna ressonante ou *bender elements*). Sua definição se dá a partir da determinação da velocidade de ondas cisalhantes no interior do solo, sendo que  $G_0$  pode ser calculado de acordo com a Equação 4, onde  $\rho$  é a massa específica do solo e  $v_s$  é a velocidade da onda de cisalhamento.

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad \text{Eq. 4}$$

Desde 1960 vários estudos vêm sendo desenvolvidos para compreensão dos fatores que afetam o módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ), sendo que todos buscam relacioná-lo com a variação de níveis de tensões e índice de vazios do material (HARDIN E BLACK, 1996; JAMIOLKOWSKI *ET AL*, 1995). Existe consenso entre diversos autores de que  $G_0$  cresce com o aumento das tensões e diminui com o aumento do índice de vazios (SALGADO *ET AL*, 2000; CARRARO *ET AL*, 2009; CHIEN E OH, 2002; WICHTMANN *ET AL*, 2015; GOUDARZY E SCHANZ, 2016; GOUDARZY *ET AL*, 2016). Entretanto, os efeitos da distribuição granulométrica do material na determinação de  $G_0$  não são tão claros e não aparecem nos equacionamentos empíricos desenvolvidos por Hardin e Black (1996) e Jamiolkowski *et al* (1995). Neste sentido, são discutidos a seguir, diferentes estudos realizados em materiais granulares com presença de finos, com o intuito de compreender a possível variação de  $G_0$  em rejeitos de mineração (materiais siltosos não-plásticos).

A análise de variação de  $G_0$  em areias com presença de finos iniciou-se com Iwasaki e Tatsuoka (1977), onde os autores misturaram diferentes porcentagens de finos não-plásticos em duas areias limpas (Iruma Z1 e Iruma W). Ensaios de coluna ressonante foram realizados e os autores concluíram que  $G_0$  diminui com o aumento de finos.

Salgado *et al* (2000) realizou ensaios com a utilização de *bender elements* em amostras de areia de Otawa com a inserção de finos não-plásticos. Neste estudo os autores também concluíram que o valor de  $G_0$  diminui com a inserção de finos. De acordo com os autores esta redução pode ser explicada a partir da interação entre os finos e a matriz da areia, conforme discutido no item

2.3.1.1 deste trabalho. Caso os finos estejam posicionados no interior da matriz de areia, de tal forma que, os contatos com os grãos de areia não estejam bem desenvolvidos, as ondas de cisalhamento não são efetivamente transferidas através das partículas finas. Desta forma, índices de vazios menores, causados pela inserção de finos, não provocam aumentos nos valores de  $G_0$ . Mesmo quando as partículas de silte apresentam um contato mais bem desenvolvido com as partículas de areia, as partículas de silte podem mais facilmente se mover lateralmente sob a propagação de ondas de cisalhamento, levando a uma menor rigidez ao cisalhamento. Como exemplo de resultados obtidos no estudo desses autores pode-se citar um ensaio realizado em amostras com o mesmo nível de tensões e densidade relativa ( $p' = 100$  kPa e DR=50%), onde, o valor de  $G_0$  foi igual a 89 Mpa para areias limpas, reduzindo para 75, 66, 46 e 42 para areias com 5, 10, 15 e 20% de finos, respectivamente.

Carraro *et al* (2009) realizou um estudo avaliando a variação do módulo de cisalhamento máximo, através de *bender elements*, em areias de Ottawa com a inserção de finos plásticos e não-plásticos. Os autores concluíram que  $G_0$  é afetado tanto pela presença de finos quanto pela natureza dos mesmos. Maiores reduções de  $G_0$  foram observadas em misturas com finos não-plásticos dos que em misturas com finos plásticos. Esta conclusão foi possível observando-se o comportamento de corpos de prova moldados com a mesma quantidade de finos, mesma densidade relativa e ensaiados sob o mesmo nível de tensões.

Chien e Oh (2002) estudaram o comportamento de  $G_0$  em amostras de areia utilizada em aterros hidráulicos. Esta areia foi obtida numa área *offshore*, em Yulin, na costa oeste do Taiwan. O módulo de cisalhamento máximo das amostras foi obtido através de ensaios de coluna ressonante. Resultados destes ensaios também mostraram que  $G_0$  diminui com o acréscimo de finos.

Wichtmann *et al* (2015) realizaram um interessante estudo avaliando a variação de  $G_0$  com a inserção de finos não coesivos e, aplicando uma mudança do coeficiente de uniformidade nas misturas de areia e finos. Neste estudo foi utilizada uma areia natural de quartzo, coletada em local próximo a Dorsten, na Alemanha. Foram avaliadas 13 misturas diferentes, englobando a avaliação de inserção de finos em areias finas, médias e com pedregulhos. Os valores de  $G_0$  foram avaliados com base em aproximadamente 130 ensaios de coluna ressonante. Os autores encontraram, através de sua pesquisa, que o valor de  $G_0$  reduz com um aumento do teor de finos em proporção de até 10%. Sendo que, até este teor as reduções no  $G_0$  foram similares àquelas

reportadas por Salgado *et al* (2000) e um pouco menores que aquelas medidas por Iwasaki e Tatsuoka (1977). Os autores atribuem este comportamento ao fato de que neste estudo foram utilizadas curvas granulométricas contínuas, enquanto que os demais dados da literatura são provenientes de curvas granulométricas com lacunas de grãos de determinados diâmetros.

Além disso, os autores verificaram que, o decréscimo nos valores de  $G_0$  quase não apresentam nenhuma dependência do coeficiente de uniformidade ( $c_u$ ) e, verificaram que  $G_0$  apresenta uma forte dependência da distribuição granulométrica dos finos não-plásticos. Com um mesmo teor de finos, um material com presença de finos com tamanho de grãos na faixa de  $0.04 \leq d \leq 0.063$  mm apresentou um valor consideravelmente maior de  $G_0$ , quando comparado a areias siltosas, contendo uma significativa quantidade de partículas finas, com tamanho de grãos com  $d < 0.04$  mm.

Em um trabalho mais recente, Goudarzy *et al* (2016) realizou um estudo para avaliação de  $G_0$  em areias limpas e com finos não plásticos. O material utilizado foi a areia limpa de Hostun e os finos não plásticos eram compostos por um pó de quartzo comercial da Euro Quartz Company, da Alemanha. A areia de Hostun foi misturada com 5, 10, 20, 30 e 40% de finos em peso e os valores de  $G_0$  foram determinados através de ensaios em coluna ressonante. Os resultados obtidos demonstraram que existe redução de  $G_0$  com a inserção de finos, conforme ilustrado através da Figura 2.23.

Em estudo complementar, Gourdarzy e Schanz (2016) avaliaram misturas de partículas grosseiras e finas de vidro. A porcentagem de finos avaliada neste estudo foi de 10, 20, 30, 40 e 50% em peso. Os autores observaram um redução nos valores de  $G_0$  até misturas compostas por cerca de 30% de finos, quando se tem uma estrutura formada por “finos em grossos”. Depois disso, tem-se uma região de transição e mudança de estrutura para “grossos em finos”, na qual a variação de  $G_0$  vai depender das características dos finos. No caso deste estudo em específico, as partículas finas constituíam-se por grânulos de vidro, que aumentaram a rigidez da estrutura.

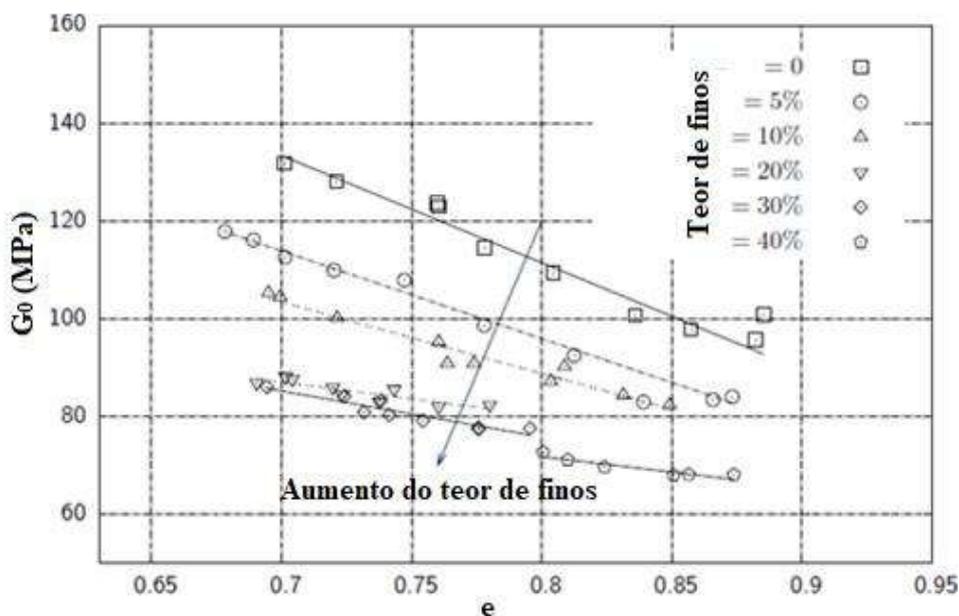


Figura 2.23 - Efeito de finos sobre valores de  $G_0$  em ensaios realizados sob o mesmo estado de tensões (Goudarzy *et al*, 2016)

De um modo geral, resultados experimentais apontam para uma redução nos valores de  $G_0$  com a inserção de finos não plásticos na estrutura de uma areia limpa. Entretanto, estudos mais recentes apontam para um limite para que esta redução ocorra. A partir do momento em que os finos começam a governar o comportamento da estrutura, a variação de  $G_0$  aparenta depender das características das partículas finas. Portanto, pode-se prever que os valores de  $G_0$  em rejeitos de mineração podem estar intimamente ligados às características mineralógicas da rocha e do mineral extraído.

### 2.3.2 Utilização de resultados de ensaios de campo

De acordo com Wroth (1984) a interpretação de resultados de ensaios de campo é difícil e, muitas vezes, incompleta e imprecisa. Os fatores que afetam esta situação insatisfatória envolvem dois grandes grupos: aqueles relacionados ao comportamento do solo e aqueles relacionados ao tipo de ensaio que está sendo realizado. O comportamento do solo é complexo e depende da completa história geológica do depósito, como representado pelo tamanho, forma, mineralogia e arranjo das partículas, história de tensões, poropressões e outros fatores. A resposta do solo para um determinado ensaio dependerá das mudanças das tensões efetivas que ocorrem durante a execução do ensaio. Estas propriedades por si só podem variar localmente a

um grau significativo, tanto lateralmente quanto verticalmente dentro do maciço, dependendo da sua microestrutura e peculiaridades de sua história.

Tendo em vista tais aspectos, para o máximo aproveitamento dos resultados interpretados dos ensaios, Wroth (1984) sugere correlacioná-los com os resultados de todos os outros dados, sejam de campo ou de laboratório e recorrer a toda a experiência disponível. A escolha das propriedades que devem ser usadas em qualquer tentativa de correlação é crucial. Qualquer relação bem-sucedida, que possa ser usada com confiança fora do contexto imediato em que foi estabelecida, deve idealmente ser:

- Baseada numa apreciação física do porque estas propriedades podem vir a ser relacionadas;
- Inserida num contexto teórico, por mais idealizado que isso possa ser;
- Expressa em termos de variáveis adimensionais para que se possa tirar proveito das leis de escala da mecânica contínua.

Conforme já comentado anteriormente, um dos ensaios de campo vastamente utilizados para avaliação do comportamento de solos é o piezocone, já que permite que sejam obtidas pelo menos três medidas na mesma vertical de cravação: resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), poropressões ( $u$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ). Além disso, caso sejam acoplados sensores específicos, é possível, também, efetuar a determinação de medidas de velocidade de ondas cisalhantes no interior do maciço. Tendo em vista os atrativos deste ensaio, as metodologias de interpretação de ensaios de campo adotadas nesta pesquisa se restringirão a resultados obtidos pelo ensaio de piezocone com leituras sísmicas (SCPTu).

#### 2.3.2.1 Caracterização e comportamento de solos

O ensaio de penetração de cone é normatizado internacionalmente pela ASTM (D 5778, 1995) e pela *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* – ISSMFE, *International Reference Test Procedure* – IRTP/ISSMFE (1977, 1988). No Brasil, o ensaio é normatizado pela nbr 12069 (MB-3406) (ABNT, 1991).

O ensaio de cone não permite a coleta de amostras, desta forma, a identificação do material é realizada através de correlações empíricas entre as medidas fornecidas pelo ensaio. Atualmente, as propostas mais utilizadas consideram a combinação de parâmetros normalizados como  $Q_t$ -

$F_r$  e  $Q_t$ - $B_q$ , propostas por Robertson (1990). Estes parâmetros normalizados são definidos conforme apresentado pelas Equações 5, 6 e 7. Já as metodologias de classificação de solos, baseadas nestes parâmetros podem ser visualizadas através da Figura 2.24.

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad \text{Eq. 5}$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Eq. 6}$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Eq. 7}$$

onde  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total na profundidade correspondente às leituras do ensaio.

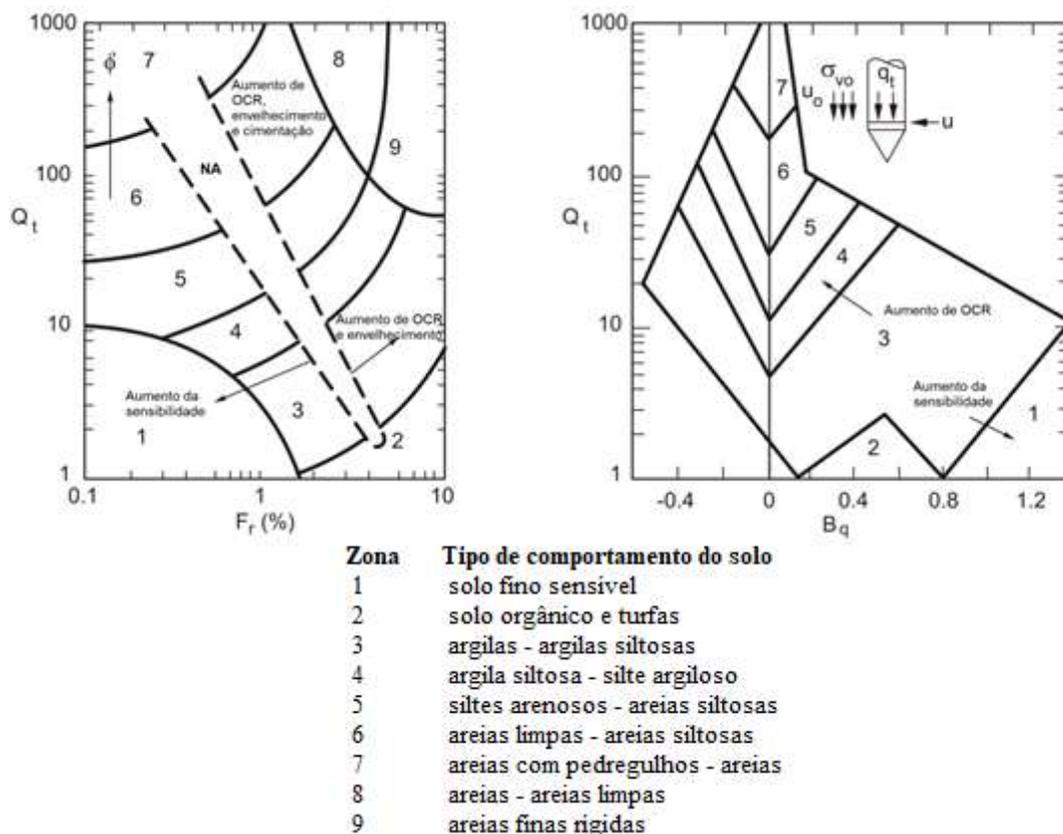


Figura 2.24 - Avaliação do comportamento do solo baseada em dados normalizados do ensaio CPT/CPTu (adaptado de Robertson, 1990)

Para o caso da realização de ensaios de cone com leituras da velocidade cisalhante ( $v_s$ ), Robertson *et al* (1995) propuseram uma metodologia gráfica de caracterização e avaliação do

comportamento dos solos, baseada na resistência do cone normalizada ( $Q_t$ ) e a razão entre o módulo de cisalhamento máximo e a resistência de ponta do cone ( $G_0/q_t$ ), conforme apresentado pela Figura 2.25.

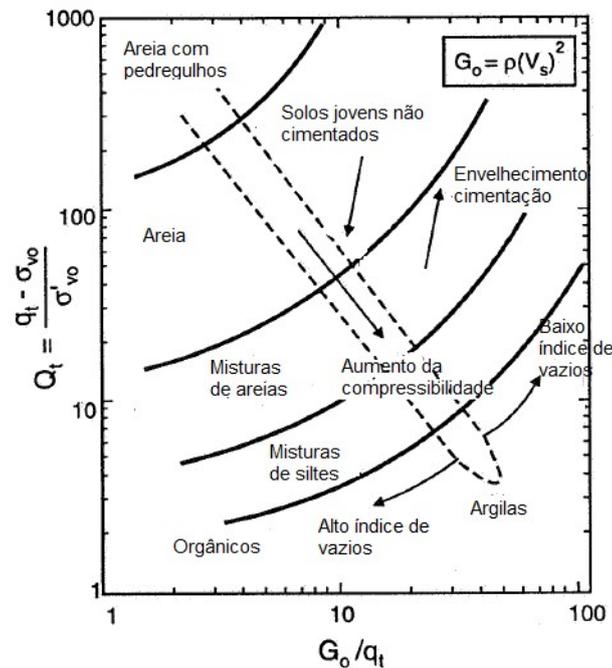


Figura 2.25 - Avaliação do comportamento do solo realizada com base na resistência do cone e no módulo de cisalhamento máximo (adaptado de Robertson *et al*, 1995)

Também utilizando a combinação de parâmetros de resistência e rigidez, Eslaamizaad e Robertson (1997) utilizaram o espaço  $G_0/q_c$  versus  $q_{c1}$  para caracterizar propriedades de cimentação e compressibilidade (Figura 2.26) de solos granulares, sendo  $q_{c1}$  definido de acordo com a Equação 8. Como a cravação do cone em solos granulares ocorre em condições drenadas, a proposta utiliza valores da resistência de ponta ( $q_c$ ), sem a aplicação de correções para os efeitos de poropressões.

$$q_{c1} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \quad \text{Eq. 8}$$

onde  $p_a$  é a pressão atmosférica e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efetiva atuante na profundidade das leituras do ensaio.

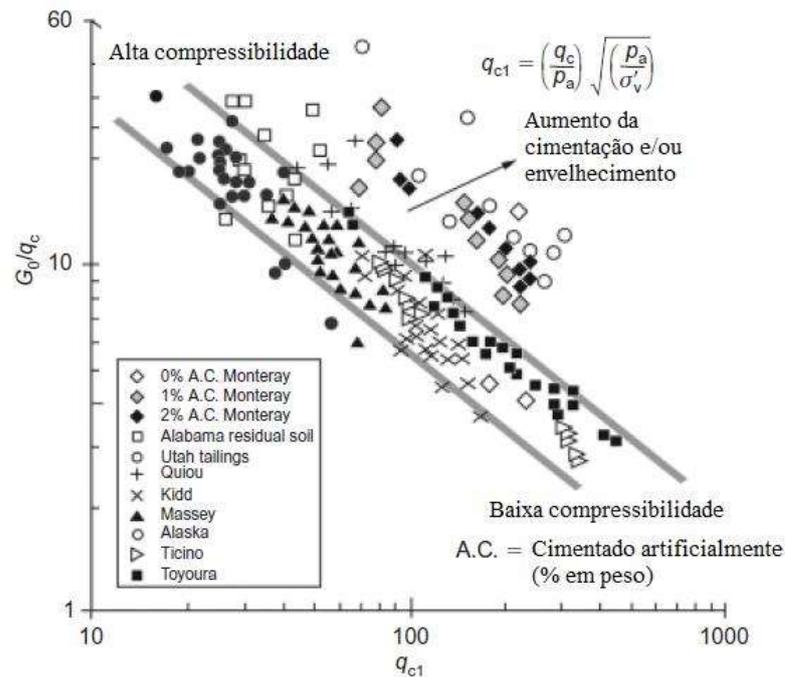


Figura 2.26 - Avaliação do comportamento de solos com base na resistência do cone e módulo de cisalhamento máximo (adaptado de Eslaamizaad e Robertson, 1997)

Em proposta mais recente, Schnaid *et al* (2004) utilizou o mesmo espaço de  $G_0/q_c$  versus  $q_{c1}$  para a introdução de fronteiras para areias cimentadas e não cimentadas, obtidas através de ensaios realizados em câmaras de calibração. Estas fronteiras são apresentadas na Figura 2.27 e de acordo com estes autores são regidas pelo seguinte equacionamento (Equação 9):

$$G_0 = \alpha^3 \sqrt[3]{q_t \sigma_{v0} p_a} \quad \text{Eq. 9}$$

onde  $\alpha$  é um parâmetro que varia de 110 a 280 para areias jovens não cimentadas e de 280 a 800 para areias cimentadas.

As três fronteiras representadas na Figura 2.27 são derivadas da Equação 9, modificando-se apenas os valores de  $\alpha$ , conforme apresentado pelas Equações 10, 11 e 12, respectivamente. Estas fronteiras fornecem uma indicação para classificação de solos granulares, compondo na forma de contornos diagonais a delimitação superior e inferior para areias sem envelhecimento e/ou sem cimentação e a delimitação superior e inferior para areias com envelhecimento e/ou cimentação (SCHNAID *ET AL*, 2004):

$$G_0 = 800^3 \sqrt{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Limite superior cimentado} \quad \text{Eq. 10}$$

$$G_0 = 280^3 \sqrt{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Limite inferior cimentado} \quad \text{Eq. 11}$$

$$\quad \quad \quad \text{Limite superior não cimentado}$$

$$G_0 = 110^3 \sqrt{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Limite inferior não-cimentado} \quad \text{Eq. 12}$$

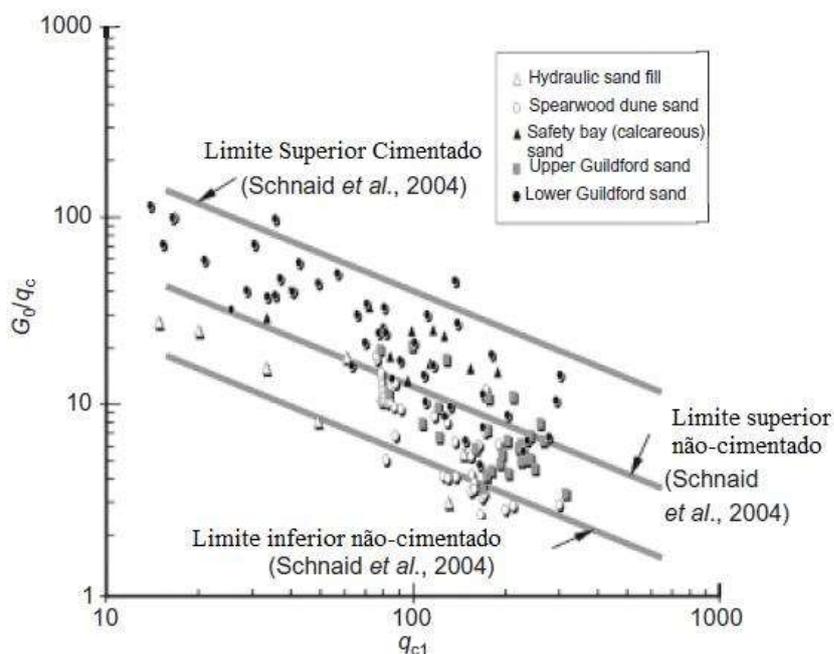


Figura 2.27 - Limites de cimentação de solos arenosos baseados na resistência de ponta do cone e módulo de cisalhamento máximo do solo (Schnaid *et al.*, 2004)

### 2.3.2.2 Avaliação de propriedades de estado e suscetibilidade a liquefação

Considerando os resultados de ensaios de cone e ensaios com leituras sísmicas, Schnaid e Yu (2007) apresentaram uma correlação teórica, calibrada através de ensaios realizados em câmara de calibração, para determinação do parâmetro de estado de areias limpas, conforme apresentado pela Equação 13.

$$\psi = \alpha \left( \frac{p'}{p_a} \right)^\beta + \chi \ln \left( \frac{G_0}{q_c} \right) \quad \text{Eq. 13}$$

onde  $\alpha=-0.520$ ,  $\beta=-0.07$  e  $\chi=0.180$  são coeficientes médios obtidos a partir dos dados dos ensaios em câmara de calibração e  $p'$  é a tensão efetiva média atuante no material.

A Figura 2.28 apresenta a relação entre  $G_0/q_c$  e  $\psi$  para seis tipos de areias, cujos resultados foram obtidos em câmara de calibração para um intervalo de tensões entre 50 e 500 kPa. Estes resultados deram origem ao equacionamento apresentado através da Equação 13. Verifica-se que para um determinado nível de tensões, a razão de  $G_0/q_c$  diminui com a redução do valor do parâmetro de estado, ou seja,  $G_0/q_c$  diminui com o aumento da densidade relativa do material (SCHNAID E YU, 2007).

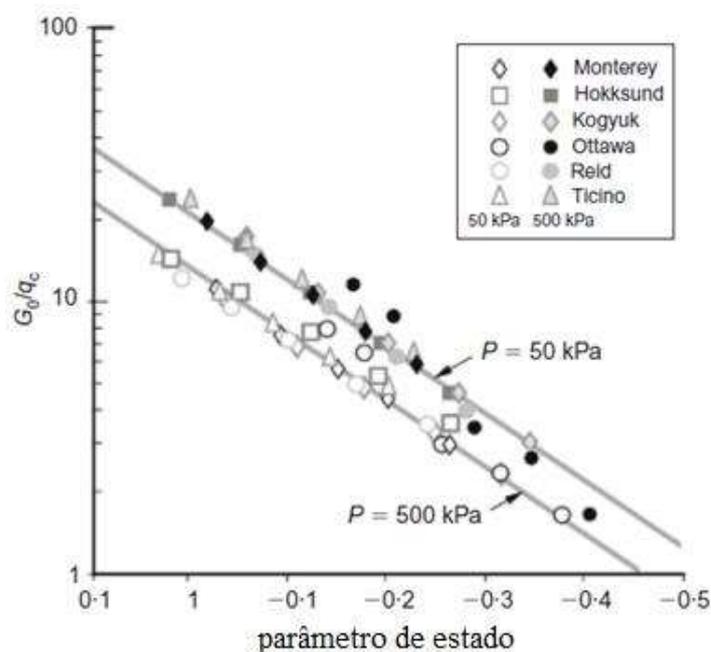


Figura 2.28 - Correlação teórica entre  $G_0/q_c$  e o parâmetro de estado ( $\psi$ ) (Schnaid e Yu, 2007)

Também com o intuito de identificar comportamentos contrativo ou dilatante dos solos, Olson (2001) propôs uma metodologia baseada na utilização de resistências normalizadas, obtidas através de ensaios de campo: SPT e CPT. Esta proposta constitui-se num dos métodos mais utilizados atualmente para avaliação do potencial de fluxo por liquefação de solos. A Figura 2.29 ilustra a relação entre a resistência de ponta do cone normalizada, em MPa, e a tensão vertical efetiva, em kPa, para diversos casos históricos estudados pelo autor. A resistência de ponta do cone normalizada utilizada neste método é obtida conforme demonstra a Equação 14.

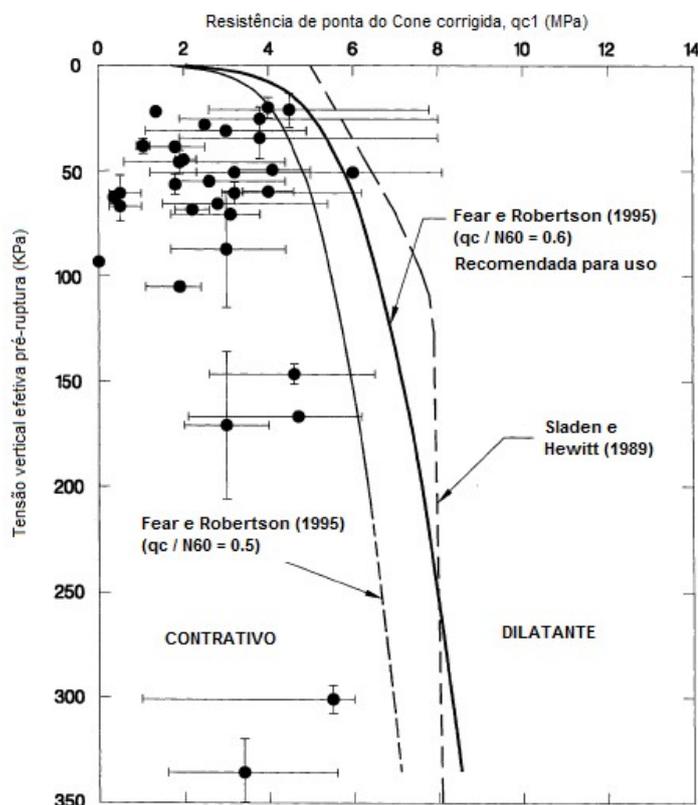


Figura 2.29 - Proposta de avaliação do potencial de liquefação estática baseada na resistência do cone normalizada (adaptada de Olson, 2001)

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c = \frac{1.8}{0.8 + \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)} \cdot q_c \quad \text{Eq. 14}$$

Observa-se na Figura 2.29 que existem diversas propostas para delimitação da envoltória entre o comportamento dilatante e contrativo dos solos. Diante disto, Olson (2001) propõe a utilização da envoltória proposta por Fear e Robertson (1995), que pode ser expressa pela Equação 15.

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 1.1047 \cdot 10^{-2} [(q_{c1})]^{4.7863} \quad \text{Eq. 15}$$

Robertson (2010), por sua vez, propôs um fluxograma simplificado baseado no ensaio CPT, para avaliação do potencial de fluxo por liquefação de um material. Esta correlação foi baseada no gráfico desenvolvido por Robertson (1990) para identificação do tipo de comportamento do solo, através de parâmetros normalizados do CPT ( $Q_t$ - $F_r$ ) (Figura 2.24). Entretanto, nesta

proposta o autor apresenta a delimitação das diferentes regiões do gráfico definidas através índice de comportamento do material,  $I_c$ , que é definido a partir da Equação 16.

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad \text{Eq. 16}$$

A Tabela 2.7 apresenta a classificação dos solos de acordo com os valores de  $I_c$ .

Tabela 2.7 – Classificação de solos em função de  $I_c$  (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012)

Valor de $I_c$	Zona correspondente (Figura 2.24)	Classificação do solo
$I_c > 3.60$	2	Argilas orgânicas
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argilas
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Misturas de siltes
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Misturas de areias
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Areias
$I_c < 1.31$	7	Areias com pedregulhos
* $Q_m < 12e^{(-1.4Fr)}$	1	Solos sensitivos

\* condição para classificação de solos sensitivos

Além disso, a metodologia proposta por Robertson (2010) substitui o eixo correspondente a  $Q_t$  (Figura 2.24) pelo parâmetro  $Q_m$ , expresso pela Equação 17. Esta modificação visa corrigir os valores de  $q_t$  de acordo com o tipo de solo, inserindo-se na formulação o parâmetro  $n$  que é dependente do índice de comportamento do material ( $I_c$ )

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a](p_a/\sigma'_{v0})^n \quad \text{Eq. 17}$$

$$\text{onde } n = 0.381(I_c) + 0.05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0.15 \quad e \quad n \leq 1$$

No espaço  $Q_m$  versus  $F_r$ , a metodologia desenvolvida por Robertson (2010) também define uma fronteira entre comportamento dilatante e contrativo do solo. Esta fronteira foi definida com base no conceito de parâmetro de estado ( $\psi$ ), proposto por Been e Jefferies (1985). Conforme exposto anteriormente, o comportamento contrativo é esperado quando  $\psi > 0$ , entretanto, Jefferies e Been (2006) e Shuttle e Cunning (2007) sugerem que este comportamento pode acontecer para  $\psi > -0.05$ , sendo este o valor adotado para delimitação da fronteira apresentada por Robertson (2010) no espaço  $Q_m$  versus  $F_r$  (Figura 2.30-a). A critério de comparação, Robertson (2010) apresenta no mesmo espaço a delimitação entre comportamentos dilatante e contrativo proposta por Olson e Stark (2003) para areias limpas. Observa-se que, por aplicar-se apenas a areias limpas, a proposta de Olson e Stark (2003) necessita de um fator de correção,

que permita que a resistência normalizada de areias siltosas seja equivalente à resistência normalizada de areias limpas.

Robertson e Wride (1998) propuseram a utilização de um fator de correção para a resistência normalizada em areias siltosas, de forma a torna-la equivalente a um valor correspondente à areias limpas, chamado de  $Q_{tn,cs}$ . Esta correção é obtida por meio da Equação 18.

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

onde  $K_c = 1$  se  $I_c \leq 1.64$  e, Eq. 18

$$K_c = 5.581I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \text{ se } I_c > 1.64$$

A Figura 2.30-b ilustra os contornos para diferentes valores de  $Q_{tn,cs}$  no espaço  $Q_{tn}$  versus  $F_r$ . A comparação entre as Figuras 2.30-a e 2.30-b demonstra que um valor de  $Q_{tn,cs}$  entre 50 e 70 representa, convenientemente, a fronteira entre o comportamento dilatante e contrativo dos solos.

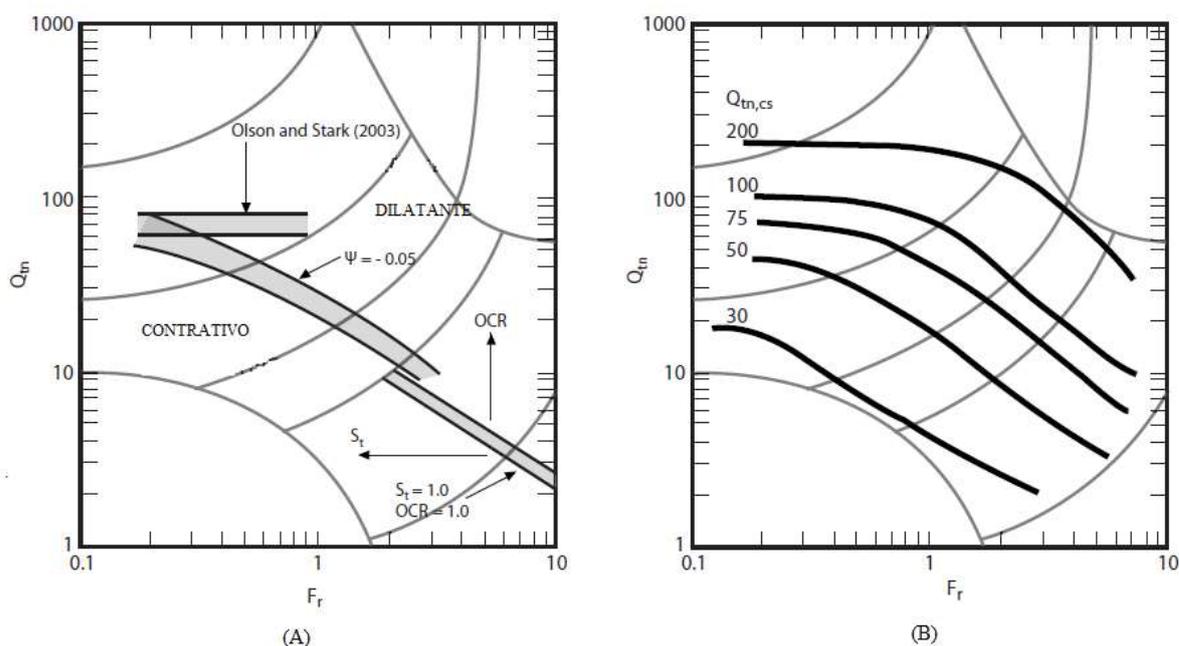


Figura 2.30 - Avaliação de comportamento contrativo e dilatante do solo, proposta por Robertson (2010)

A proposta apresentada por Robertson (2010) foi validada através de um banco de dados proveniente de casos históricos de ocorrência de fluxo por liquefação. A Figura 2.31 apresenta estes resultados no espaço  $Q_{tn}$  versus  $F_r$ , no qual verificou-se que a fronteira correspondente a  $Q_{tn,cs} = 70$  definiu adequadamente a fronteira entre o comportamento dilatante e contrativo, destes materiais. Salienta-se que os resultados apresentados na Figura 2.31 são apresentados através de classes, em função da disponibilidade de dados, sendo divididos em: classe A (ensaios CPT com medida do atrito lateral), classe B (ensaio CPT sem medida de atrito lateral) e classes C, D e E (valores do ensaio CPT estimados através de outros ensaios).

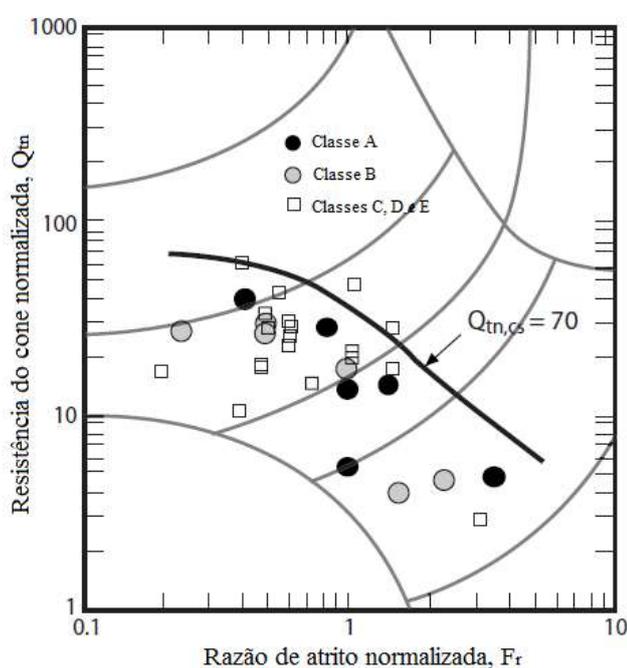


Figura 2.31 - Previsão do potencial de liquefação estática proposta por Robertson, 2010

### 2.3.2.3 Condições de drenagem

Em projetos geotécnicos é necessária a definição de parâmetros drenados ou não-drenados, de acordo com a resposta do solo ao carregamento imposto. Sabe-se que uma argila saturada ao receber um carregamento não permite a saída da água de forma imediata, ou seja, é nesta condição que podem ocorrer as falhas. Dentro de um curto período de tempo as argilas podem ser tratadas como um material homogêneo e não drenado, de maneira tal, que grãos e água coexistem no material. Diz-se, então, que este tipo de análise se dá em termos de tensões totais, trabalhando-se com a resistência ao cisalhamento não-drenada. Por outro lado, as areias, ao

receberem um carregamento, permitem a rápida saída da água, sendo os parâmetros de resistência, definidos em condições de tensões efetivas (LAMBE E WHITMANN, 1979).

Conforme descrição apresentada anteriormente, não há dúvidas em relação à avaliação do comportamento de areias e argilas. Entretanto, em solos conhecidos por apresentar permeabilidade intermediária ( $10^{-5}$  a  $10^{-8}$  m/s), como o caso de rejeitos de mineração, não existem diretrizes consensuais para a correta realização de ensaios e interpretação de resultados (SCHNAID *ET AL*, 2004; BEDIN, 2006; SCHNAID *ET AL*, 2016).

Ao se realizar um ensaio de cone com velocidade de cravação padrão (20 cm/s) em solos com drenagem intermediária, os resultados do ensaio são afetados pela drenagem parcial. Tanto a avaliação de comportamento, como estimativa de parâmetros podem ser prejudicadas, quando efetuadas com base nestes resultados (DJONG E RANDOLPH, 2012). Sendo assim, diversos estudos visam a análise dos resultados do ensaio por meio da variação da velocidade de penetração, buscando-se atingir condições de drenagem total à baixas velocidades e, condições não-drenadas a velocidades mais elevadas, que a velocidade padrão de ensaio (RANDOLPH E HOPE, 2004; CHUNG *ET AL*, 2006; SCHNEIDER *ET AL*, 2008; KIM *ET AL*, 2008). Esta avaliação geralmente é realizada com base na velocidade de penetração normalizada, conforme apresenta-se na Equação 19:

$$V = \frac{vd}{c_h} \quad \text{Eq. 19}$$

onde  $v$  é a velocidade de penetração do cone;  $d$  o diâmetro do cone e  $c_h$  coeficiente de consolidação horizontal do solo. De acordo com Randolph e Hope (2004) condições totalmente não-drenadas são tipicamente observadas para valores de  $V$  superiores à faixa entre 30 e 100 e condições drenadas são observadas para valores de  $V$  inferiores à faixa entre 0.03 e 0.01.

Em solos normalmente adensados e com comportamento contrátil durante o cisalhamento, observa-se que uma redução na velocidade de cravação do cone e por consequência, nos valores de  $V$ , diminui a geração de poropressões ( $u$ ) provocadas pela inserção do equipamento no solo e, desta forma, aumenta os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ). Para avaliação do comportamento do solo em diferentes velocidades de cravação do cone costuma-se definir a curva característica de drenagem do material. Para determinação desta curva são plotados parâmetros normalizados de poropressão ( $\Delta u/\Delta u_{ref}$ ) ou resistência de ponta normalizada

$(Q/Q_{ref})$  em função da velocidade de penetração normalizada (Eq. 19). Os valores de referência adotados para normalização dos parâmetros são aqueles correspondentes à cravação em condições não-drenadas (DJONG E RANDOLPH, 2012; DIENSTMANN *ET AL*, 2018; SUZUKI E LEHANE, 2014). A Figura 2.32 demonstra uma curva característica definida no estudo desenvolvido por Djong e Randolph (2012), tanto em função de valores de poropressões quanto de resistências. A curva característica foi ajustada a partir de dados numéricos e experimentais. Verifica-se que quando a relação entre poropressões é nula (condições drenadas), a relação entre as resistências é máxima, já quando a relação entre as poropressões assume um valor unitário (condições não-drenadas), a relação entre as resistências assume um valor mínimo.

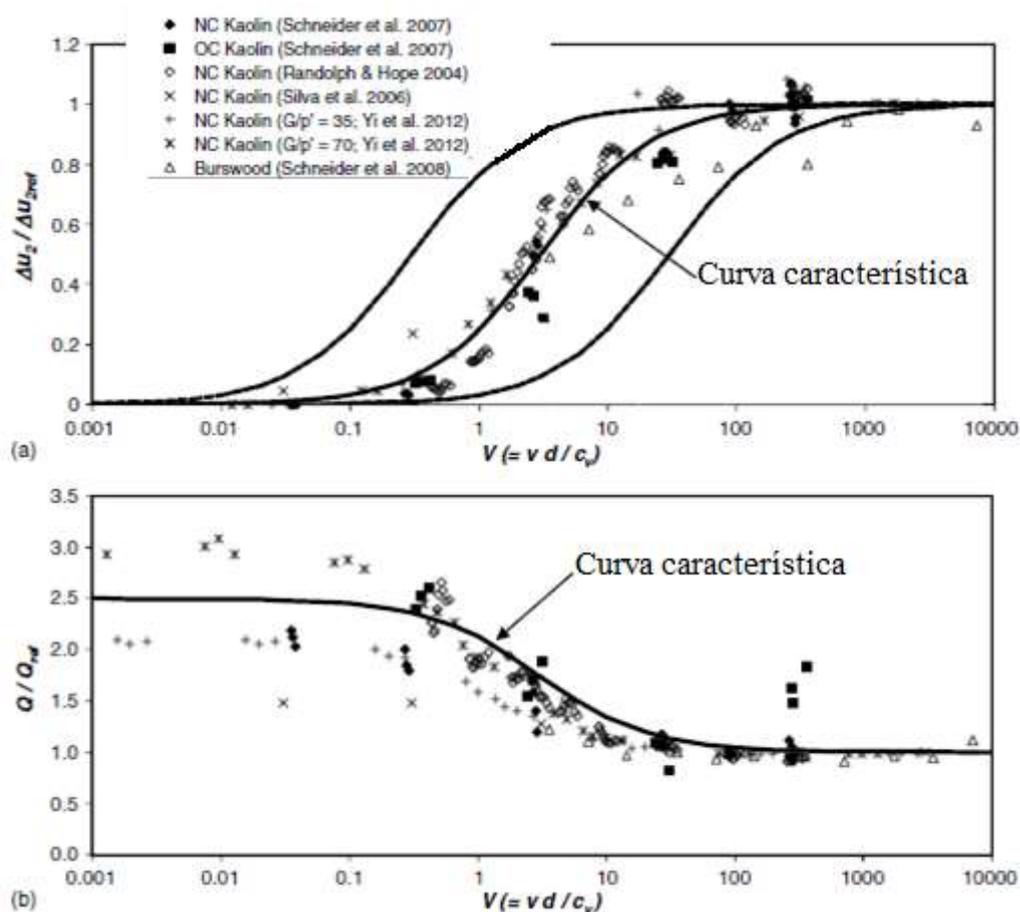


Figura 2.32 – Curvas características ajustadas com base em dados numéricos e experimental demonstrando os efeitos de  $V$  em valores normalizados (a)  $\Delta u_2$  e (b)  $Q$  (adaptado de Djong e Randolph, 2012)

Schnaid (2009) enfatiza que a transição entre condições drenadas e totalmente não drenadas ocorre de maneira distinta para os diferentes geomateriais. Isto justifica-se pela influência da razão de sobre-adensamento (OCR) e do índice de rigidez do solo. Sendo assim, cada tipo de material apresentará uma curva característica única como pode ser observado na Figura 2.33, na qual Dienstmann *et al* (2018) apresenta a variação da resistência em relação à valores de  $V$ . Observa-se através da Figura 2.33 que materiais argilosos (Argila de Burswood) tendem a apresentar uma diferença bem menor entre resistências drenadas e não-drenadas quando comparado, por exemplo, ao rejeito de mineração de ouro.

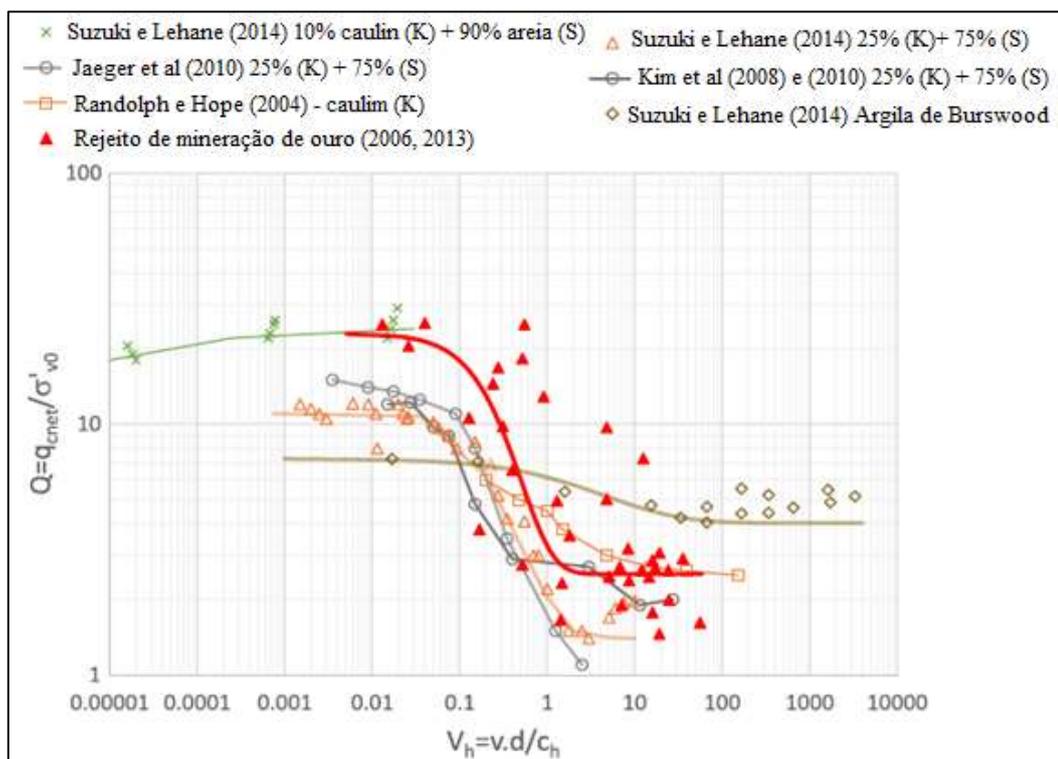


Figura 2.33 – Efeitos da variação de velocidade de cravação em diferentes geomateriais (adaptado de Dienstmann *et al*, 2018)

Em função da sensibilidade dos parâmetros obtidos no ensaio de cone às condições de drenagem, a interpretação de ensaios realizados a velocidades de cravação distintas pode auxiliar na correta determinação das propriedades de solos de comportamento intermediário. Klahold (2013) e Sosnoski (2016) trabalharam com velocidades de cravação diferentes durante a execução de ensaios CPTu em depósitos de rejeitos de mineração de ouro. Em seu trabalho, Klahold (2013) explica que a diminuição da velocidade de penetração da ordem de 25 a 70

vezes gera mudanças significativas nas medidas de resistência de ponta e poropressões, devido a consolidação parcial e redução dos efeitos viscosos. Sosnoski (2016), por sua vez, verificou que a redução de velocidade em cerca de 200 vezes aumenta significativamente a resistência de ponta do cone e diminui expressivamente o excesso de poropressão gerado. Neste mesmo trabalho o autor verificou que aumento da velocidade em torno de 3 vezes gerou ligeiras mudanças nas medidas, diminuindo a resistência de ponta e pouco influenciando na medida de poropressão.

Além das análises realizadas em torno da velocidade de cravação, outro parâmetro que auxilia na análise das condições de drenagem durante o ensaio de cone é o parâmetro  $B_q$  (Eq. 6). Sempre que a cravação do cone ocorrer em condições de drenagem total, não haverá geração de poropressões e, portanto, o parâmetro  $B_q$  será nulo. Em contrapartida, em condições não-drenadas, a geração de poropressões é significativa e o parâmetro  $B_q$  cresce. Schnaid (2009) afirma que para solos argilosos, em ensaios de cone à velocidade de cravação padrão, os valores de poropressão são similares aos valores de resistência de ponta, resultando em valores de  $B_q$  próximos à unidade. Por outro lado, Hight *et al* (1994) sugere que valores de  $B_q$  superiores a 0.5 já podem ser considerados indicativos de condições não-drenadas.

## 2.4 COMENTÁRIOS FINAIS

A revisão bibliográfica buscou apresentar as principais peculiaridades relacionadas à caracterização geotécnica e desenvolvimento de projetos que envolvam rejeitos de mineração. Casos de rupturas por fluxo por liquefação em depósitos deste material tem despertado o interesse ao melhor entendimento do comportamento dos mesmos e formas adequadas de interpretação de ensaios e estimativa de parâmetros de projeto.

A dificuldade em se simular a estrutura natural dos depósitos de rejeitos em laboratório faz com que os resultados de ensaios de campo, quando bem interpretados, possam compor uma boa alternativa de análise destes materiais. Embora, tanto os resultados de ensaios de campo e quanto de laboratório devam ser analisados com bom senso, aplicando-se da melhor forma os conceitos fundamentais da Engenharia Geotécnica.

### 3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo destina-se à apresentação da metodologia de pesquisa adotada para o desenvolvimento deste trabalho. Todas as análises e estudos realizados tiveram por objetivo principal o entendimento do comportamento de rejeitos de mineração, entretanto, para atingir esta meta, o comportamento de solos conhecidos, como areias e argilas, muitas vezes precisou ser avaliado para dar suporte à pesquisa. Neste sentido, no decorrer do trabalho, bancos de dados de materiais distintos aos rejeitos de mineração são diversas vezes apresentados, buscando-se a validação e compreensão das análises realizadas. Tais resultados, quando necessários, foram descritos e caracterizados durante a apresentação dos resultados da pesquisa.

Neste capítulo buscou-se dar ênfase às informações pertinentes aos rejeitos de mineração, tais como: descrição dos depósitos, apresentação dos ensaios realizados em campo e laboratório e procedimentos adotados.

#### 3.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO AVALIADOS

A seguir são apresentadas informações sobre alguns dos depósitos dos rejeitos, cujo comportamento foi avaliado neste trabalho. A maioria destes depósitos já foram objeto de estudo de pesquisas anteriores desenvolvidas dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), da UFRGS como Bedin (2006), Bedin (2010), Hlenka (2012), Nierwinski (2013), Klahold (2013) e Sosnoski (2016).

##### 3.1.1 Rejeito de mineração de ouro

O rejeito de mineração de ouro é proveniente da Mineração Fazenda Brasileiro (MFB), de propriedade da companhia Yamana Gold. Este depósito localiza-se na cidade de Barrocas, no estado da Bahia, local onde foram realizados ensaios de campo e coletado material para ensaios de laboratório.

O sistema de disposição da MFB destina-se a receber os rejeitos gerados pelo beneficiamento de minério de ouro, que sofrem um processo de separação granulométrica, sendo as frações

mais grossas (*underflow*) depositadas nos barramentos drenantes de rejeitos e as frações mais finas (*overflow*) lançadas em lagos específicos.

A condição atual deste sistema de disposição é composta por quatro lagos, conforme apresentado pela Figura 3.1. Observa-se a existência do Lago I (original), o Lago II localizado à jusante do Lago I, o Lago III à montante do Lago I e o Lago de Segurança, que está localizado à jusante do Lago II. Inicialmente o rejeito mais grosseiro (*underflow*) era disposto no Lago I, formando uma espécie de barramento aos rejeitos mais finos, dispostos no Lago III. Com a expansão do sistema, o rejeito *underflow* começou a ser depositado também no Lago II, permitindo o aumento da vida útil do depósito.

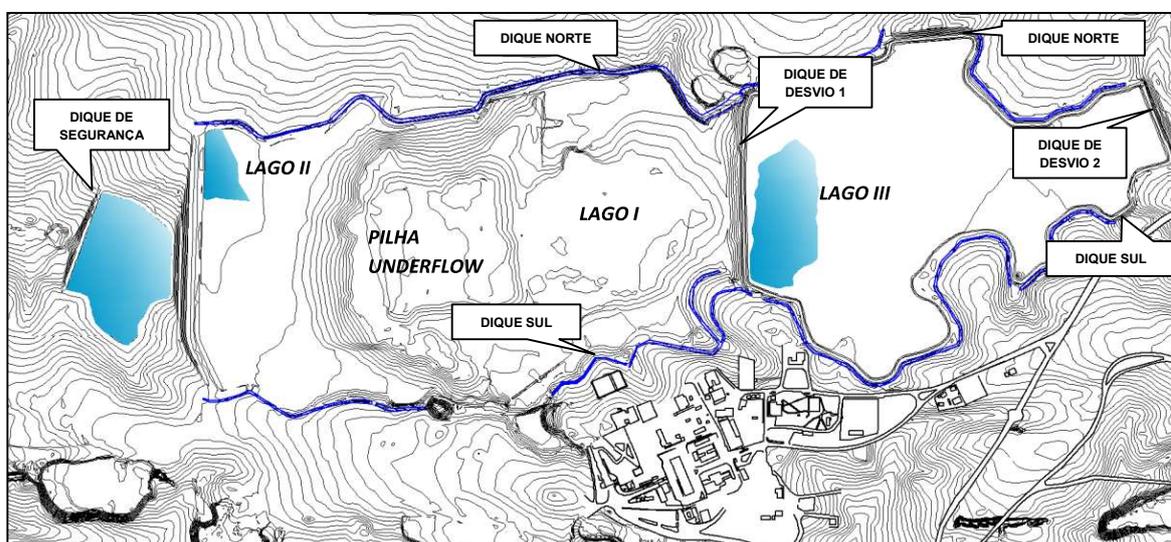


Figura 3.1 - Planta esquemática do atual sistema de disposição de rejeitos da MFB

O rejeito de mineração de ouro exige que a operação do sistema de lagos seja de maneira fechada, ou seja, que não ocorra contato do mesmo com o meio ambiente. Esta particularidade deve-se à presença de contaminantes (como por exemplo, arsênio e cianeto) provenientes do processo de beneficiamento.

Em função da rocha que origina o rejeito de mineração de ouro, o “*greenstone belt*”, o mesmo apresenta uma coloração cinza esverdeada, conforme verifica-se na Figura 3.2. Nesta pesquisa foram realizados ensaios triaxiais em amostras reconstituídas do rejeito de ouro *underflow* e avaliaram-se resultados de ensaios SCPTu realizados no lago II, também composto por rejeito *underflow*.



Figura 3.2 - Depósito de rejeitos de mineração de ouro da MFB

### 3.1.2 Rejeito de mineração de bauxita

Os rejeitos de mineração de bauxita avaliados nesta pesquisa são provenientes de três depósitos distintos: ALUMAR, ALCOA e o terceiro será aqui denominado de depósito “A”, por questões de sigilo. Os depósitos da ALUMAR e ALCOA já foram previamente estudados em pesquisas desenvolvidas pelo PPGEC e suas características são apresentadas a seguir. Nestes dois depósitos foram realizados ensaios de campo (SCPTu), cujos resultados foram avaliados ao longo do trabalho. O terceiro depósito, denominado de depósito de bauxita “A”, forneceu resultados de ensaios de campo e amostras deformadas e indeformadas do material para ensaios de laboratório.

#### 3.1.2.1 Consórcio ALUMAR

O Consórcio de Alumínio do Maranhão – ALUMAR é constituído pelas empresas Alcoa, BHP Billiton e RioTintoAlcan, atuando no mercado de produção de alumínio primário e alumina. A fábrica da ALUMAR está localizada na cidade de São Luís, no estado do Maranhão.

Os rejeitos produzidos pela ALUMAR são provenientes do beneficiamento do minério de bauxita, que segue o processo de Bayer. Este procedimento envolve várias etapas de tratamento para transformação da bauxita em alumina e alumínio, que possuem valor comercial. Durante

este processo é realizada a inserção de uma solução cáustica de hidróxido de sódio (NaOH), fazendo com que os rejeitos se tornem altamente contaminantes. Neste sentido, o sistema de disposição também segue um circuito fechado, tomando-se o cuidado para que não ocorra o contato dos rejeitos com o meio ambiente.

O sistema de disposição de rejeitos da ALUMAR é constituído por áreas denominadas de ARB's (áreas de rejeito de bauxita), que são enumeradas em ordem cronológica de operação. A ARB#1, por exemplo, foi a primeira área a receber rejeitos, estando atualmente em fase de reabilitação, conforme indicado na Figura 3.3. A área que estava em operação no momento da realização dos ensaios utilizados nesta pesquisa é a ARB#4, entretanto, novas áreas (ARB#5, ARB#6, ARB#7 e ARB#8) já haviam sido projetadas para o recebimento de rejeitos, assim que a ARB#4 tivesse sua capacidade máxima atingida. A Figura 3.4 ilustra uma das áreas de disposição de rejeitos da ALUMAR. Observa-se que este tipo de rejeito apresenta uma coloração avermelhada, proveniente da alta concentração óxidos e hidróxidos de ferro na rocha minerada.

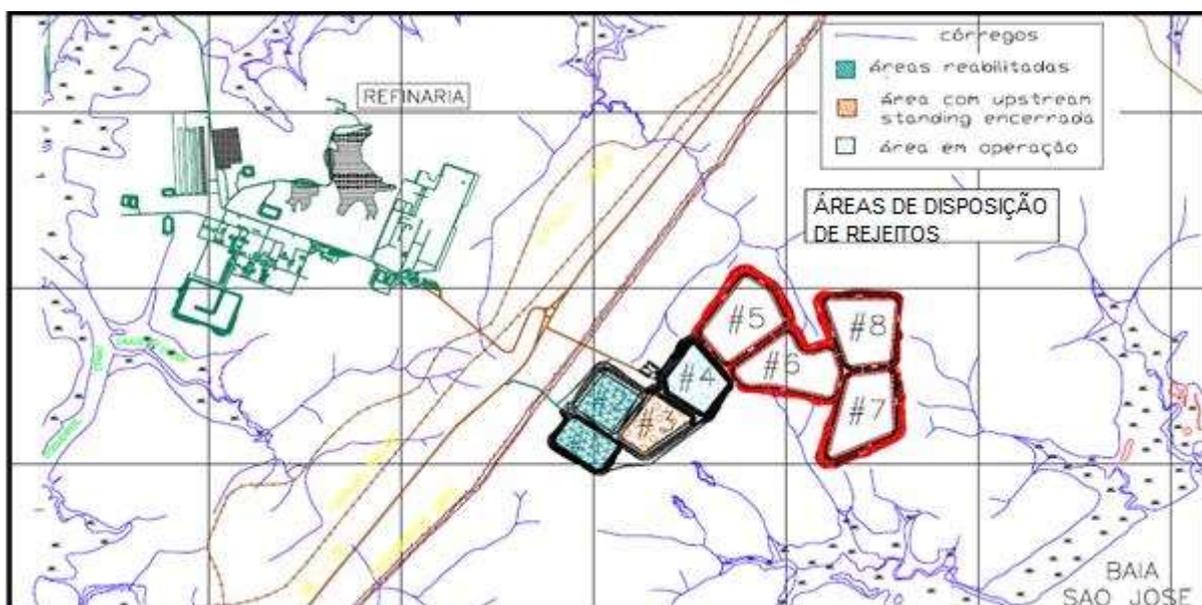


Figura 3.3 - Áreas de disposição de rejeitos de bauxita (ARB's) da fábrica da ALUMAR



Figura 3.4 - Vista da área de rejeitos de mineração de bauxita da ALUMAR

#### 3.1.2.2 Fábrica da ALCOA

A ALCOA é uma empresa que atua no mercado de mineração de bauxita, produção de pó de alumínio e químicos. A companhia possui três unidades produtivas no estado brasileiro, sendo que os ensaios utilizados nesta pesquisa foram realizados nos depósitos de rejeitos, localizados na unidade de Poços de Caldas, no estado de Minas Gerais.

O sistema de beneficiamento da ALCOA também segue a metodologia de Bayer, gerando rejeitos altamente alcalinos, com pH variando entre 12 e 13. Estes rejeitos também são dispostos em locais denominados de áreas de rejeito de bauxita (ARB`s), conforme apresentado pela Figura 3.5. No total, o sistema de disposição da ALCOA é composto por 11 ARB`s.

Os rejeitos de mineração de bauxita da ALCOA também apresentam aspecto avermelhado em função da concentração de óxidos e hidróxidos de ferro na rocha minerada. A Figura 3.6 apresenta uma imagem da área de disposição de rejeitos da fábrica da ALCOA, destacando-se a cor avermelhada dos mesmos.

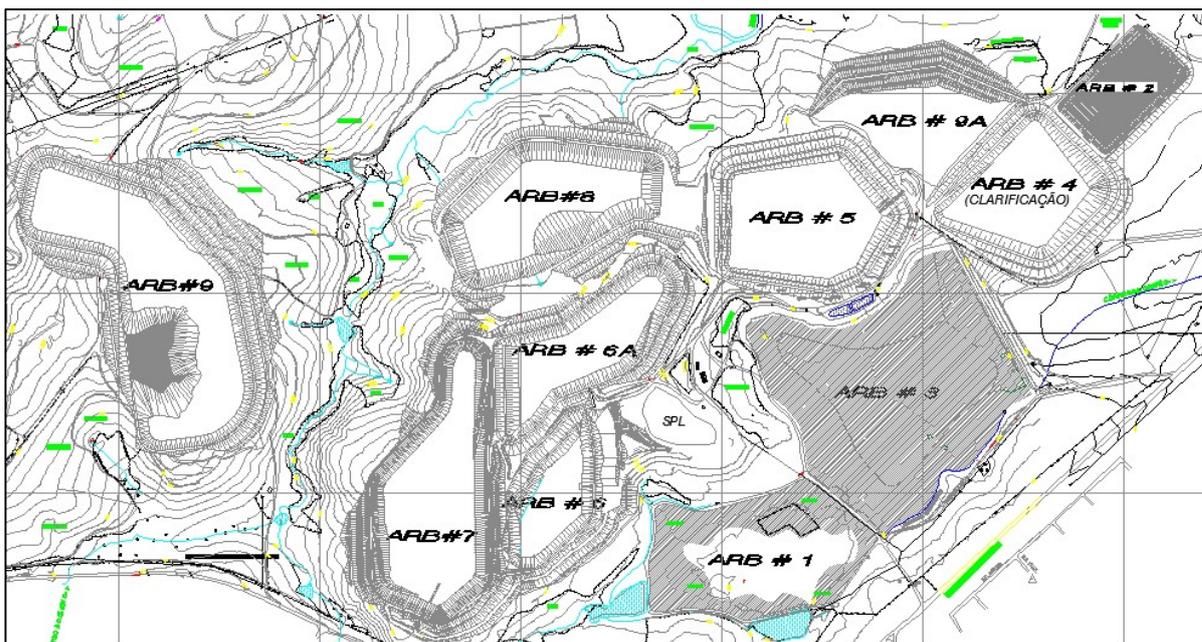


Figura 3.5 - Áreas de rejeitos de bauxita (ARB's) da fábrica da ALCOA



Figura 3.6 - Vista da área de disposição de rejeitos da ALCOA

### 3.1.3 Rejeito de mineração de zinco

O rejeito de mineração de zinco analisado nesta pesquisa provém de um depósito da companhia Votorantim Metais e, também, já foi objeto de estudo de outras pesquisas do PPGECC-UFRGS.

A Votorantim Metais é uma das maiores produtoras de zinco do mundo e mantém cinco áreas produtivas no estado de Minas Gerais. A área na qual foram obtidos dados para esta pesquisa está localizada no município de Juiz de Fora-MG, sendo esta uma produtora de zinco e polimetálicos.

O rejeito de mineração de zinco produzido nesta unidade é disposto através de barragens, sendo que os ensaios foram realizados no depósito denominado de Barragem dos Peixes. Uma nova barragem denominada Barragem das Pedras estava em processo de implantação no momento da realização dos ensaios, em virtude da proximidade de esgotamento da capacidade de armazenamento da Barragem dos Peixes. A Figura 3.7 apresenta a planta da Barragem dos Peixes e a Figura 3.8 a vista da área, com os rejeitos de coloração ocre.



Figura 3.7 - Planta da Barragem dos Peixes da Votorantim – rejeito de mineração de zinco

O processo de beneficiamento do zinco é realizado por meio de hidrometalurgia, ou seja, ocorre um tratamento do metal por meio aquoso. Na prática da fábrica ocorre uma imposição de corrente elétrica através de eletrodos mergulhados numa solução rica em zinco. Os rejeitos produzidos a partir desta metodologia constituem-se basicamente pela jarosita, que é constituída por sulfatos metálicos, contendo ferro, zinco, chumbo, cobre, prata, cádmio, entre outros. Pela alta concentração de metais pesados, os rejeitos de mineração de zinco são

classificados pelas normas ambientais como um resíduo perigoso e, portanto, o sistema de disposição também deve assegurar que os mesmos não entrem em contato com o meio ambiente.



Figura 3.8 - Vista da barragem de rejeitos de mineração de zinco

Nesta pesquisa amostras deformadas do rejeito de mineração de zinco foram utilizadas em ensaios de caracterização e resultados de ensaios SCPTu, realizados na barragem dos Peixes, foram analisados.

#### 3.1.4 Rejeito de mineração de ferro

Os resultados correspondentes ao rejeito de mineração de ferro são provenientes da Barragem de Fundão, localizada no subdistrito de Bento Rodrigues, a 35 km do centro do município de Mariana-MG. Os dados foram obtidos a partir do relatório desenvolvido por Morgenstern *et al* (2016), para a avaliação das causas da ruptura desta barragem, ocorrida em 5 de novembro de 2015.

A barragem de Fundão fazia parte do complexo de Germano, controlado pela Samarco Mineração S. A., envolvendo também as empresas Vale S. A. e BHP Billiton Brasil Ltda. Pouco antes da ruptura o processo de alteamento havia atingido a cota de +900 m, o que gerava uma barragem de 110 m de altura. A Figura 3.9 ilustra a barragem de Fundão antes e após a ruptura.



Figura 3.9 - Barragem de rejeitos de ferro de Fundão (a) antes da ruptura e (b) após a ruptura (Morgenstern *et al*, 2016)

O processo de beneficiamento de ferro do Complexo de Germano resultava na produção de dois tipos de rejeitos: o rejeito arenoso, composto por partículas do tamanho de areias e siltes, em proporções quase iguais e, as lamas compostas predominantemente por partículas finas, do tamanho de argilas (MORGENSTERN *ET AL*, 2016). Durante o processo de disposição, os rejeitos arenosos deveriam compor a praia de rejeitos, conforme procedimento padrão de alteamento de barragens à montante.

Na presente pesquisa serão avaliados resultados de ensaios SCPTu e ensaios triaxiais, com leituras de  $v_s$  através *bender elements*, realizados no rejeito arenoso de ferro. Todos os dados referentes aos ensaios aqui avaliados podem ser consultados no relatório de Morgenstern *et al* (2016).

### 3.1.5 Rejeito de mineração de cobre

Neste trabalho serão analisados resultados de ensaios SCPTu e caracterização básica realizados num depósito de rejeito de cobre, localizado em território brasileiro. Estes dados foram obtidos diretamente com a indústria e, por solicitação, maiores informações sobre o depósito serão mantidas em sigilo.

## 3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório realizados na presente pesquisa contemplam ensaios de caracterização básica, ensaios triaxiais, leituras de velocidade de ondas cisalhantes e ensaio oedométrico, todos

realizados em amostras de rejeitos de mineração. A Tabela 3.1 apresenta o programa experimental de laboratório, citando o tipo de rejeito avaliado em cada um dos ensaios.

Tabela 3.1 - Programa experimental de laboratório

	<b>Ensaio</b>	<b>Rejeito</b>	<b>Amostra</b>	<b>Realizado</b>
<b>Caracterização básica</b>	Análise granulométrica por peneiramento	Ouro, bauxita e zinco	Deformada	3
	Análise granulométrica por sedimentação			
	Análise granulométrica a laser			
	Limites de Atterberg			
	Massa específica real dos grãos			
<b>Ensaio triaxiais CIU</b>	Variação de densidade	Ouro	Reconstituída	12
	Influência da reconstituição da amostra	Bauxita	Indeformada e Reconstituída	8
	Leituras de <i>bender elements</i>	Bauxita	Indeformada e Reconstituída	6
<b>Ensaio oedométrico</b>	Influência da reconstituição da amostra	Bauxita	Indeformada e Reconstituída	2
	Ensaio de <i>bender elements</i> em bancada	Bauxita	Indeformada e Reconstituída	2

### 3.2.1 Ensaio de caracterização básica

Os ensaios de caracterização básica foram realizados em três rejeitos distintos (ouro, bauxita e zinco), conforme apresentado pela Tabela 3.1. O rejeito de bauxita utilizado nesta etapa corresponde ao rejeito de bauxita “A”, citado no item 3.1. Esta escolha deve-se ao fato da existência de amostras indeformadas deste rejeito, que foram utilizadas nos ensaios triaxiais e oedométrico.

A caracterização iniciou-se pela preparação das amostras de rejeito, de acordo com a norma NBR 6457 (2016). Na sequência foram realizados ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação), limites de Atterberg (limite de liquidez e de plasticidade) e densidade real dos grãos, seguindo-se as prerrogativas de suas respectivas normas, NBR 7181 (2017), NBR 6459 (2017) e NBR 7180 (2016), NBR 6458 (2017). Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnia Ambiental (LEGG) da UFRGS.

Além dos ensaios anteriormente citados, realizou-se o ensaio de sedimentação sem a adição de defloculante. Para tanto, as amostras preparadas de acordo com a NBR 6457 (2016), foram deixadas em imersão em água destilada, por mesmo período de tempo que as amostras imersas na solução de hexametáfosfato de sódio. A sequência de ensaio foi idêntica a definida pela NBR 7181 (2017), entretanto, com a solução composta apenas pelo rejeito e água destilada. Para a correta análise e comparação dos resultados de densidade da solução, com e sem o uso de defloculante, utilizou-se o mesmo densímetro em ambos os ensaios, sendo que o mesmo foi devidamente calibrado em ambas as soluções.

Os ensaios de granulometria a laser foram realizados junto ao Laboratório de Cerâmica (LACER) da UFRGS e, neste procedimento foi feita a avaliação de amostras de rejeito secas (pó), não sendo utilizado nenhum tipo de defloculante. O equipamento utilizado para o ensaio foi a CILAS *Particle Size Analyser*, modelo 1180 *Liquid*, que permite a análise do tamanho de partículas entre 0.04 a 2500 $\mu$ m.

### 3.2.2 Ensaio triaxiais

Os ensaios triaxiais foram realizados junto ao Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnia Ambiental (LEGG) da UFRGS. O equipamento utilizado é da marca Geonor (Figura 3.10) que apresenta controle de deslocamento e permite o monitoramento das poropressões e pressões confinantes, atuantes no corpo de prova. Este controle é realizado através de dois transdutores de pressão instalados na base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa e 700 kPa de pressão confinante e contrapressão, respectivamente, e resolução de 0.1 kPa.

A carga axial aplicada ao corpo de prova foi medida através de uma célula de carga externa à câmara, cuja capacidade é de 10 kN, com resolução de 0,005 kN. As deformações axiais sofridas pelo corpo de prova durante o ensaio foram determinadas através de dois sistemas independentes. As deformações iniciais foram captadas através de um sistema de medição interno, composto por três sensores de efeito hall, sendo dois posicionados de tal forma a controlar as deformações verticais e um posicionado de forma a controlar as deformações radiais do corpo de prova. Estes sensores apresentavam resolução de 0,001 mm. O segundo sistema de controle de deformações é externo à câmara, composto por um transdutor de deslocamento linear, com resolução menor do que 10  $\mu$ m. Este sistema geralmente ganha

importância a partir do momento em que as deformações do corpo de prova ultrapassam o curso dos sensores de efeito hall.



Figura 3.10 - Equipamento triaxial Geonor (LEGG)

O procedimento de ensaio seguiu as etapas descritas pela norma BS 1377 (1990). Entretanto, previamente à etapa de saturação por percolação de água pelo interior do corpo de prova, realizou-se a passagem de dióxido de carbono pelo corpo de prova, durante um período de 30 minutos (BRIGNOLI *ET AL*, 1996). Este procedimento teve como objetivo substituir o ar presente no solo por dióxido de carbono, que é mais solúvel em água, facilitando o processo de saturação. Após este procedimento seguiu-se com a saturação por percolação durante 24 horas, sob uma condição de tensões efetivas atuantes de 20 kPa.

Decorrido o tempo da saturação por percolação, iniciava-se o processo de saturação por contrapressão. Nesta etapa, aplicaram-se valores de contrapressão de modo a se atingir os maiores valores do parâmetro B possíveis. A contrapressão máxima aplicada foi de 500 kPa, em incrementos de 50 kPa, igualmente acrescidos à tensão confinante do corpo de prova. Finalizada a etapa de saturação realizava-se a consolidação do corpo de prova sob o nível de tensões desejada e efetuava-se o cisalhamento não drenado do corpo de prova. O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado sob uma velocidade de 0.1 mm/min e foram executados em corpos de prova submetidos a tensões confinantes de 25, 50, 100 e 200 kPa.

Os ensaios triaxiais foram realizados em amostras reconstituídas e indeformadas com propósitos de avaliar os efeitos provocados pelo estado inicial do material na resistência ao

cisalhamento e a influência da reconstituição de amostras de rejeito nos resultados do ensaio. Nos itens a seguir apresenta-se a metodologia de moldagem dos corpos de prova e execução de ensaios em cada uma das situações avaliadas.

### 3.2.2.1 Análise de variação do índice de vazios inicial

Os ensaios triaxiais realizados nesta etapa tiveram por objetivo ensaiar corpos de prova de rejeito, sob índices de vazios inferiores àqueles observados em campo. Através destes resultados buscou-se avaliar o efeito do estado inicial do material em propriedades de comportamento.

Nestes ensaios utilizaram-se corpos de prova reconstituídos de rejeito de mineração de ouro. A escolha por este rejeito deve-se ao fato de existir um extenso estudo de caracterização de propriedades do material em condição natural (BEDIN, 2010), permitindo o comparativo e análise de resultados obtidos com a redução do índice de vazios inicial. Os corpos de prova ensaiados foram moldados com o auxílio de um molde bipartido, com dimensões de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O procedimento de compactação seguiu a metodologia proposta por Lade (1978), através da qual o índice de vazios inicial do corpo de prova foi obtido a partir do peso de material que compunha uma camada de altura definida.

O rejeito utilizado na moldagem dos corpos de prova foi devidamente preparado, deixando-o com uma umidade em torno de 10%, a fim de facilitar o processo de compactação. Por meio de uma planilha de cálculo, definiu-se a quantidade de material necessário para moldagem dos corpos de prova, de acordo com o índice de vazios desejado. O processo de moldagem de cada corpo de prova foi realizado em 5 camadas, buscando-se uma maior homogeneidade.

Para o processo de moldagem dos corpos de prova, inicialmente, demarcava-se as alturas das camadas na parte interior da membrana de látex, utilizada no ensaio. Posteriormente, esta membrana era cuidadosamente inserida no molde metálico e aplicava-se uma pressão de vácuo, promovendo-se a total aderência da membrana ao molde. Colocava-se, então, a quantidade de material referente à primeira camada, realizando-se a compactação manual até que a altura desejada fosse atingida. Em seguida, efetuava-se a escarificação desta camada, inserindo-se o material referente à segunda camada, que era devidamente compactado. Este procedimento foi repetido até que altura final do corpo de prova fosse atingida. Assim que o processo de moldagem era finalizado, o vácuo era desligado e o corpo de prova era conduzido

cuidadosamente até a prensa triaxial. Para se garantir a integridade do corpo de prova, o molde metálico só era retirado após a inserção do mesmo na prensa triaxial e aplicação de sucção ( $\sim 5\text{kPa}$ ). A Figura 3.11 ilustra alguns passos adotados durante este procedimento.



Figura 3.11 - Procedimentos de moldagem do corpo de prova para os ensaios triaxiais

Como o índice de vazios médio do rejeito de mineração de ouro no interior dos depósitos é igual a 1.2, conforme descrito por Bedin (2010), nesta pesquisa foram ensaiados corpos de prova com três índices de vazios inferiores a este: 1.1, 1.0 e 0.9. A Tabela 3.2 apresenta as dimensões, teor de umidade ( $w_i$ ) e índice de vazios ( $e_i$ ) iniciais e o parâmetro B ( $\Delta u/\Delta \sigma$ ) de Skempton, obtido para cada um dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 3.2: Propriedades dos corpos de prova em ensaios de variação de densidade no rejeito de ouro

$e_i$ (meta)	$\sigma_3$ (kPa)	D (mm)	H (mm)	$w_i$ (%)	$e_i$ (atingido)	B ( $\Delta u/\Delta \sigma$ )
1.1	25	5.05	10.01	9.95	1.100	0.92
	50	5.03	10.03	10.05	1.102	0.95
	100	5.05	10.00	9.98	1.101	0.91
	200	5.05	10.01	10.07	1.099	0.98
1.0	25	5.02	10.05	10.02	0.999	0.94
	50	5.00	10.01	10.00	1.001	0.95
	100	5.03	10.01	9.95	1.000	0.93
	200	5.00	10.00	10.10	1.002	0.96
0.9	25	5.03	10.02	9.95	0.901	0.90
	50	5.01	10.03	9.98	0.901	0.94
	100	5.03	10.00	9.95	0.902	0.92
	200	5.04	10.02	10.01	0.900	0.97

### 3.2.2.2 Análise de efeitos da reconstituição de amostras

Para a avaliação de efeitos de reconstituição de amostras de rejeitos de mineração, foram realizados ensaios triaxiais, em corpos de prova indeformados e reconstituídos com as mesmas propriedades físicas. Para estes ensaios foram utilizadas amostras de rejeito de bauxita coletadas com o auxílio de um amostrador *Shelby*, no reservatório aqui denominado de bauxita “A”.

Os corpos de prova indeformados foram obtidos por meio de extração do material do tubo *Shelby* e, cuidadosa delimitação da seção do mesmo para as dimensões aproximadas de ensaio, de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A Figura 3.12 apresenta as etapas de preparação do corpo de prova indeformado.

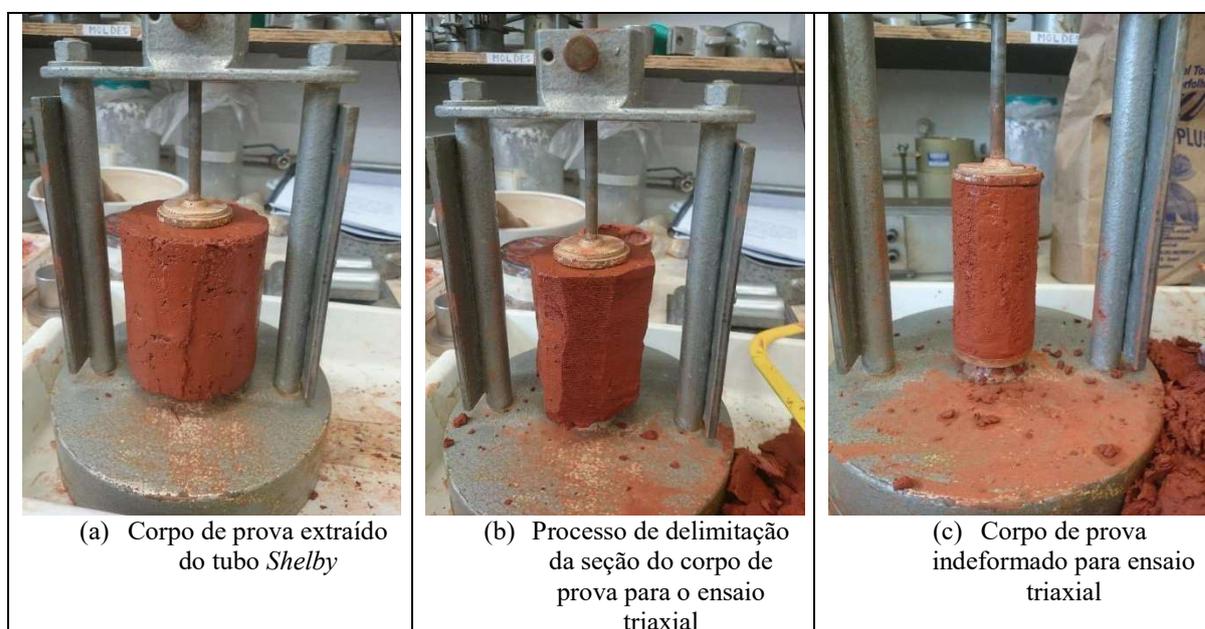


Figura 3.12: Processo de preparação do corpo de prova indeformado para ensaios triaxiais

Após o procedimento apresentado pela Figura 3.12, envolvia-se o corpo de prova com membrana de látex. Para esta etapa utilizou-se um tubo de PVC com diâmetro interno levemente superior ao corpo de prova. Conforme demonstra a Figura 3.13, a membrana era posicionada no interior deste tubo, que apresentava um orifício, através do qual era aplicado vácuo, permitindo a total aderência da membrana ao tubo. Assim, posicionando-se o tubo sobre o corpo de prova, envolvia-se o corpo de prova com a membrana. Este conjunto era cuidadosamente posicionado sobre a prensa triaxial e o tubo de PVC somente era retirado após a aplicação de sucção ( $\sim 5\text{kPa}$ ).



Figura 3.13 - Tubo de PVC auxiliar para preparação do corpo de prova indeformado para ensaios triaxiais

A partir das propriedades físicas dos corpos de prova indeformados, obtiveram-se os dados necessários para moldagem dos corpos de prova reconstituídos. O procedimento de moldagem seguiu a metodologia proposta por Lade (1978), sendo adotados os mesmos passos descritos no item 3.2.2.1, para moldagem dos corpos de prova de rejeito de mineração de ouro, para avaliação dos efeitos de variação de densidade. O material utilizado na moldagem dos corpos de prova reconstituídos de rejeito de mineração de bauxita, também foi tomado com umidade de 10%, a fim de facilitar o processo de compactação.

A Tabela 3.3 apresenta as dimensões, peso específico aparente seco e o parâmetro B dos corpos de prova indeformados e reconstituídos avaliados.

Tabela 3.3: Propriedades dos corpos de prova indeformados e reconstituídos do rejeito de mineração de bauxita para ensaios triaxiais

Corpo de prova	$\sigma_3$ (kPa)	D (mm)	H (mm)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	B ( $\Delta u/\Delta \sigma$ )
Indeformado	25	5.01	10.00	1.334	0.98
	50	5.00	10.01	1.331	0.97
	100	5.03	10.02	1.310	0.96
	200	5.00	10.05	1.340	0.97
Reconstituído	25	5.00	10.01	1.333	0.95
	50	5.01	10.00	1.330	0.96
	100	5.00	10.00	1.314	0.96
	200	5.04	10.05	1.342	0.94

### 3.2.3 Determinação da velocidade da onda cisalhante

A determinação da velocidade da onda cisalhante foi realizada em corpos de prova indeformado e reconstituído do rejeito de mineração de bauxita “A”. Este ensaio foi realizado no equipamento triaxial Bishop-Wesley do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnia Ambiental (LEGG) da UFRGS, o qual possui acoplado um sistema composto por *bender elements*, que permite a determinação da velocidade de ondas cisalhantes, conforme apresentado pela Figura 3.14.



Figura 3.14 - *Bender Elements* no triaxial Bishop-Wesley do LEGG/UFRGS (Bortolotto, 2017)

Na prensa triaxial Bishop-Wesley a tensão-desvio é aplicada pela parte inferior da câmara, por meio de um cilindro hidráulico, que é acionado por um motor de passo. O controle das pressões confinante e contrapressão é realizado através de válvulas servo-controladas. O equipamento pode ser visualizado na Figura 3.15 e foi desenvolvido durante a pesquisa de Dalla Rosa (2009), na qual podem ser encontradas informações detalhadas sobre o mesmo.

Já o sistema composto por *bender elements* foi implantado ao equipamento triaxial Bishop-Wesley durante a pesquisa de Bortolotto (2017), na qual podem ser obtidas todas as informações referentes ao desenvolvimento do mesmo. Através dos *bender elements* é possível realizar o envio e recebimento de ondas cisalhantes através do material e determinar o tempo necessário para isto. Os *bender elements* são fabricados em piezocerâmica, sendo instalados um

no topo e um na parte inferior do corpo de prova. A onda é emitida pelo elemento superior e recebida pelo elemento inferior, sendo que, definidos a distância entre os *bender elements* e o tempo necessário para passagem da onda pelo corpo de prova, determina-se a velocidade da onda cisalhante que passa pelo material.

O sistema completo de *bender elements* é composto por um gerador de função, um amplificador de sinal e um osciloscópio. Através do gerador de função é possível determinar a forma, modo de envio, frequência e amplitude do sinal enviado. Este sinal promove uma pequena oscilação do *bender* superior inserido no solo, gerando ondas, que se propagam perpendicularmente ao movimento do *bender*. Estas ondas permeiam o solo até atingir o *bender* posicionado na parte inferior do corpo de prova, fazendo-o oscilar também. A partir deste movimento mecânico é produzido um sinal elétrico, que é amplificado em 500 vezes, para ser observado na tela do osciloscópio. No osciloscópio o sinal pode ser gravado numa mídia externa e transferido ao computador para posterior análise. Os dados são processados com o auxílio de um programa desenvolvido no software Matlab® (BORTOLOTTI, 2017). A Figura 3.15 apresenta o sistema de *bender elements* junto à câmara triaxial Bishop-Wesley da UFRGS.

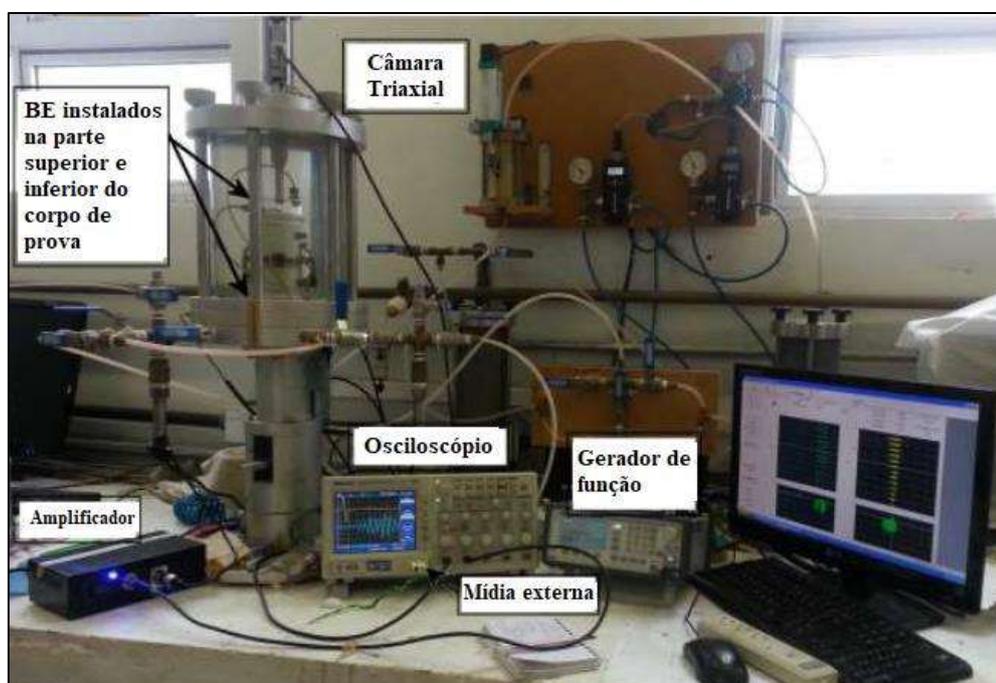


Figura 3.15 - Sistema de *bender elements* acoplado à câmara triaxial Bishop-Wesley da UFRGS (adaptado de Bortolotto, 2017)

Para os ensaios referentes à presente pesquisa, os corpos de prova indeformado e reconstituído foram preparados conforme procedimentos apresentados no item 3.2.2.2. Os corpos de prova foram, então, levados à prensa triaxial, realizando-se o devido posicionamento dos *bender elements* e instrumentação interna (axial e radial), composta por sensores de efeito *hall*. A câmara triaxial foi fechada e preenchida com água, realizando-se a saturação dos corpos de prova por percolação e contrapressão, posterior à passagem de dióxido de carbono, conforme descrito no item 3.2.1. A partir deste momento aplicou-se a tensão confinante de 25 kPa e aguardou-se pela consolidação do corpo de prova. Finalizada a etapa de consolidação, efetuou-se o envio do sinal para determinação da onda cisalhante. Como o cisalhamento dos corpos de prova já havia sido realizado no equipamento Geonor, não foi realizada a etapa de cisalhamento no equipamento Bishop-Wesley. Sendo assim, aumentou-se a tensão confinante para 50 kPa, aguardando-se pela consolidação para efetuar o novo envio do sinal para determinação da velocidade da onda cisalhante. Este mesmo procedimento foi realizado para a tensão confinante de 100 kPa e em ambos corpos de prova ensaiados.

O sinal de onda enviado foi através de pulsos sinoidais, com frequência variável entre 3 e 20 kHz. A partir do tratamento dos dados realizado por meio do software Matlab® foi possível a determinação do tempo requerido entre o envio do sinal e chegada do pico da onda no receptor, o qual permite a determinação da velocidade da onda cisalhante. A Figura 3.16 apresenta um exemplo de interpretação dos sinais com diferentes frequências enviados ao corpo de prova reconstituído e submetido à uma tensão confinante de 100 kPa.

Além das leituras de *bender elements* efetuadas no interior da câmara triaxial, com a aplicação de diferentes tensões confinantes, realizou-se também a determinação da velocidade da onda cisalhante através de ensaios de *bender elements* de bancada. Este sistema é composto por dois pedestais de nylon (inferior e superior) (Figura 3.17) que abrigam os *bender elements*, também desenvolvidos durante a pesquisa de Bortolotto (2017). Os demais elementos necessários (gerador de função, amplificador e osciloscópio) são os mesmos utilizados para o ensaio em câmara triaxial, descrito anteriormente.

Sabe-se que os resultados do ensaio de bancada são de difícil interpretação pelo fato de não ocorrer o controle das tensões no corpo de prova, como ocorre dentro da câmara triaxial, entretanto, a realização dos mesmos teve como objetivo principal a identificação de diferenças entre corpos de prova indeformado e reconstituído.

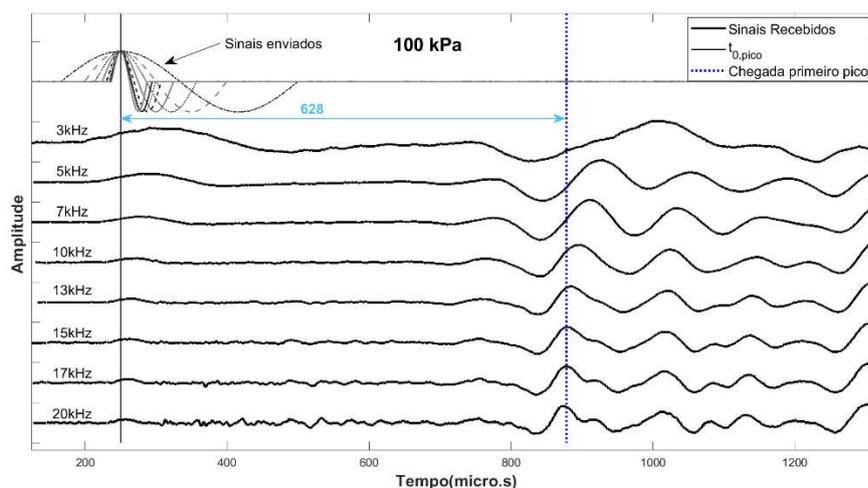


Figura 3.16: Exemplo de interpretação de resultados de *bender elements* em corpo de prova reconstituído e submetido à tensão confinante de 100 kPa



Figura 3.17 – *Bender elements* acoplados em pedestais de nylon para ensaios de bancada

Para a realização do ensaio de *bender elements* em bancada, o corpo de prova indeformado foi preparado conforme descrito no item 3.2.2.2. Já o corpo de prova reconstituído foi moldado com a mesma umidade do corpo de prova indeformado, uma vez que, o mesmo não passaria pelo processo de saturação, como no ensaio triaxial. O corpo de prova reconstituído foi cuidadosamente moldado de forma direta no interior do molde metálico, devidamente lubrificado, sem a presença da membrana de látex (ensaios triaxiais) e, desmoldado em seguida para realização do ensaio. A Figura 3.18 apresenta o esquema de realização do ensaio de *bender*

*elements* em bancada. Destaca-se que tanto neste ensaio, quanto no ensaio realizado em câmara triaxial, tomou-se o cuidado de manter sempre o alinhamento entre os *bender elements* superiores e inferiores.

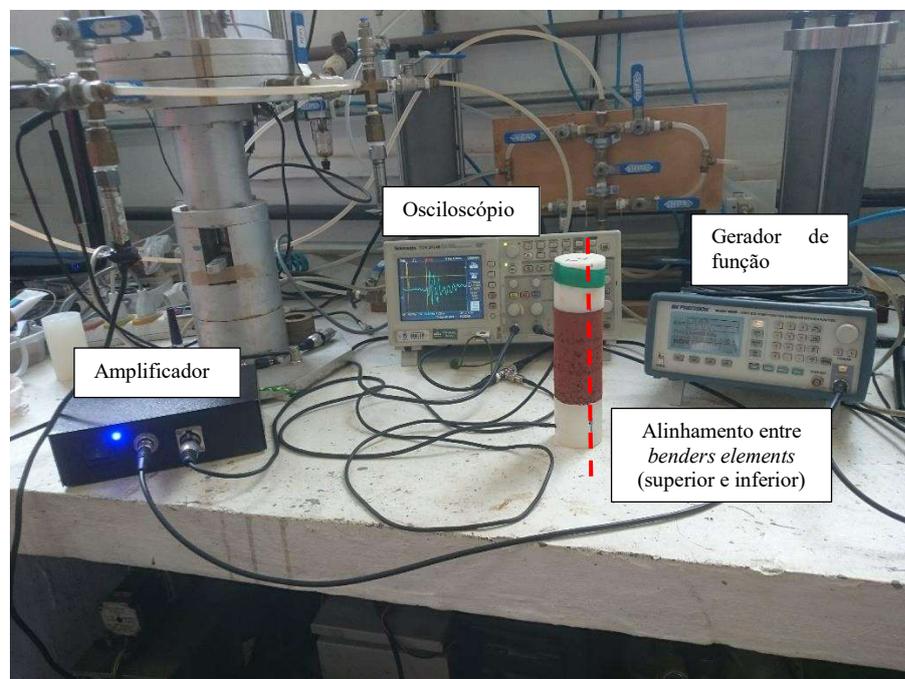


Figura 3.18 - Ensaio de *bender elements* de bancada

O procedimento de envio e registro de sinais, bem como, o tipo de sinal enviado, frequências avaliadas e, metodologia de tratamento de dados, foram os mesmos adotados para os ensaios em câmara triaxial, descritos anteriormente. A Tabela 3.4 apresenta as características dos corpos de prova ensaiados em câmara triaxial e bancada.

Tabela 3.4- Propriedades dos corpos de prova indeformados e reconstituídos do rejeito de mineração de bauxita para de *bender elements*

Tipo de ensaio	Corpo de prova	$\sigma_3$ (kPa)	D (mm)	H (mm)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	B ( $\Delta u/\Delta \sigma$ )
Câmara triaxial	Indeformado	25	5.04	10.02	1.331	0.95
		50	5.05	10.00	1.329	0.92
		100	5.01	10.04	1.333	0.96
	Reconstituído	25	5.03	10.00	1.332	0.94
		50	5.03	10.04	1.331	0.95
		100	5.02	10.03	1.329	0.94
Bancada	Indeformado	-	5.01	10.02	1.329	-
	Reconstituído	-	5.00	10.00	1.330	-

### 3.2.4 Ensaios oedométricos

Ensaios oedométricos foram realizados neste trabalho, também com o objetivo de identificar possíveis diferenças de comportamento entre corpos de prova indeformado e reconstituído. Para este ensaio foi utilizado o rejeito de mineração de bauxita “A”, o mesmo dos ensaios triaxiais e *bender elements*, apresentados anteriormente.

O corpo de prova indeformado foi talhado a partir do material extraído do tubo *Shelby*, diretamente no anel metálico do equipamento do ensaio oedométrico. Para este ensaio utilizou-se um anel com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Já para moldagem do corpo de prova reconstituído, com as mesmas características do material indeformado, procedeu-se a compactação do material, em camadas, num cilindro de dimensões de 10 cm de diâmetro e 15 cm de altura. Na sequência realizou-se a extração parcial do solo deste cilindro e, com o auxílio do anel metálico, do próprio ensaio, preparou-se o corpo de prova. A Figura 3.19-a apresenta o corpo de prova no interior do próprio anel metálico do ensaio e a Figura 3.19-b ilustra a prensa do ensaio oedométrico, com o ensaio em andamento.

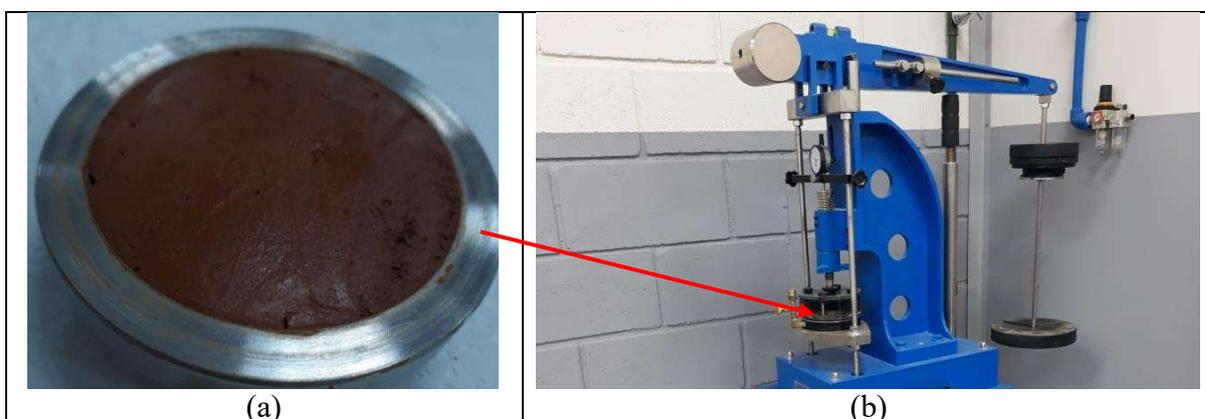


Figura 3.19 - Corpo de prova utilizado para o ensaio oedométrico (a) e ensaio e andamento (b)

Após a moldagem do corpo de prova, o mesmo foi inserido na célula de adensamento, entre duas pedras porosas e foi submergido por água, para garantia de saturação. Os procedimentos adotados no ensaio seguiram as prerrogativas da norma NBR 12007 (1990), sendo impostos os estágios de carregamento de 6.25, 12.5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1400 kPa, limitado pela capacidade do equipamento. As leituras de deformação foram feitas durante um período de 24 horas, para cada estágio de carga, com o auxílio de um relógio comparador, com precisão de 0.01 mm. Efetuadas as etapas de carregamento, realizou-se o descarregamento do corpo de

prova, em quatro estágios, realizando-se o monitoramento das alturas do mesmo durante todo o processo. Os dados assim obtidos foram tratados através de planilhas de cálculo.

Salienta-se que os corpos de prova indeformado e reconstituído ensaiados nesta etapa possuíam o mesmo índice de vazios inicial.

### 3.3 ENSAIOS DE CAMPO

Os resultados dos ensaios de campo, avaliados nesta pesquisa, são provenientes de ensaios de penetração de cone, com leituras de poropressões e velocidade de ondas cisalhantes (SCPTu). Neste item são apresentados os ensaios realizados nos depósitos de rejeitos de mineração descritos no item 3.1, embora, conforme já comentado, durante o desenvolvimento do estudo, alguns outros bancos de dados tenham sido consultados.

#### 3.3.1 Procedimentos de ensaio SCPTu

O ensaio de SCPTu consiste no ensaio padrão de cone, acrescido de leituras de velocidade de ondas cisalhantes ( $v_s$ ) pelo interior do solo. A determinação dos valores de  $v_s$  é independente dos registros efetuados durante a cravação do cone, sendo necessária a paralisação do ensaio de cone em profundidades pré-estabelecidas, para o registro das mesmas. Tal procedimento resulta num número menor de registros de leituras de  $v_s$  do que dos parâmetros obtido durante a cravação do cone ( $q_t$ ,  $u$  e  $f_s$ ).

Para o caso dos ensaios de cone, avaliados neste trabalho, todos foram executados em concordância com os procedimentos normativos da NBR 12069 (MB-34060 (ABNT, 1991) e/ ou ASTM D5778 (2000). Em cada um dos casos, uma ponteira com sensibilidade suficiente para determinação das propriedades dos rejeitos foi utilizada, sendo a sua cravação efetuada por meio de um sistema hidráulico, capaz de aplicar uma velocidade constante de cravação e, com dimensões e pesos adequados para permitir acesso aos pontos de ensaio, no interior dos reservatórios de rejeito.

A Figura 3.20-a apresenta o sistema de cravação adotado na campanha de ensaios no rejeito de mineração de ouro, no depósito Fazenda Brasileiro. Este sistema é composto por uma estrutura de reação na qual foi acoplado um sistema hidráulico. O sistema hidráulico permite o controle da velocidade de cravação do cone por meio de um controlador de vazão, instalado junto a

pistões, que são acionados por uma bomba hidráulica, acoplada à um motor à combustão. Este equipamento locomove-se por meio de esteiras e pesa em torno de 10 t. O peso próprio do equipamento fornece uma reação à cravação do cone, além do acréscimo de carga fornecido pela fixação do equipamento ao solo, através do sistema de hélices laterais de ancoragem (Figura 3.20-b).

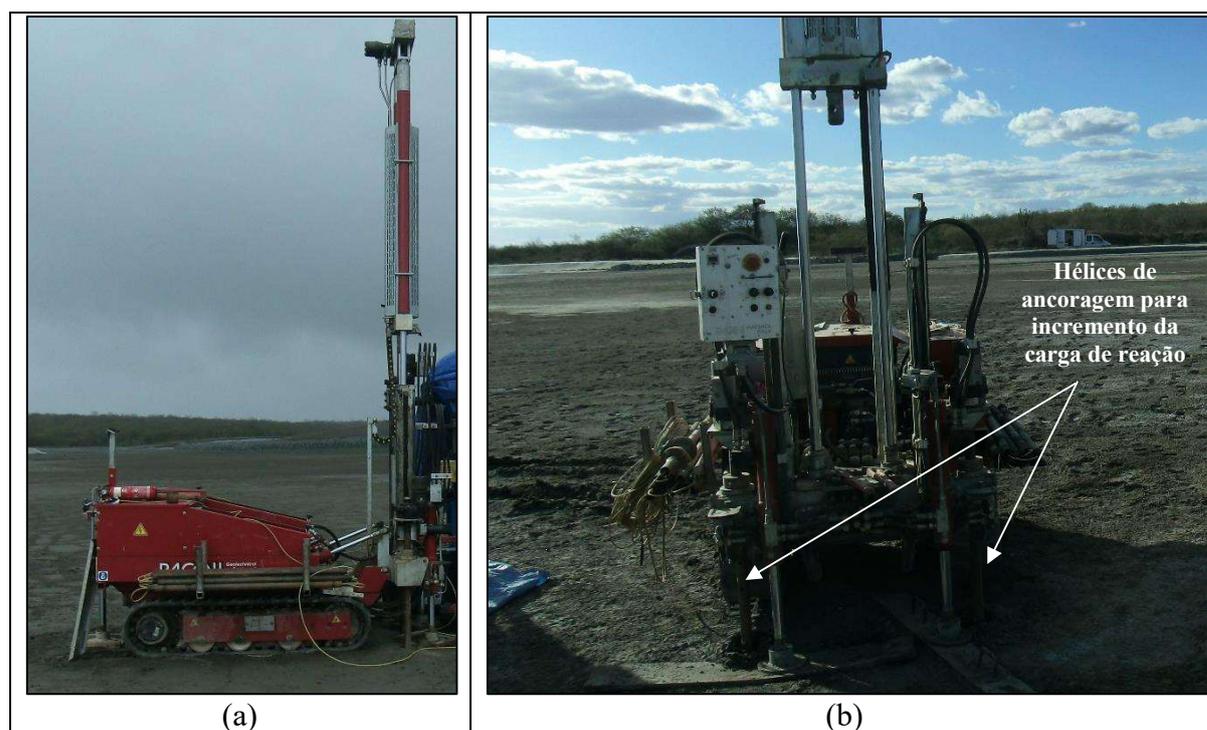


Figura 3.20 - Sistema de cravação utilizado nos ensaios CPTu nos rejeitos de mineração de ouro (a) e detalhe das hélices de ancoragem (b)

Todos os ensaios de cone utilizaram um piezocone padrão, com  $10 \text{ cm}^2$  de área de ponta e  $150 \text{ cm}^2$  de área lateral da luva de atrito, com uma pedra porosa na posição  $u_2$ , conforme indicado pela Figura 3.21. Em todos os locais avaliados foram realizados ensaios em velocidade padrão de cravação de  $2 \text{ cm/s}$ , exceto numa vertical de ensaio no rejeito de mineração de ouro, onde realizou-se a variação de velocidade ao longo da profundidade. Os resultados dos ensaios contemplam o registro da resistência de ponta ( $q_t$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e poropressões ( $u_2$ ).

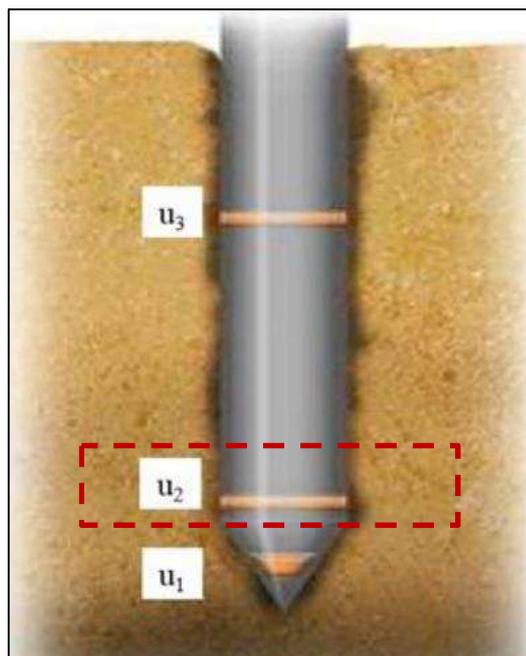


Figura 3.21 - Posição  $u_2$  do elemento poroso no piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Os ensaios sísmicos, por sua vez, são realizados com o auxílio de um módulo sísmico que pode conter um ou dois geofones. A existência de dois receptores permite que seja medido o tempo real de chegada da onda, além de ser necessária a geração de apenas uma onda. Quando existe apenas um receptor, faz-se necessário produzir duas ondas polarizadas entre si para cada profundidade e o tempo de chegada da onda ao sensor, neste caso, é chamado de pseudo-intervalo. A utilização de dois sensores no mesmo equipamento fornece praticidade e confiabilidade dos dados do ensaio.

O módulo sísmico pode ser inserido juntamente com o equipamento do cone e o ensaio realizado na mesma vertical ou, pode-se realizar a cravação do módulo sísmico numa vertical individual. Para a realização do ensaio é necessário ter uma fonte geradora de ondas cisalhantes instalada na superfície do maciço. Rotineiramente esta fonte é composta por uma viga de aço, devidamente acoplada ao chão, que é percutida por um martelo para geração das ondas. Uma unidade de controle permite o registro dos instantes de envio da onda e chegada ao receptor. Sendo assim, conhecendo-se a distância percorrida pela onda, é possível determinar o valor da velocidade com que a mesma percorreu o maciço em cada profundidade de ensaio. A Figura 3.22-a ilustra o esquema básico de um ensaio sísmico composto por dois geofones e o cálculo

utilizado na determinação de  $v_s$  e, por consequência, de  $G_\theta$ . Já a Figura 3.22-b demonstra a fonte geradora de ondas cisalhantes, utilizada nos ensaios SCPTu realizados no depósito de rejeitos de mineração de ouro.

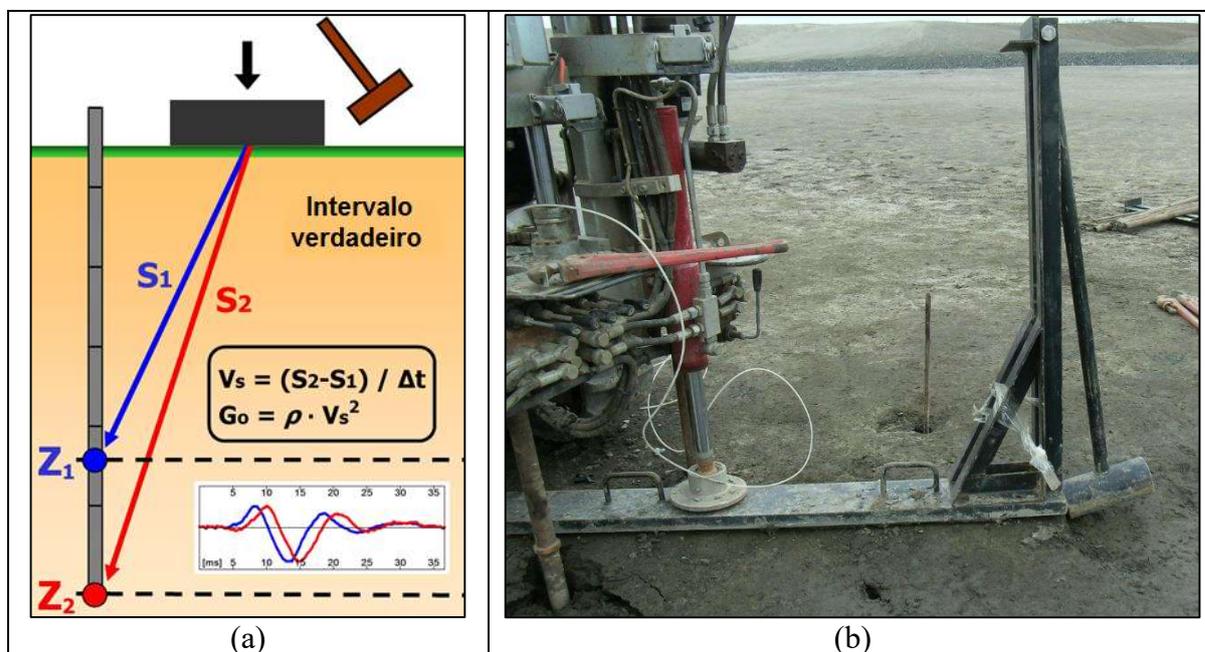


Figura 3.22 - Esquema básico de um ensaios sísmico com dois geofones ([www.marchetti-dmt.it](http://www.marchetti-dmt.it)) (a) e fonte geradora de ondas cisalhantes utilizada nos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de ouro (b)

### 3.3.2 Ensaios avaliados

Nos itens a seguir são apresentados os ensaios SCPTu executados em cada um dos depósitos de rejeito de mineração apresentados no item 3.1.

#### 3.3.2.1 Rejeito de mineração de ouro

Os resultados dos ensaios SCPTu referentes ao rejeito de mineração de ouro, da Mineração Fazenda Brasileiro, são provenientes de duas campanhas distintas, sendo uma realizada em 2012 e outra em 2015, junto ao Lago 2 do sistema de disposição de rejeitos, apresentado no item 3.1.1. A campanha de 2012 contempla 2 verticais de ensaios, identificadas como SCPTu 1 e SCPTu 2 na Figura 3.23. O ensaio SCPTu 1 atingiu a profundidade de 11.54 m e o SCPTu 2 atingiu 9.34 m de profundidade. A campanha de 2015, por sua vez, contempla a realização de uma vertical no ponto identificado como SCPTu 1 na Figura 3.24. Este ensaio foi realizado até a profundidade de 9 m.



Figura 3.23 - Localização dos pontos de sondagem na barragem de rejeitos de mineração de ouro, campanha de 2012

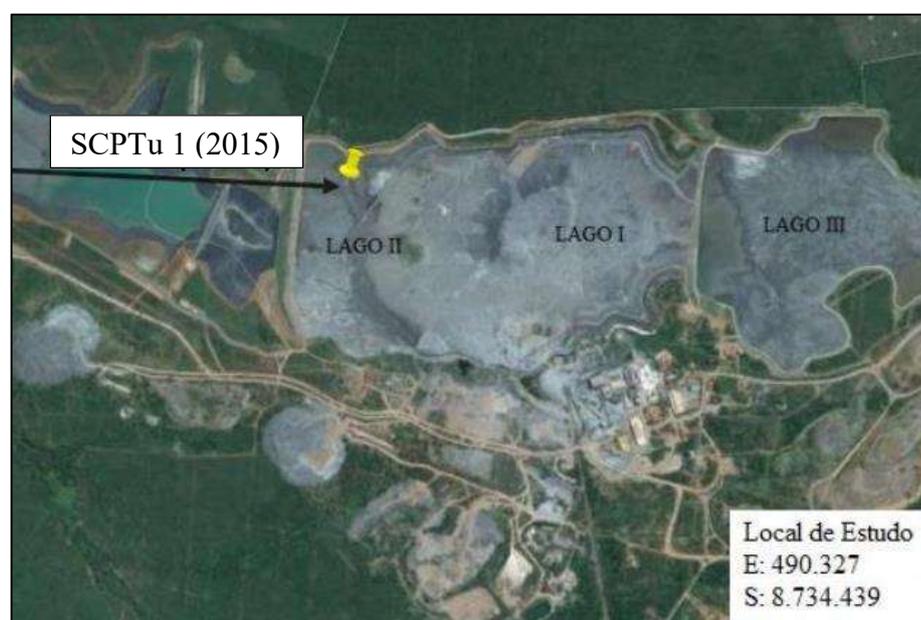


Figura 3.24 - Localização do ponto de sondagem na barragem de rejeitos de mineração de ouro, campanha de 2015

Além do ensaio à velocidade padrão, realizado na campanha de 2015, paralelamente à vertical de ensaio indicada na Figura 3.24, foi executada uma vertical de ensaio de cone em velocidade de cravação variável entre 1 e 7 mm/s. Esta vertical de ensaio atingiu 8 m de profundidade e teve por objetivo avaliar efeitos de condições de drenagem ao redor do cone, nas propriedades medidas durante o ensaio.

Os ensaios sísmicos foram realizados nestas mesmas verticais, interrompendo-se a cravação do cone em algumas profundidades para o registro dos valores de  $v_s$ . A Tabela 3.5 apresenta o quantitativo de registros sísmicos realizados em cada uma das verticais dos ensaios de cone, no rejeito de mineração de ouro. Observa-se que na campanha de 2012 foram efetuadas leituras de  $v_s$  junto aos pontos indicado na Figura 3.23 e numa vertical paralela a estes. Desta forma, a nomenclatura (a) e (b) foi utilizada em complemento ao nome do ensaio, para distinção entre os registros realizados em cada vertical de ensaio.

Tabela 3.5 – Número de registros sísmicos realizados no depósito de rejeito de mineração de ouro

Rejeito/ Local	Ensaio	Registros sísmicos realizados por vertical
<b>Rejeito de mineração de ouro/ Mineração Fazenda Brasileiro</b>	SCPTu 1a (2012)	39
	SCPTu 1b (2012)	39
	SCPTu 2a (2012)	31
	SCPTu 2b (2012)	35
	SCPTu 1 (2015)	17

### 3.3.2.2 Rejeito de mineração de bauxita

Os ensaios SCPTu no rejeito de mineração de bauxita contemplam campanhas realizadas em depósitos da fábrica da ALUMAR, ALCOA e depósito “A”.

Os ensaios realizados junto aos depósitos de rejeitos da fábrica da ALUMAR, foram executados na ARB4, conforme esquema apresentado no item 3.1.2.1, em novembro de 2012. Esta campanha é composta por 7 verticais de ensaios, cujas profundidade e locação em planta são apresentados pela Figura 3.25.

Na fábrica da ALCOA, a campanha contemplou a execução de sete verticais de ensaios na área de rejeitos de bauxita, ARB#7, conforme apresentado no item 3.1.2.2. A distribuição dos pontos

em planta, bem como a profundidade das verticais é apresentada na Figura 3.26. Destaca-se que em algumas verticais não foram efetuados registros da onda cisalhante e, por isso, para estes pontos é utilizada apenas a nomenclatura “CPTu” para descrição das verticais de ensaio.

A campanha de ensaios SCPTu, realizados no depósito de bauxita “A”, é composta por 14 verticais de ensaio, com profundidades variáveis entre 7 e 20 m. A planta de locação dos pontos destes ensaios não é apresentada por questões de sigilo.

Em cada um dos depósitos de bauxita foram realizadas leituras da velocidade da onda cisalhantes ( $v_s$ ) em profundidades pré-estabelecidas. A Tabela 3.6 apresenta o número de registros sísmicos realizados em cada uma das verticais de ensaio, para os depósitos da ALUMAR e da ALCOA. Já a Tabela 3.7 demonstra o número de registros sísmicos realizados no depósito de bauxita “A”, bem como, a profundidade de ensaio atingida pelos ensaios de cone.

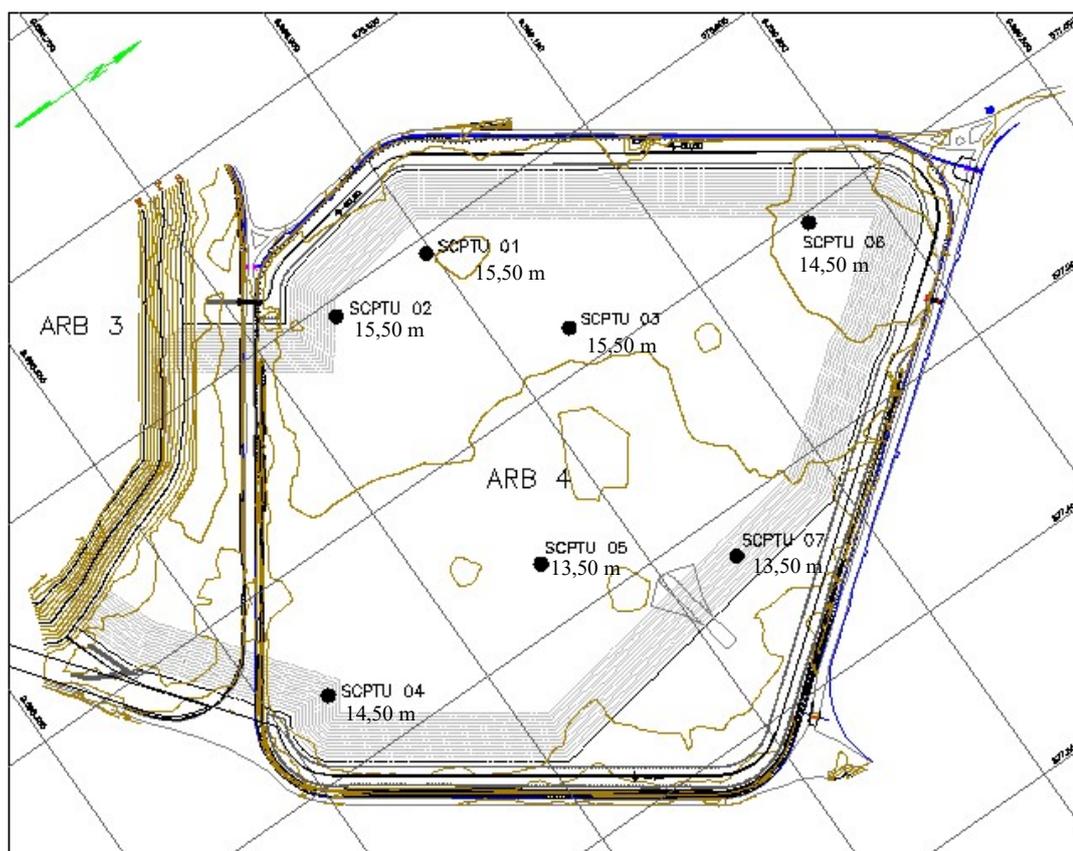


Figura 3.25 - Localização e profundidade dos ensaios SCPTu realizados nos depósitos de rejeito de bauxita da ALUMAR

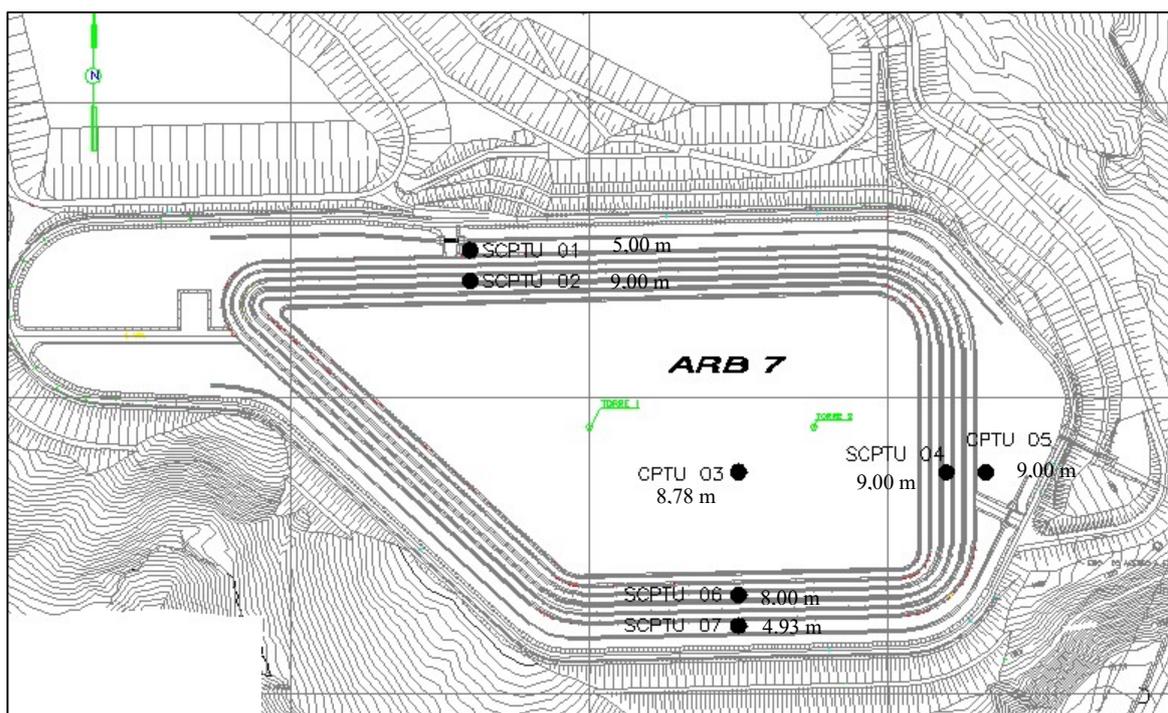


Figura 3.26 - Ensaio SCPTu realizados na ARB#7 do sistema de disposição de rejeitos de bauxita da fábrica da ALCOA

Tabela 3.6 – Número de registros sísmicos realizados nos depósitos de rejeito de mineração de bauxita

Rejeito/ Local	Ensaio	Registros sísmicos realizados por vertical
Rejeito de mineração de bauxita/ ALUMAR	SCPTu 1	7
	SCPTu 2	7
	SCPTu 3	7
	SCPTu 4	5
	SCPTu 5	5
	SCPTu 6	5
	SCPTu 7	5
Rejeito de mineração de bauxita/ ALCOA	SCPTu 1	4
	SCPTu 2	7
	SCPTu 4	5
	SCPTu 6	5
	SCPTu 7	2

Tabela 3.7 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de bauxita “A”

Rejeito/ Local	Ensaio	Profundidade do ensaio de cone (m)	Quantidade de ensaios sísmicos realizados
Rejeito de mineração de bauxita/ Depósito “A”	SCPTu 1	15	3
	SCPTu 2	20	5
	SCPTu 3	10	5
	SCPTu 4	7	3
	SCPTu 5	18	5
	SCPTu 6	12	4
	SCPTu 7	8	4
	SCPTu 8	9	4
	SCPTu 9	16	3
	SCPTu 10	15	5
	SCPTu 11	10	5
	SCPTu 12	15	3
	SCPTu 13	15	5
	SCPTu 14	7	3

### 3.3.2.3 Rejeito de mineração de zinco

Na Barragem dos Peixes, depósito de rejeitos de zinco, foram realizadas 3 verticais de ensaios SCPTu, em campanha realizada em 2010. A profundidade e disposição dos furos em planta são apresentados na Figura 3.27. Já a Tabela 3.8 apresenta o número de registros de ensaios sísmicos realizados em cada uma das verticais de ensaio.

Tabela 3.8 - Resumo de ensaios sísmicos realizados nos depósitos de rejeito de mineração de zinco

Rejeito/ Local	Ensaio	Registros sísmicos realizados por vertical
Rejeito de mineração de zinco/ Votorantim Metais	SCPTu 1	4
	SCPTu 2	5
	SCPTu 3	12

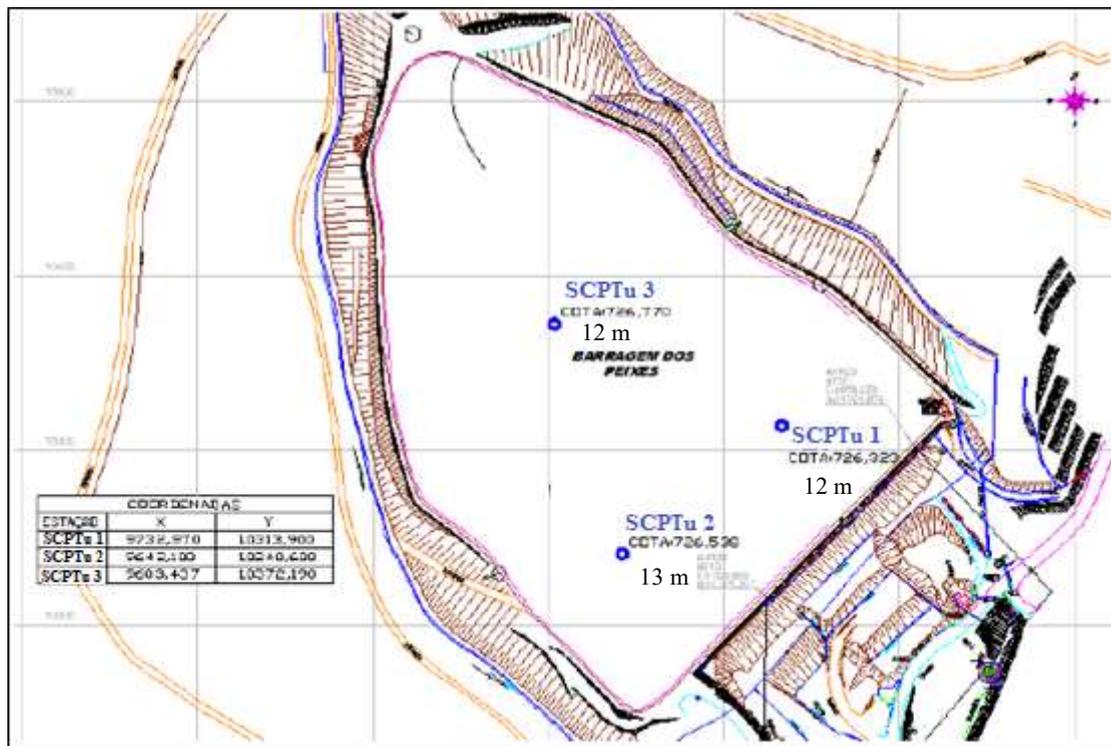


Figura 3.27 - Ensaios SCPTu realizados na Barragem dos Peixes, sistema de disposição de rejeitos de zinco da Votorantim

#### 3.3.2.4 Rejeito de mineração de ferro

Os ensaios SCPTu realizados no depósito de rejeitos de ferro de Fundão correspondem à campanha de ensaios realizada pela empresa Fugro, no período de setembro de 2014 a março de 2015, contemplando 5 furos de sondagem. Estes ensaios são apresentados no Apêndice C do relatório de Morgenstern *et al* (2016). A Figura 3.28 apresenta a distribuição dos cinco furos dentro do depósito avaliado.

O número de ensaios sísmicos realizados em cada uma das verticais, bem como, a profundidade atingida em cada um dos ensaios de cone, estão apresentados na Tabela 3.9.



Figura 3.28 - Ensaios SCPTu realizados no depósito de rejeitos de ferro de Fundão (adaptado de Morgenstern *et al*, 2016)

Tabela 3.9 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de rejeitos de ferro de Fundão

Rejeito/ Local	Ensaio	Profundidade do ensaio de cone (m)	Quantidade de ensaios sísmicos realizados
Rejeito de mineração de ferro/ Fundão	SCPTu 1	25	27
	SCPTu 2	22	24
	SCPTu 3	22	26
	SCPTu 4	27	27
	SCPTu 5	26	27

### 3.3.2.5 Rejeito de mineração de cobre

Na presente pesquisa foram avaliados três ensaios SCPTu realizados num depósito de rejeitos de mineração de cobre, cuja planta de locação dos pontos não será apresentada por questões de sigilo. A Tabela 3.10 apresenta a profundidade dos três ensaios avaliados e o número de registros sísmicos obtidos por vertical.

Tabela 3.10 - Número de registros sísmicos e profundidade dos ensaios SCPTu no depósito de rejeitos de cobre

<b>Rejeito</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Profundidade do ensaio de cone (m)</b>	<b>Quantidade de ensaios sísmicos realizados</b>
<b>Rejeito de mineração de cobre</b>	SCPTu 1	47	41
	SCPTu 2	35	35
	SCPTu 3	12	11

## 4 ANÁLISE DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados os resultados de ensaios de laboratório e análises realizadas com o intuito de compreender e avaliar adequadamente o comportamento de rejeitos de mineração. São apresentadas discussões relacionadas à caracterização básica e influência da densidade e reconstituição de amostras em ensaios triaxiais, além da avaliação da sensibilidade de parâmetros de rigidez e resistência, obtidos em laboratório, à diferentes propriedades dos geomateriais.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

Os ensaios de caracterização básica, realizados no presente trabalho, tiveram por objetivo principal, avaliar o emprego de metodologias padronizadas de ensaios em solos (normas brasileiras), aplicadas a rejeitos de mineração.

A primeira característica avaliada foi a definição da curva granulométrica de três tipos de rejeitos de mineração (ouro, bauxita e zinco) através de técnicas normatizadas pela NBR 7181/2017 com e sem o uso de defloculante. As curvas granulométricas assim obtidas foram comparadas a curvas granulométricas do material definidas a laser, em amostras de material seco (sem adição de agente dispersor).

A Figura 4.1 demonstra os resultados obtidos para o rejeito de mineração de ouro. Observa-se que a curva granulométrica definida com o uso de defloculante apresenta-se mais contínua e suave para diâmetros menores de partículas, quando comparada à curva definida sem o uso do defloculante. Percebe-se que o defloculante provocou a dispersão dos grãos de diâmetro do tamanho de siltes e argilas, sendo que, possivelmente, na curva granulométrica definida sem o uso de defloculante ocorreu a sedimentação de grumos do material.

Ao se comparar as curvas definidas através de granulometria por sedimentação com a curva granulométrica definida pela metodologia a laser, verifica-se que não ocorre coincidência entre

elas, embora a tendência de distribuição dos grãos demonstrada pela metodologia a laser assemelha-se à curva definida com o uso de defloculante. Verifica-se que a curva definida através de laser é mais contínua, uma vez que, o método analisa o pó seco do material, não havendo possíveis interferências do meio aquoso.

Salienta-se que o rejeito de mineração de ouro, ao contrário de rejeitos provenientes de minerais não-ferrosos (por exemplo, bauxita e zinco), passa pelo processo de cianetação durante o beneficiamento e, portanto, não apresenta sulfatos que possam reagir em meio aquoso (MELLO E ABRAHÃO, 1998). Desta forma, em função da similaridade observada entre as curvas granulométricas definidas por meio de sedimentação com defloculante e laser, entende-se não ter ocorrido nenhum tipo de reação química entre o defloculante e eventuais elementos químicos, provenientes do processo de beneficiamento, presentes na amostra. Observa-se que mesmo este sendo um material proveniente de um processo industrial, o uso do defloculante mostrou-se necessário para a correta caracterização da distribuição granulométrica do mesmo, dada a descontinuidade presente na curva sem o uso de defloculante.

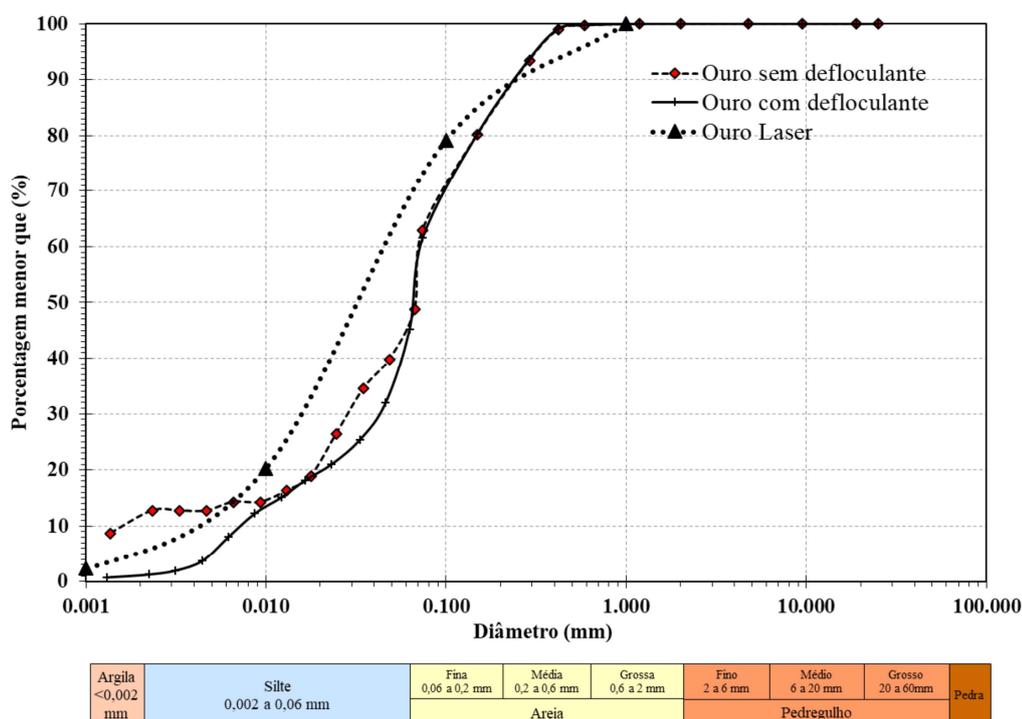


Figura 4.1 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de ouro

Já as Figuras 4.2 e 4.3 mostram as curvas granulométricas obtidas para rejeitos de minerais não-ferrosos de bauxita e zinco, respectivamente. De acordo com Abreu (2009), durante o processo de beneficiamento destes minerais, são adicionados sulfeto de sódio ( $\text{Na}_2\text{S}$ ) e óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) com o objetivo de precipitar metais remanescentes, como cádmio, chumbo e níquel. Conforme já relatado em estudos anteriores como Bedin (2006) e Bedin (2010), em rejeito de bauxita e, Hlenka (2012) em rejeitos de zinco, quando estes rejeitos passam pelo processo de secagem em estufa, previsto na norma de preparação de amostras para ensaios em solo, evidencia-se a cristalização do sulfeto de cálcio, dando um aspecto exterior de precipitação de sal branco, o qual reage com a água adicionada durante a realização dos ensaios padronizados.

Em análise às curvas granulométricas apresentadas pelas Figuras 4.2 e 4.3, verifica-se que a diferença entre metodologias é bem mais pronunciada que aquela observada nas curvas do rejeito de mineração de ouro. A curva obtida sem o defloculante apresenta descontinuidades e diferenças relevantes principalmente para partículas do tamanho de siltes e argilas. Outro aspecto interessante a ser observado é a diferença entre as curvas obtidas por sedimentação e a laser. Aparentemente os rejeitos de mineração de bauxita e zinco sofrem uma variação de comportamento quando em contato com a água utilizada no ensaio, possivelmente em função dos elementos químicos provenientes do processo de beneficiamento. Conforme apresentado no Capítulo 2 deste trabalho, a presença de sais, principalmente com presença de sódio e cálcio, provoca um aumento na densidade e viscosidade do fluido, aumentando as taxas de sedimentação.

De acordo com Bedin (2010), o rejeito de bauxita mais grosseiro (areia vermelha) possui cerca de 21.43% de sódio em sua composição e o rejeito mais fino (lama vermelha), cerca de 14.33%, esta mesma autora apresenta a composição do rejeito de ouro, na qual não se observa a presença de sódio e apenas 0.80% de cálcio na sua composição. Hlenka (2012), por sua vez, apresenta a composição do rejeito de mineração de zinco, na qual não se verifica a presença de sódio, entretanto é detectada uma proporção de 24.75% de cálcio na composição deste rejeito. Estes valores altos de sódio e cálcio na composição dos rejeitos de bauxita e zinco, respectivamente, podem contribuir para as diferenças observadas nas curvas granulométricas destes materiais.

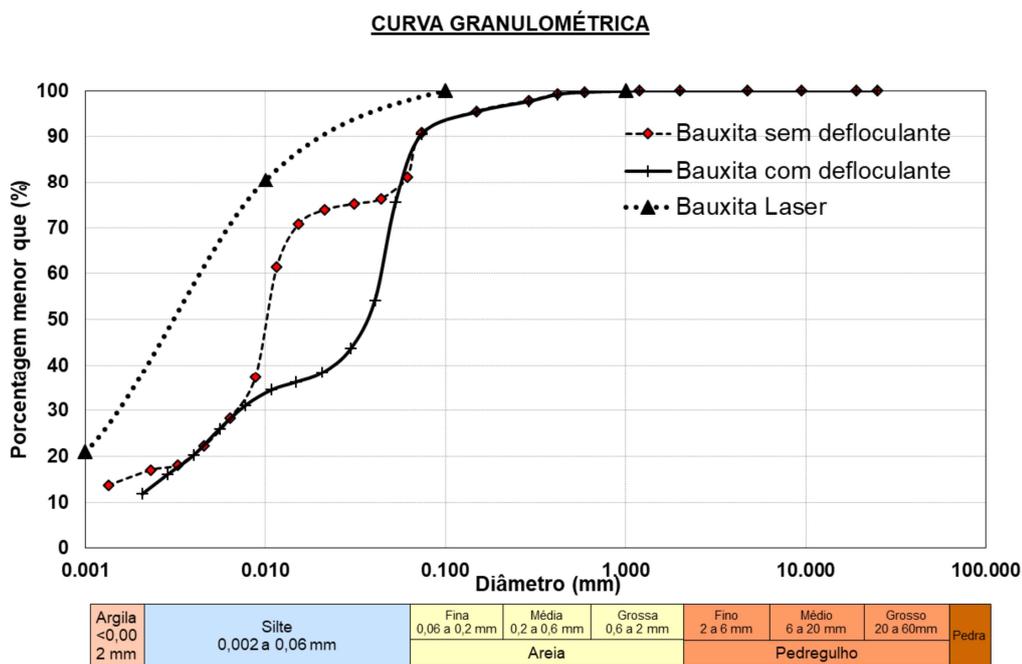


Figura 4.2 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de bauxita

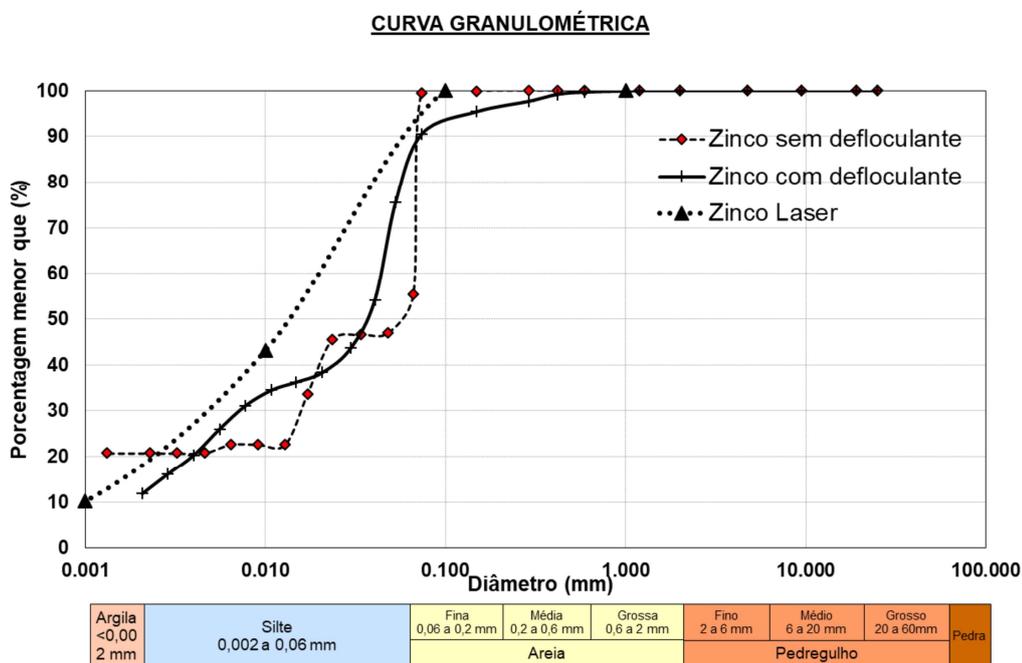


Figura 4.3 - Curvas granulométricas do rejeito de mineração de zinco

Além da influência observada nas curvas granulométricas, a presença de sulfeto de sódio e óxido de cálcio nos rejeitos de mineração de bauxita e zinco, também provocam interferência nos ensaios de determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP). Diferentemente do rejeito de mineração de ouro, que não apresenta plasticidade, os rejeitos de bauxita e zinco tem mudança de comportamento com a adição de água. Entretanto, os valores de limites de liquidez e plasticidade obtidos são bastante próximos, dificultando a realização do ensaio, uma vez que, a adição de uma pequena quantidade de água muda drasticamente as características do material. Os valores de LL e LP, juntamente com os valores de índice de plasticidade (IP), dos rejeitos de mineração de ouro, bauxita e zinco, são apresentados na Tabela 4.1.

A Tabela 4.1 apresenta, ainda, os valores de massa específica real dos grãos para os três rejeitos. Verifica-se que os rejeitos tendem a apresentar valores altos desta propriedade, em função da presença de elementos metálicos em sua constituição. Durante a realização destes últimos ensaios não foram observadas interferências nos procedimentos e resultados, relacionadas à composição química dos rejeitos analisados.

Tabela 4.1 - Índices físicos dos rejeitos de mineração de ouro, bauxita e zinco

Rejeito	LL	LP	IP	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
Ouro	-	-	NP	2.86
Bauxita	38	35	3	3.06
Zinco	62	59	3	3.25

## 4.2 EFEITOS DE ESTADO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Com o intuito de avaliar a influência do estado inicial de amostras reconstituídas de materiais siltosos não-plásticos na resistência ao cisalhamento, foram realizados ensaios triaxiais não-drenados em amostras de rejeito de mineração de ouro, moldadas com diferentes índices de vazios iniciais. Conforme apresentado no item 4.1 deste trabalho, o rejeito de mineração de ouro é constituído predominantemente por partículas do tamanho de siltes e não apresenta propriedades de plasticidade.

O estado do rejeito de mineração de ouro em campo foi convenientemente caracterizado pelo trabalho realizado por Bedin (2010). Neste trabalho, a autora definiu o índice de vazios do material nos reservatórios como sendo igual a 1.2 e observou, através de ensaios triaxiais não-drenados, monotônicos, realizados em amostras reconstituídas com este índice de vazios inicial, a ocorrência de liquefação. Além disso, a autora definiu a linha do estado crítico deste rejeito como sendo não-linear e determinou o parâmetro de estado do material ( $\psi$ ) como sendo positivo, para as tensões médias de campo. Esta condição indica um comportamento contrativo do rejeito durante o cisalhamento e, portanto, a tendência à ocorrência de fluxo por liquefação.

Com o intuito de verificar e comprovar a utilização de propriedades de estado na avaliação do comportamento de rejeitos de mineração, no presente trabalho foram realizados ensaios triaxiais não-drenados, monotônicos, em amostras reconstituídas com diferentes índices de vazios, inferiores aquele utilizado por Bedin (2010). Através da adoção de índice de vazios iniciais menores pretende-se avaliar a relação entre a mudança de estado e características de resistência ao cisalhamento do material.

As Figuras 4.4 a 4.10 demonstram os resultados dos ensaios para os diferentes índices de vazios ensaiados, juntamente com os resultados obtidos por Bedin (2010). Em todos os níveis de tensão avaliados, a redução do índice de vazios inicial dos corpos de prova provocou um aumento da resistência e redução da geração de poropressões. Para o caso específico da tensão inicial de 25 kPa, a redução do índice de vazios inicial para  $e=0.9$  mudou o comportamento do material de contrativo para dilatante, com geração de poropressões negativas. A combinação deste índice de vazios com o nível de tensões (condições de estado) posiciona este corpo de prova, abaixo da linha do estado crítico, definida por Bedin (2010). Nesta condição, conforme será discutido posteriormente, tem-se um valor negativo de  $\psi$ , o que corrobora com o comportamento observado através do ensaio.

A tensão confinante utilizada no ensaio de Bedin (2010) foi igual a 22 kPa (ver Figura 4.8), um pouco inferior a tensão confinante adotada na presente pesquisa. Desta forma, pode-se afirmar que o comportamento do corpo de prova com  $e=1.1$ , aparentemente, seria bastante similar ao ensaio no corpo de prova com  $e=1.2$ .

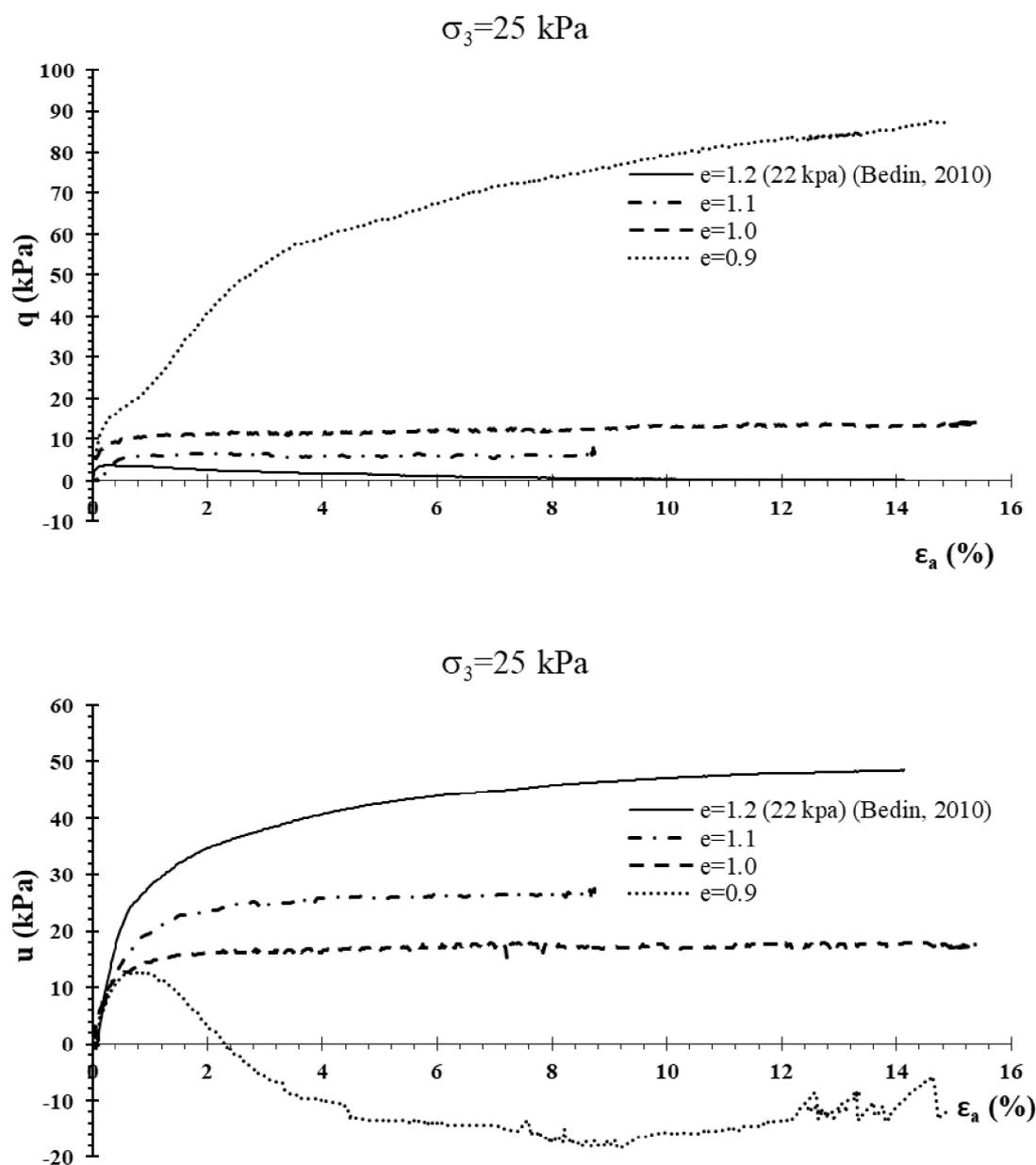


Figura 4.4 - Comportamento tensão e porpressões *versus* deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 25 kPa

Vale salientar que os resultados dos ensaios realizados por Bedin (2010), com  $e=1.2$  foram realizados em equipamento da Faculdade de Engenharia do Porto (FEUP), ou seja, distinto da presente pesquisa, que foi realizada junto à UFRGS. De acordo com trabalhos de Yamamuro e Lade (1993) e Yamamuro e Lade (1998), o método de carregamento e taxas de deformação podem afetar discretamente os resultados dos ensaios, desta forma, é possível que a diferença

de resultados observada, tenha sido levemente afetada por este motivo. Além disso, a taxa de saturação obtida nos ensaios (Tabela 3.2 do Capítulo 3) também ter influenciado os resultados dos ensaios, tornando os corpos de prova mais rígidos.

De um modo geral, conforme já relatado por Vick (1983), a alteração de densidade não afetou o valor do ângulo de atrito do material, não sendo observada variação superior a  $1^\circ$  em relação ao valor definido por Bedin (2010), para um índice de vazios inicial de 1.2.

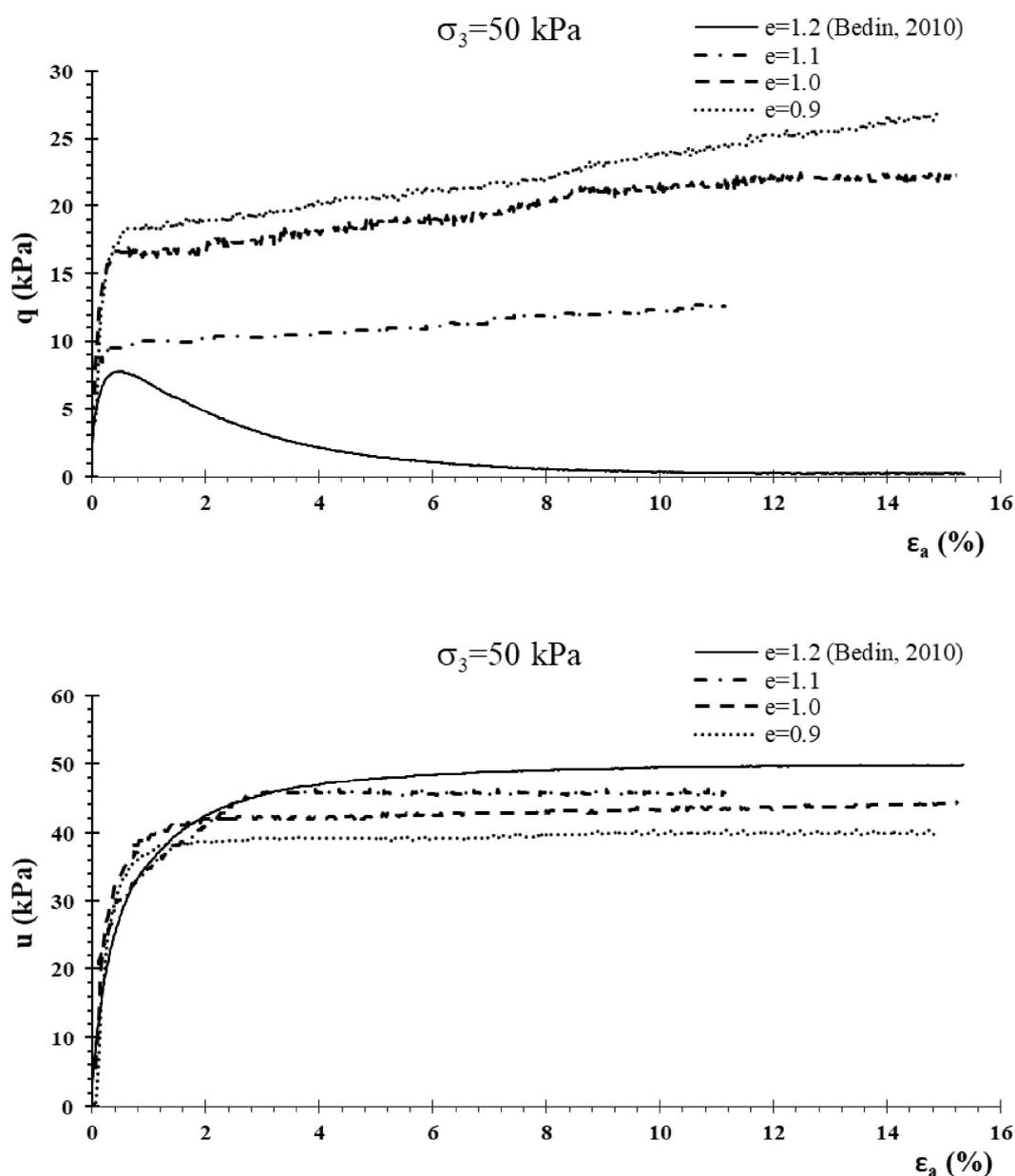


Figura 4.5 - Comportamento tensão e poropressões *versus* deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 50 kPa

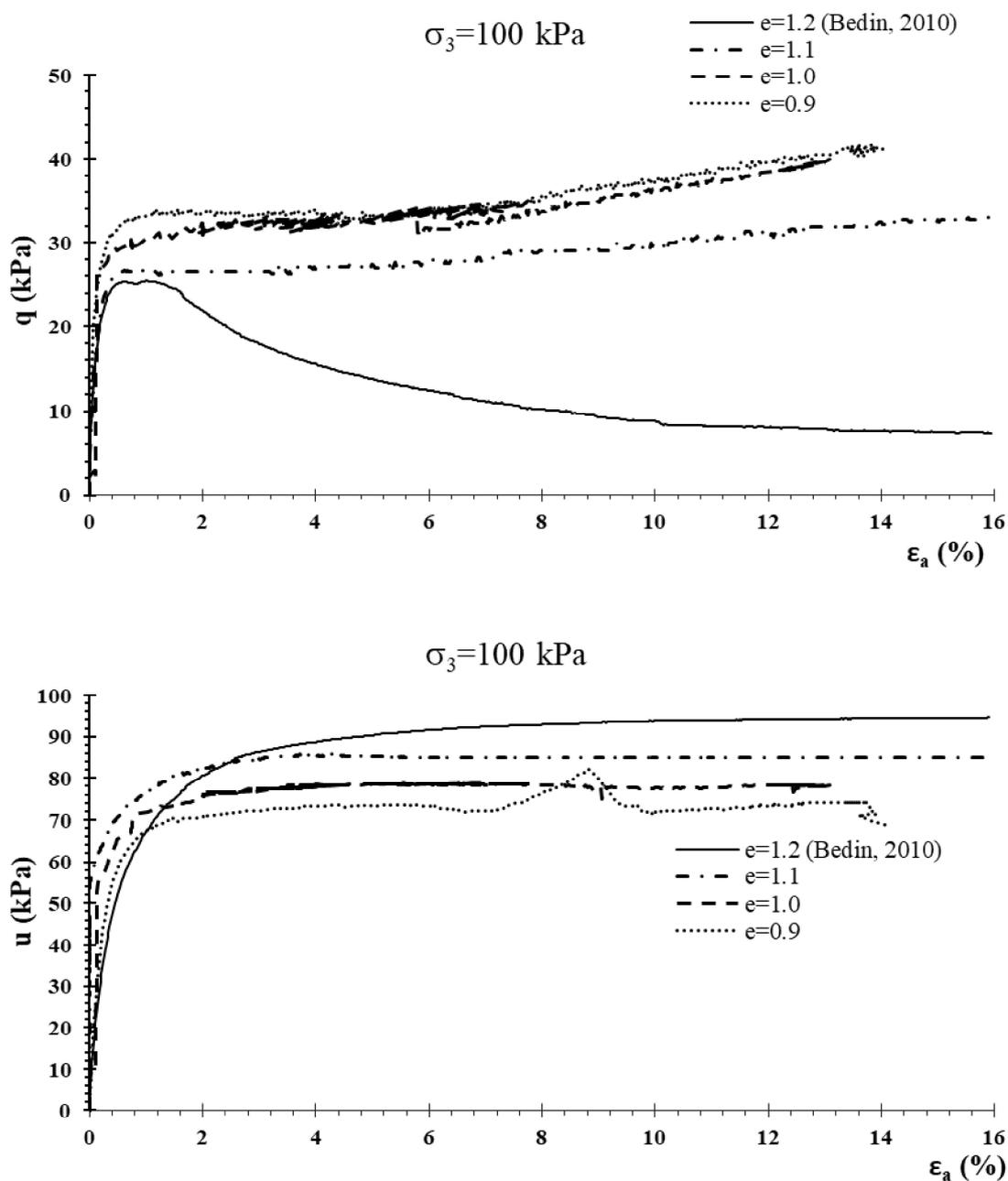


Figura 4.6 - Comportamento tensão e poropressões *versus* deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 100 kPa

Em relação à influência do índice de vazios inicial na ocorrência de liquefação estática, os resultados encontrados para o rejeito de mineração de ouro estão de acordo com os resultados encontrados por Yamamuro e Lade (1997) para areias fofas. A redução do índice de vazios inicial do material provoca um aumento da resistência do solo, reduzindo o potencial à ocorrência de liquefação estática, tornando o solo mais dilatante.

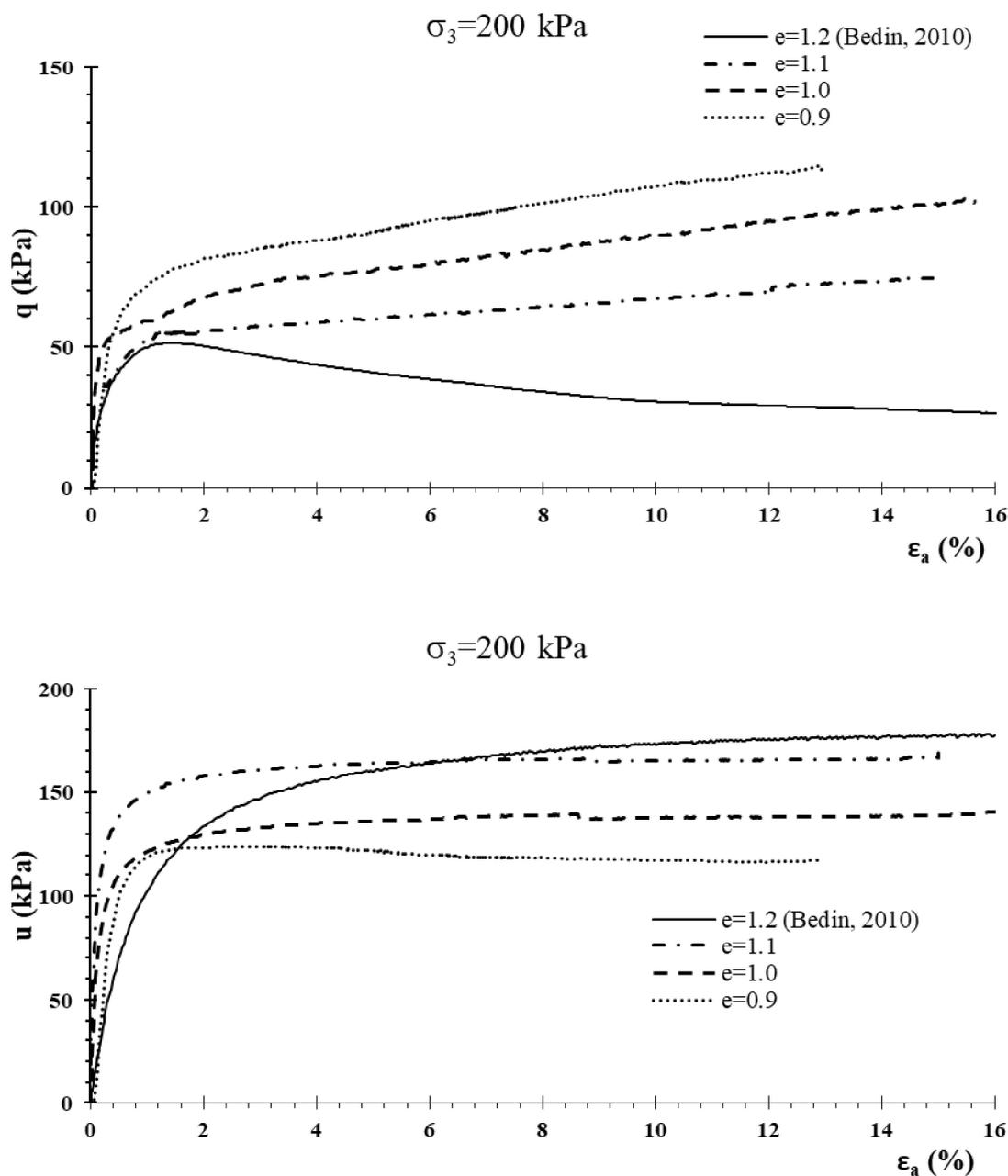


Figura 4.7 - Comportamento tensão e poropressões *versus* deformação para diferentes índices de vazios e tensão confinante de 200 kPa

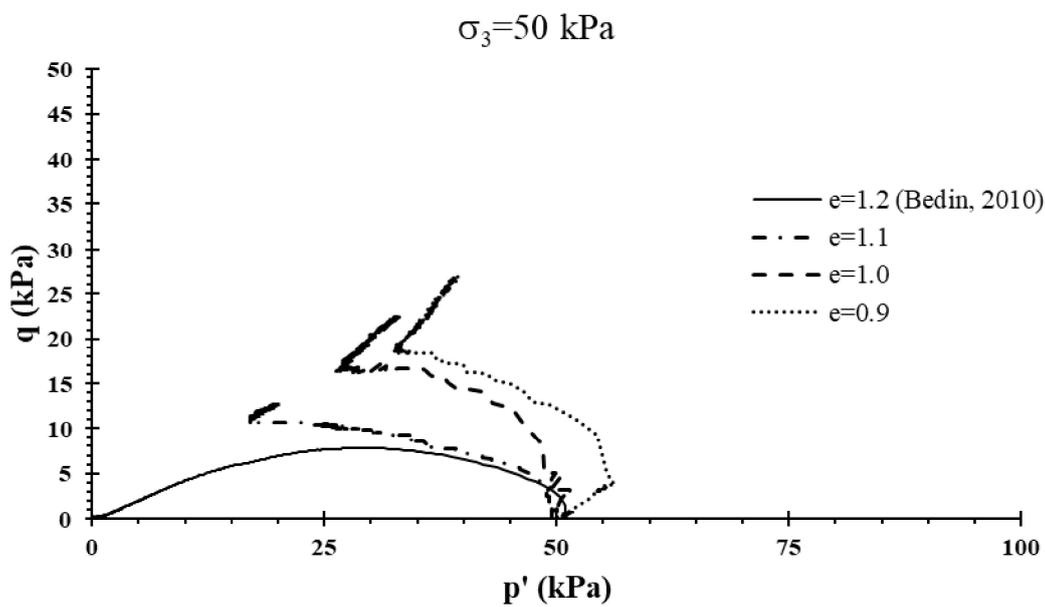
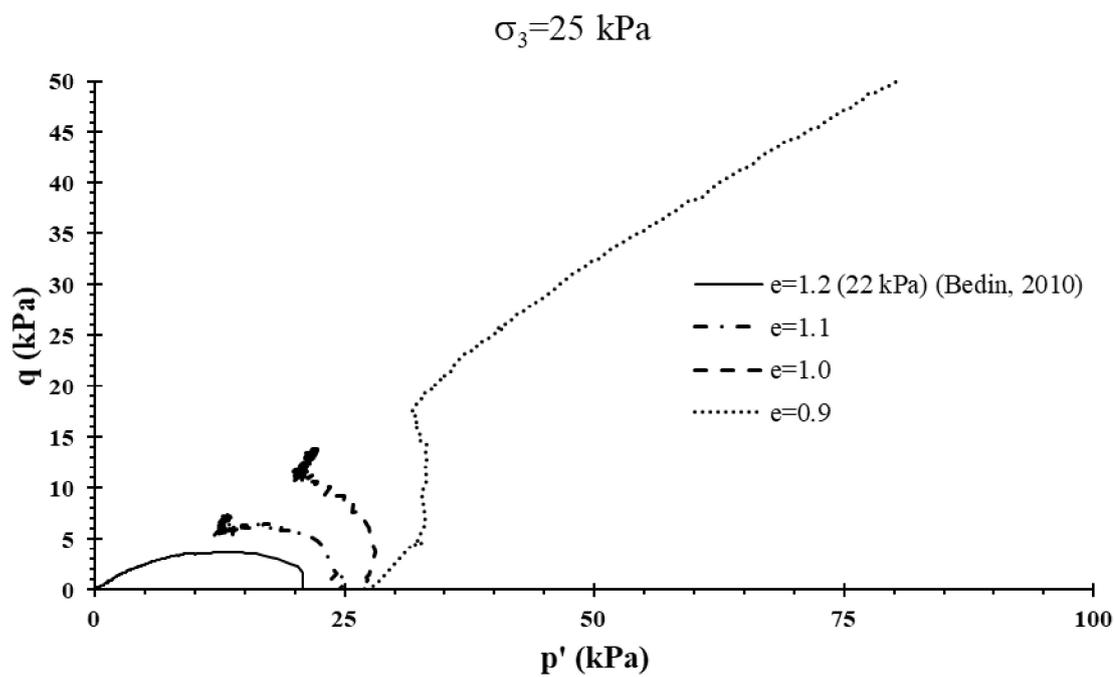


Figura 4.8 – Trajetórias  $q$  versus  $p'$  para tensões confinantes de 25 e 50 kPa

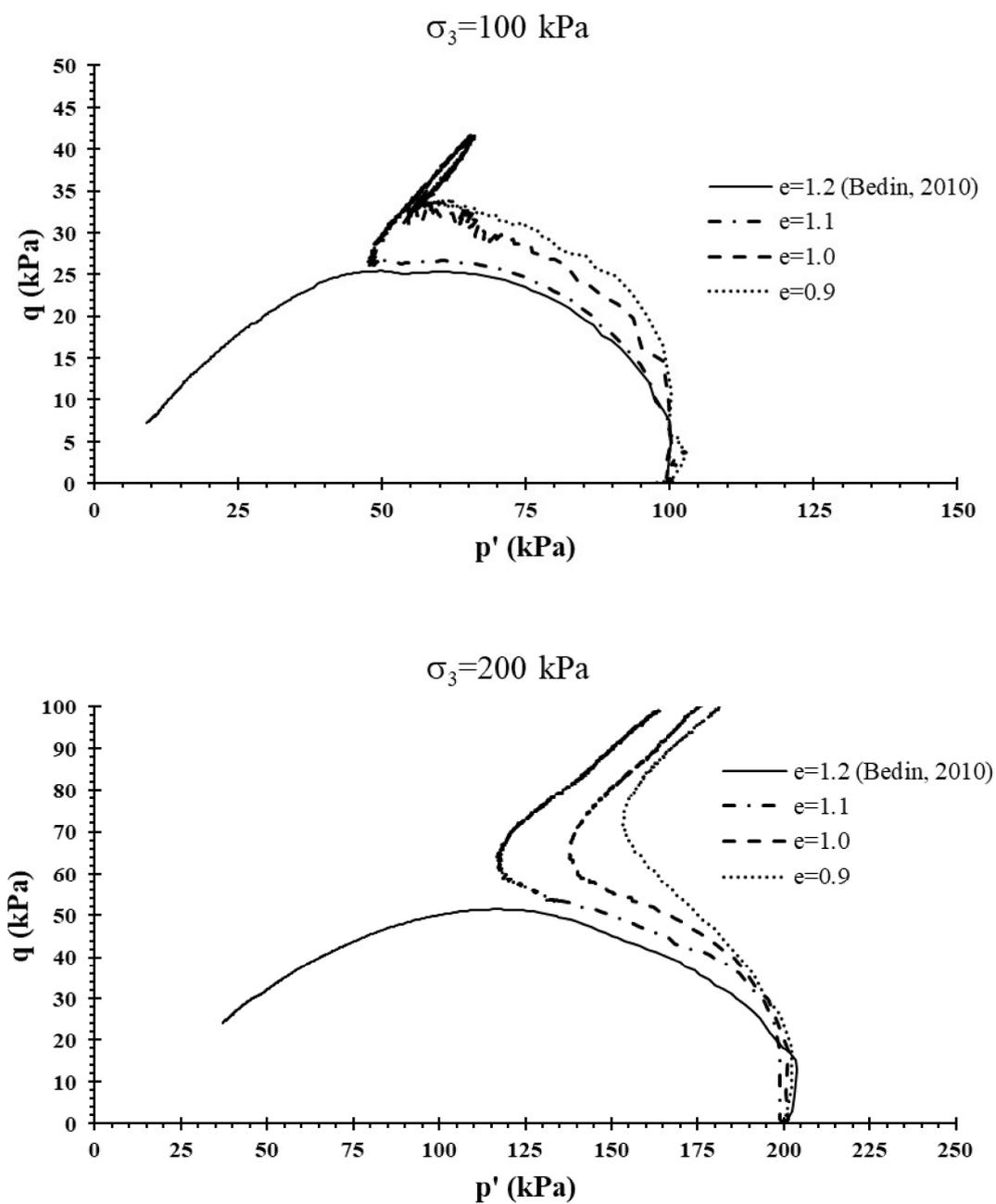


Figura 4.9 - Trajetórias  $q$  versus  $p'$  para tensões confinantes de 100 e 200 kPa

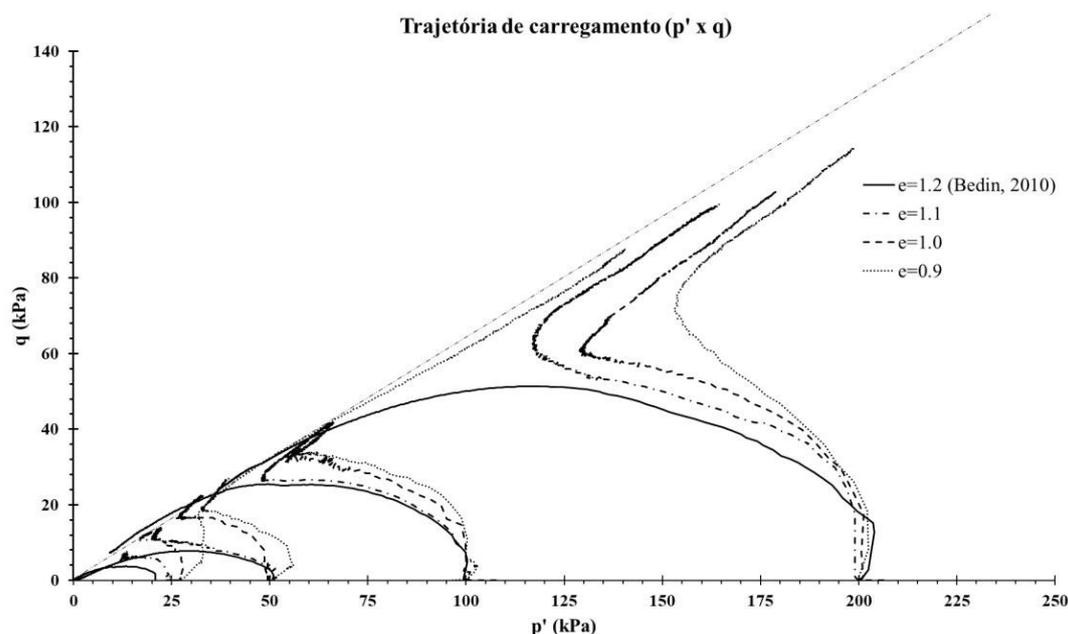


Figura 4.10 – Trajetórias  $q$  versus  $p'$  para diferentes índices de vazios iniciais e diferentes tensões confinantes

Yamamuro e Lade (1997) utilizaram uma metodologia para avaliação de potencial de liquefação para diferentes densidades iniciais do material. Nesta metodologia os autores comparam a resistência ao atingir a mudança de fase ( $q_{min}$ ) com a resistência máxima atingida antes da mudança de fase ( $q_{pico}$ ), sendo que valores de  $q_{min}/q_{pico}$  próximos a zero indicam ocorrência de liquefação, valores de  $q_{min}/q_{pico}$  superiores a zero e inferiores a 1 indicam ocorrência de liquefação temporária e, valores de  $q_{min}/q_{pico}$  iguais ou superiores a 1 indicam um comportamento estável. Seguindo esta mesma metodologia, não se observou a ocorrência de liquefação para nenhum nível de tensões, conforme ilustrado na Figura 4.9 para os índices de vazios iniciais avaliados. A ocorrência de liquefação temporária é observada para o índice de vazios inicial de 1.1 e 1.0 até o nível de tensão confinante de 50 kPa. Já para os demais níveis de tensões e para todos os ensaios com índice de vazios inicial de 0.9, observa-se um comportamento estável. A critério de comparação na Figura 4.9, a relação  $q_{min}/q_{pico}$  foi adotada como sendo igual a 1 sempre que o comportamento foi identificado como estável.

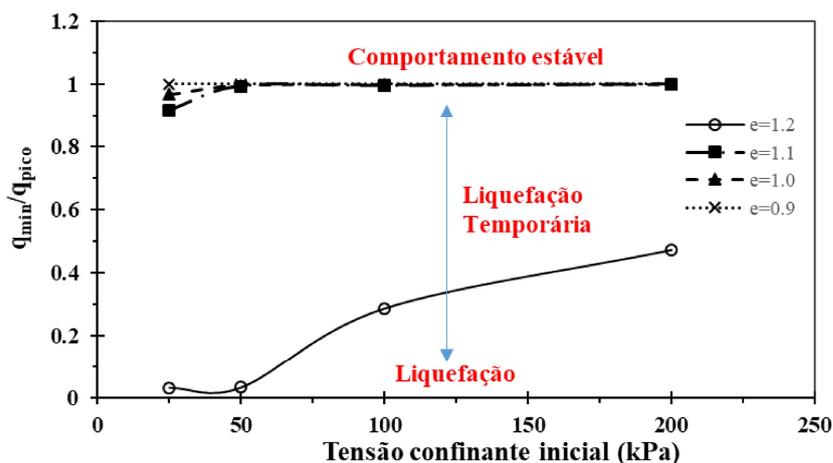


Figura 4.11 - Aumento da resistência à liquefação com redução do índice de vazios do rejeito de mineração de ouro

Uma outra forma de avaliar o comportamento de materiais frente à suscetibilidade a liquefação estática é por meio do parâmetro de estado, o qual permite que a análise seja realizada considerando não apenas a densidade do material, mas também o estado de tensões, ao qual o solo está submetido (BEEN E JEFFERIES, 1985). Desta maneira, utilizando-se a linha do estado crítico (LEC) definida por Bedin (2010), para o rejeito de mineração de ouro, realizou-se um comparativo para os resultados dos ensaios referentes aos diferentes índices de vazios ensaiados. Sabe-se que as amostras de rejeito de mineração de ouro utilizadas na presente pesquisa e na pesquisa realizada por Bedin (2010) foram coletadas em épocas diferentes, entretanto, por se tratar do mesmo local de coleta, acredita-se que a LEC definida por Bedin (2010) também seja válida para o material da presente pesquisa. As Figuras 4.12 a 4.14 demonstram os estados inicial e final obtidos através do cisalhamento de corpos de prova com índices de vazios iniciais de 1.1, 1.0 e 0.9, respectivamente. Verifica-se que o índice de vazios após a consolidação aproxima-se cada vez mais da linha do estado crítico.

A título de comparação, é apresentada nas figuras a linha de consolidação oedométrica do rejeito de ouro e a linha de consolidação isotrópica (LCI), definida por Bedin (2010) para o índice de vazios igual a 1.2. Verifica-se que, conforme esperado, o posicionamento do estado inicial, pós consolidação, dos corpos de prova ensaiados no presente trabalho, abaixo LCI definida para  $e=1.2$ . O estado final dos corpos de prova ensaiados confirma o posicionamento da LEC definido por Bedin (2010). Além disso, observa-se que, assim como identificado através do método apresentado por Yamamuro e Lade (1997), os resultados dos ensaios

correspondentes aos corpos de prova com índice de vazios inicial de 1.1 e 1.0 posicionam-se numa região de instabilidade (liquefação temporária), até o nível de tensão confinante de 50 kPa. Para os demais níveis de tensão e para o corpo de prova com índice de vazios inicial de 0.9 os resultados situam-se numa região caracterizada por Bedin (2010) como uma região de comportamento estável.

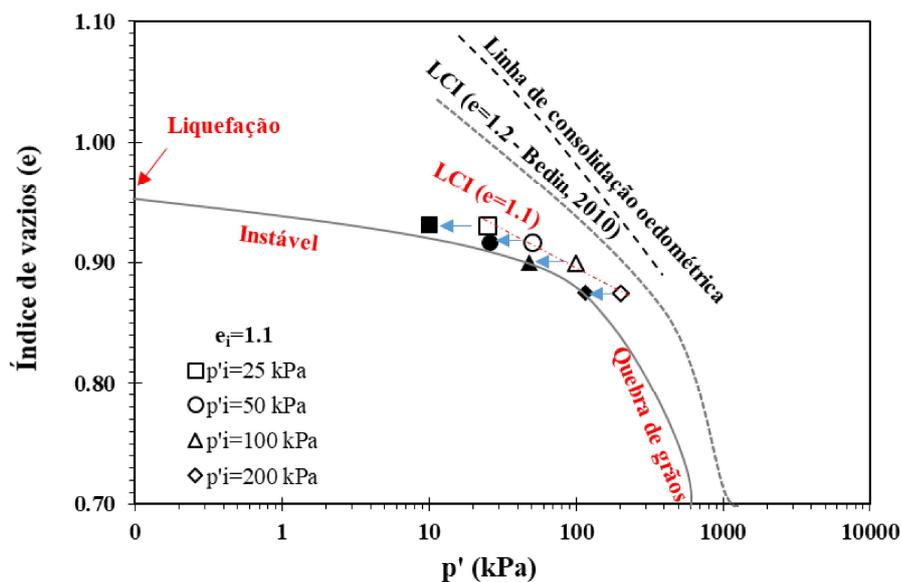


Figura 4.12 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para  $e=1.1$

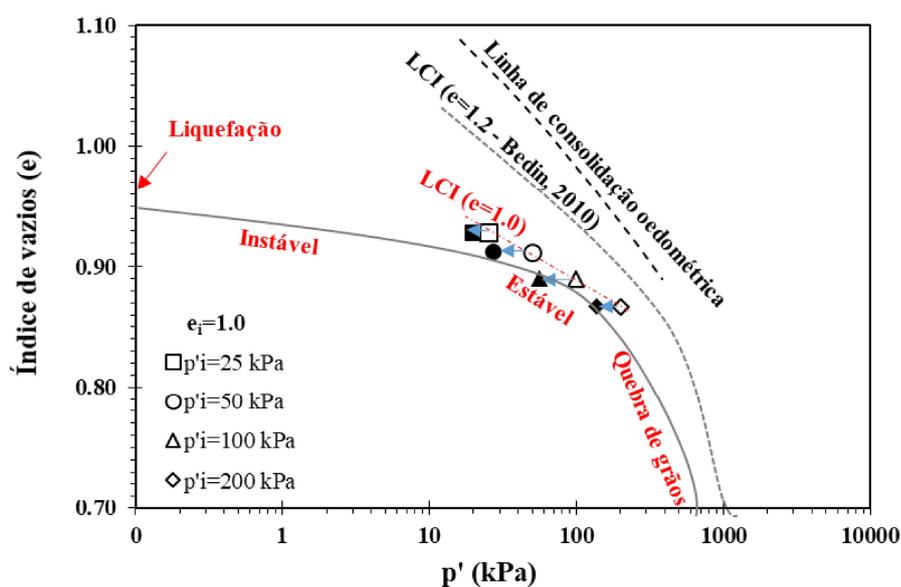


Figura 4.13 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para  $e=1.0$

Interessante observar que o estado inicial do corpo de prova moldado com índice de vazios inicial igual a 0.9 e, submetido a uma tensão confinante de 25 kPa, posiciona-se abaixo da linha do estado crítico e, desta forma, conforme demonstrado pelos resultados do ensaio, o material possui um comportamento dilatante durante o cisalhamento. O comportamento do rejeito de mineração de ouro é conceitualmente similar ao comportamento de uma areia fofa, conforme apresentado no trabalho de Yamamuro e Lade (1997).

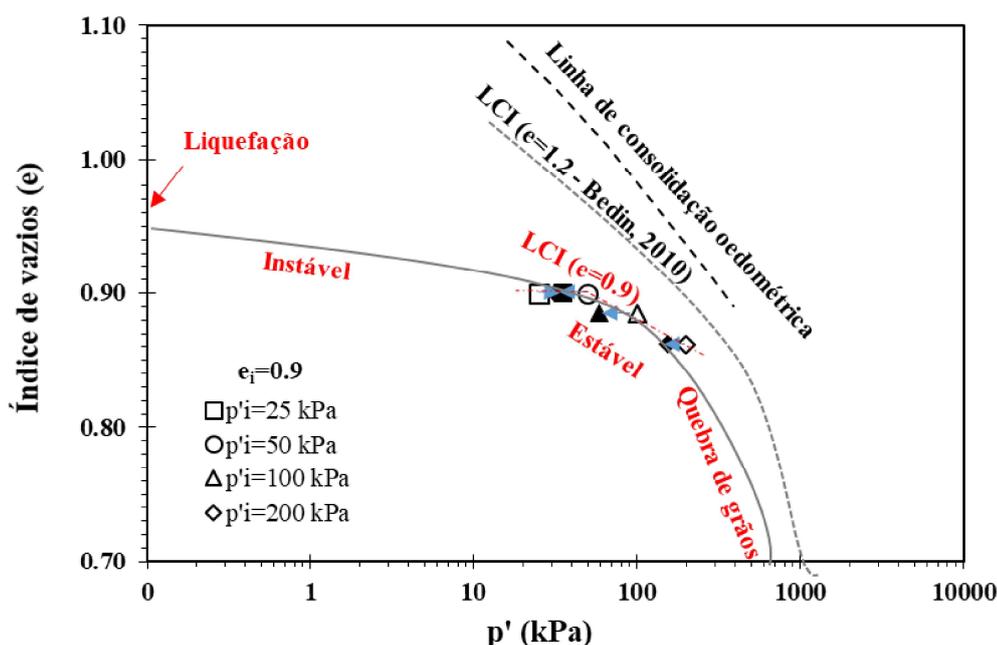


Figura 4.14 - Estado inicial (pós-consolidação) e final para e=0.9

Através da análise das figuras apresentadas, é nítido observar a variação da distância entre o estado inicial (pós-consolidação) e a linha do estado crítico e, também, a diferença de comportamento dependendo do nível de tensões, conforme observado no corpo de prova com e=0.9 e nível de tensões igual a 25 kPa. Este comportamento é refletido nos valores assumidos por  $\psi$ . A Figura 4.13 ilustra o comparativo entre os valores de  $\psi$  para os diferentes índices de vazios, verificando-se sua redução com o aumento da densidade do material.

Através deste estudo, observa-se que a linha do estado crítico manteve-se sempre a mesma, sendo que a condição de estado inicial da amostra alterou o a combinação entre índice de vazios e nível de tensões no início do cisalhamento, alterando os valores de  $\psi$ . Verifica-se que o parâmetro de estado definiu adequadamente o comportamento do material durante o

cisalhamento, assumindo valores positivos quando o comportamento foi contrativo e negativos quando o comportamento do material foi dilatante.

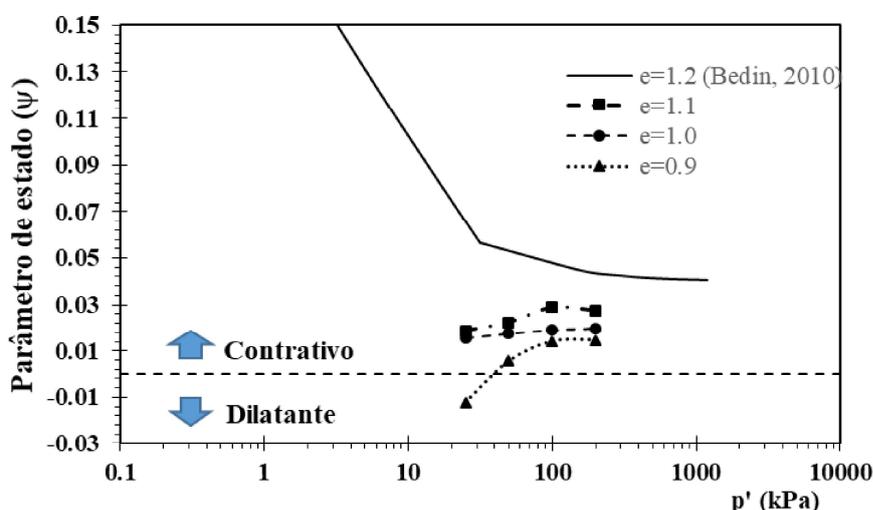


Figura 4.15 - Variação dos valores de  $\psi$  com a redução do índice de vazios inicial

### 4.3 INFLUÊNCIA DA RECONSTITUIÇÃO DE AMOSTRAS

Nesta seção serão apresentados resultados de ensaios triaxiais, leituras de velocidade cisalhante com a utilização de *bender elements* e consolidação oedométrica, realizados, inicialmente, em corpos de prova indeformados e, posteriormente, em corpos de prova remoldados com as mesmas características. Esta análise tem por objetivo identificar diferenças entre resultados dos ensaios e verificar a existência de possíveis estruturas que não possam ser reconstituídas em laboratório, uma vez que, é prática comum a utilização de amostras reconstituídas na avaliação de comportamento de rejeitos de mineração.

#### 4.3.1 Ensaios triaxiais

Para análise da influência da reconstituição da amostra no comportamento de resistência ao cisalhamento, foram ensaiados corpos de prova indeformados e reconstituídos de rejeito de mineração de bauxita. A curva granulométrica do material ensaiado está apresentada no item 4.1 deste trabalho, assim como, seus índices físicos. Observa-se que este material apresenta

características de plasticidade, fato este que permitiu a coleta de amostras indeformadas com a utilização de um amostrador *Shelby*.

As figuras 4.16 a 4.18 apresentam os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais não drenados executados nos dois tipos de amostras. Observa-se que o comportamento dos corpos de prova indeformados é bem mais dilatante que o comportamento observado nos corpos de prova reconstituídos. Verifica-se nos resultados dos ensaios dos corpos de prova indeformados, que as poropressões para todos os níveis de tensão apresentam um pico em torno dos 2% de deformação, reduzindo posteriormente. Observa-se, inclusive, que para os níveis de tensão de 25 e 50 kPa, os corpos de prova indeformados apresentam uma redução das poropressões, a ponto de as mesmas tornarem-se negativas ao final do ensaio. Para o caso dos corpos de prova reconstituídos, foi observada a geração de poropressões positivas em todos os casos, crescentes com o nível de tensões aplicado. Esta diferença de comportamento entre ensaios em corpos de prova indeformados e reconstituídos também foi identificada em trabalhos como Singh (1996), Hoeg *et al* (2000) e Wijewickreme e Sain (2011), nos quais o aumento da resistência em amostras indeformadas é apresentado como uma possível consequência de cimentação de partículas e histórico de tensões que não estão presentes nas amostras reconstituídas.

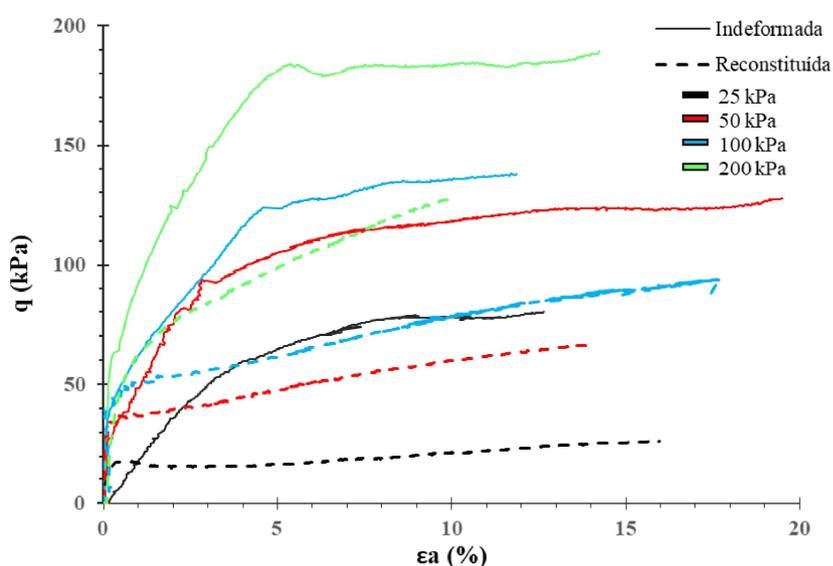


Figura 4.16 - Variação de resistência entre amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita

Vale salientar que para o processo de reconstituição das amostras é necessário realizar a secagem prévia do rejeito, com posterior destorroamento do material. Esta prática de preparação

da amostra também pode influenciar os resultados finais dos ensaios realizadas nas amostras reconstituídas.

Em relação à envoltória de resistência, verifica-se que não ocorre variação significativa nos valores de ângulo de atrito, sendo obtido um valor em torno de  $32.4^\circ$  para ambas as amostras ensaiadas. Este valor é bastante similar aos valores de  $32^\circ$  e  $36^\circ$ , encontrado por Bedin (2010), para rejeitos de bauxita brasileiros.

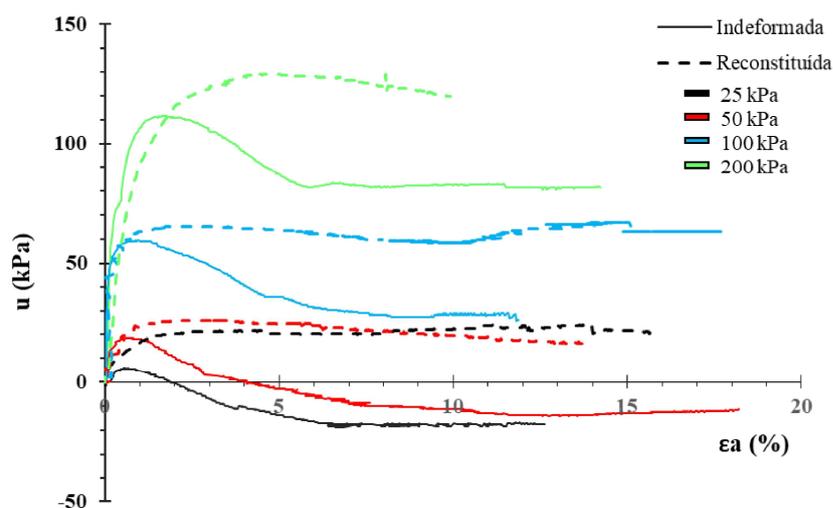


Figura 4.17 - Variação de poropressões entre amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita

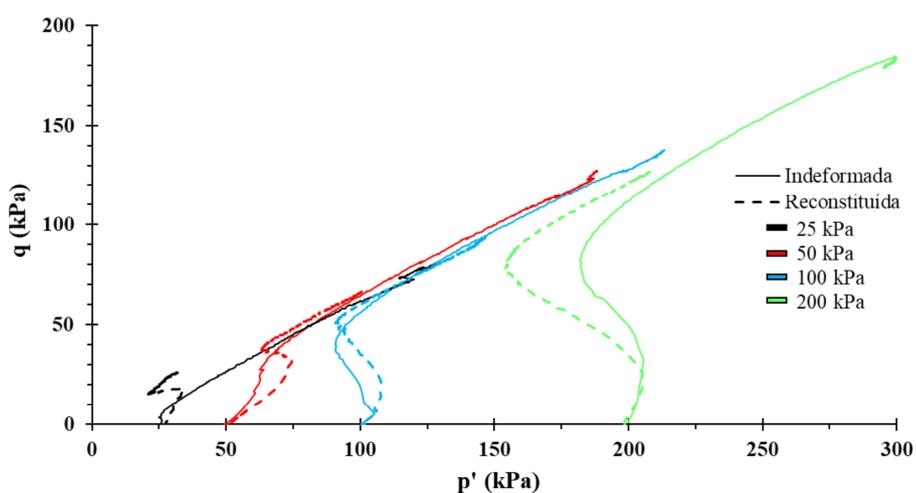


Figura 4.18 - Comparativo entre envoltórias de resistência de amostras indeformada e reconstituída de rejeitos de mineração de bauxita

Com o intuito de se avaliar a diferença de comportamento entre os corpos de prova indeformado e reconstituído, foram plotadas as condições iniciais (pós-consolidação – símbolos abertos) e finais (pós cisalhamento – símbolos fechados) no espaço  $e$  versus  $p'$ , conforme representado pela Figura 4.19, juntamente com as linhas de consolidação oedométrica de cada corpo de prova. Observa-se um comportamento linear da LEC neste espaço para ambas as condições, conforme esperado para materiais finos granulares e normalmente consolidados. Entretanto, os corpos de prova indeformado e reconstituído apresentam diferentes posições neste espaço, sendo que para um mesmo nível de tensão, os corpos de prova reconstituídos apresentaram índices de vazios levemente mais baixos que os corpos de prova indeformados, tanto na consolidação oedométrica quanto isotrópica.

Como se pode observar, os corpos de prova indeformados, mesmo com um índice de vazios superior no início do cisalhamento, apresentaram um comportamento bem mais dilatante que os corpos de prova reconstituídos, contrariando a tendência esperada com a redução do índice de vazios do material, conforme discutido no item 4.2 deste trabalho. Este mesmo comportamento foi identificado por Wijewickreme e Sanin (2011) para os siltes do delta de Fraser River, sendo o comportamento do material indeformado relacionado à presença de estruturação natural do mesmo. Assim como relatado por Leroueil e Hight (2003), para diferentes tipos de solos naturais, o comportamento de rejeitos de mineração parece receber influência da estrutura do material e efeitos de envelhecimento, além de características de índice de vazios e nível de tensões.

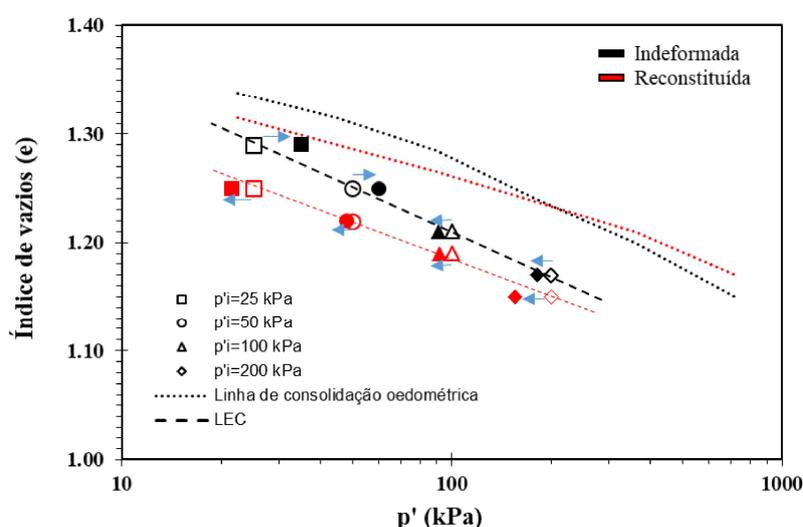


Figura 4.19 - Comportamento do material indeformado e reconstituído no espaço  $e$  versus  $\log p'$

Em relação à avaliação do comportamento frente à suscetibilidade de liquefação estática do rejeito de mineração de bauxita ensaiado neste trabalho, a principal preocupação observada está para os baixos níveis de tensão. Ao se ensaiar o material indeformado sob uma tensão de consolidação de 25 kPa, o material demonstrou tendência dilatante, com geração de poropressões negativas. Por outro lado, ao se ensaiar o material reconstituído sob mesmas condições, observou-se geração de poropressões positivas, inclusive com resultados apontando para ocorrência de liquefação temporária, com valores de  $q_{min}/q_{pico}=0.61$ , de acordo com a metodologia apresentada por Yamamuro e Lade (1997). Para os níveis maiores de tensão, embora os materiais indeformado e reconstituído tenham apresentado comportamentos distintos, ambas as condições indicaram uma condição estável quanto à ocorrência de liquefação.

A avaliação do parâmetro de estado dos materiais fica comprometida em função do reduzido número de ensaios, nível de deformação atingido e diferença de comportamento entre os materiais no espaço *e versus p'*. Entretanto, apenas a critério de um comparativo simplificado, foram definidos os valores de  $\psi$  para cada um dos corpos de prova, considerando-se uma aproximação linear da condição final dos ensaios, apresentada anteriormente, na Figura 4.19. Os resultados dos parâmetros de estado, assim definidos, para o material indeformado e reconstituído, são apresentados na Figura 4.20. Salienta-se que esta é apenas uma análise simplificada e que uma rotina de ensaios mais completa deve ser realizada para a correta definição da linha do estado crítico de cada um dos materiais avaliados.

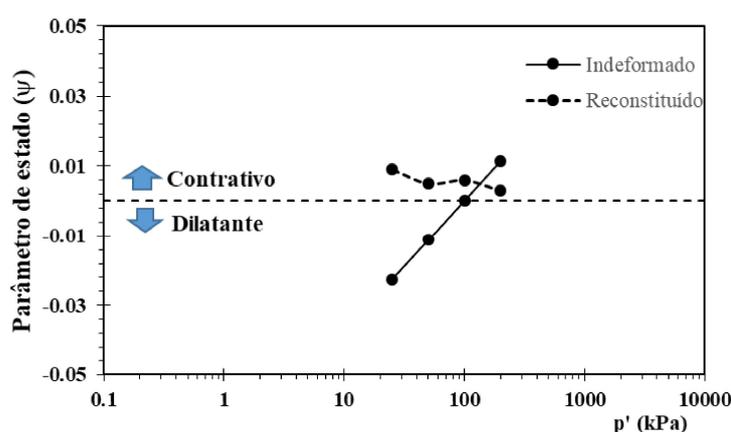


Figura 4.20 - Comparativo simplificado entre  $\psi$  de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita

Em análise à Figura 4.20, observa-se uma maior variação de  $\psi$  com o aumento de  $p'$  para a amostra indeformada e tal variação apresenta uma tendência linear. Já a amostra reconstituída apresenta variação de  $\psi$  bem mais sutil, com o aumento de  $p'$ .

De um modo geral, os resultados apresentados evidenciam a presença de uma possível estruturação natural no material indeformado, que não são possíveis de serem reproduzidas através de corpos de prova reconstituídos. Pode-se identificar que a resistência à liquefação estática através de corpos de prova reconstituídos pode ser subestimada, principalmente sob baixos níveis de tensão, em função da estruturação natural do material não presente em amostras reconstituídas.

### 4.3.2 Ensaios oedométricos

A avaliação da influência da reconstituição de amostras também foi verificada em características de deformabilidade do material, por meio de ensaios oedométricos convencionais, seguindo-se as diretrizes da norma NBR 12007 (ABNT, 1990). A Figura 4.21 demonstra a resposta tensão *versus* deformação para corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita.

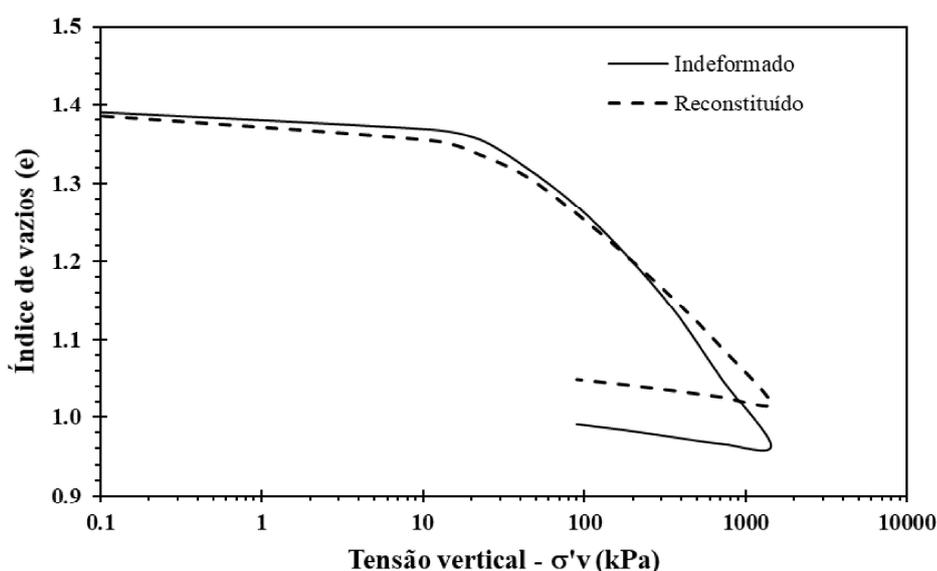


Figura 4.21 - Comparativo entre curvas oedométricas de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeitos de mineração de bauxita

Observa-se que, assim como verificado na consolidação isotrópica, em ensaios triaxiais (item 4.3.1), o corpo de prova reconstituído apresenta uma deformação superior que o corpo de prova indeformado até níveis de carga de aproximadamente 300 kPa. Após este estágio de carga verifica-se uma inversão de comportamento, sendo o corpo de prova reconstituído menos compressível que o corpo de prova indeformado. Este fato faz com que a inclinação da reta virgem do material reconstituído seja um pouco inferior à inclinação da reta virgem correspondente ao material indeformado.

Observa-se que o comportamento inicial menos compressível do corpo de prova indeformado ocorre até tensões similares aquelas impostas ao material na condição de campo. Após ultrapassadas estas tensões o material torna-se tanto quanto ou mais compressível que o material reconstituído. Este fato traz fortes indicativos da existência de estruturação natural no material indeformado.

Sendo assim, mesmo sabendo-se que o rejeito de mineração de bauxita é um material proveniente de um processo industrial e que, possivelmente, não apresenta o mesmo comportamento que uma argila, com relação ao histórico de tensões, neste trabalho foram analisados os valores de tensão de pré-adensamento e os índices de compressão e recompressão, com o objetivo de identificação de possíveis indícios de estruturação natural existente na amostra indeformada. Os valores definidos destes parâmetros para os corpos de prova indeformado e reconstituído são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Parâmetros de deformabilidade para corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita

Corpo de prova	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$c_c$	$c_r$
Indeformado	80	0,251	0,0210
Reconstituído	47	0,194	0,0232

Percebe-se que o valor definido para a tensão de pré-adensamento do corpo de prova indeformado é maior que aquele encontrado para o corpo de prova reconstituído. Este resultado corrobora com a provável existência de efeitos de cimentação e estruturação natural no material indeformado, que não foram possíveis de serem reproduzidos no corpo de prova reconstituído.

Neste último caso, a tensão de pré-adensamento obtida parece não ter sentido físico, sendo apenas resultado da forma com que se exprimem os resultados (escala logarítmica).

A leve diferença na inclinação da reta virgem entre as curvas de adensamento dos corpos de prova indeformado e reconstituído, conforme comentado anteriormente, resultou numa variação no índice de compressão ( $c_c$ ) entre os corpos de prova. O índice de compressão encontrado foi levemente superior no material indeformado, o que pode se justificar pelo fato de o corpo de prova indeformado apresentar uma deformação inferior nos primeiros estágios de carga, aumentando posteriormente, principalmente para os estágios de carga superiores a 300 kPa. Além disso, vale salientar que a amostra indeformada estava com os vazios preenchidos pelo licor do processo de beneficiamento, que pode alterar o comportamento do material quando submetido a carregamentos.

O valor do índice de recompressão ( $c_r$ ) encontrados para o corpo de prova reconstituído foi um pouco superior ao definido para o corpo de prova indeformado, consequência da maior compressibilidade inicial do material reconstituído.

A variação dos valores do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) em função do índice de vazios, para ambos os corpos de prova, está representada na Figura 4.22.

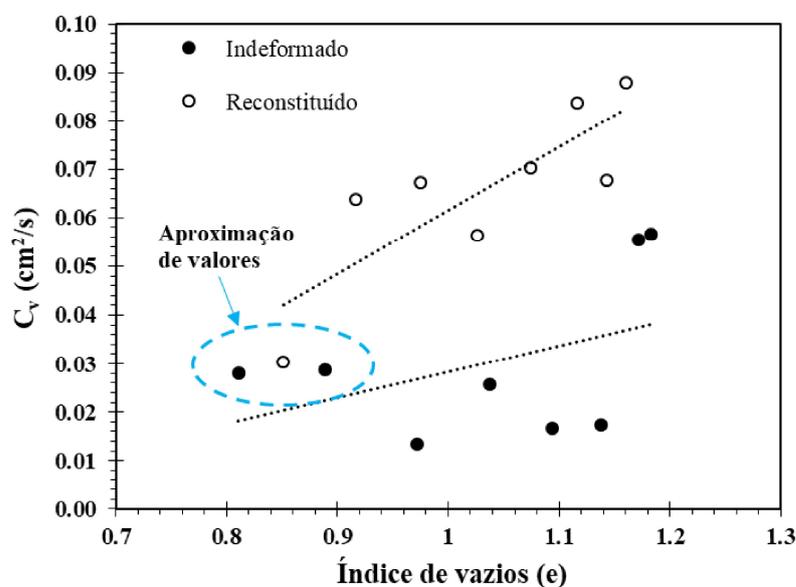


Figura 4.22 - Comparativo entre valores de  $c_v$  de corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeitos de mineração de bauxita

Observa-se que em condição reconstituída, o rejeito apresenta valores do coeficiente de adensamento, cerca de três vezes maiores em relação ao valor apresentado pela amostra indeformada, para as condições iniciais. Já para as condições finais de ensaio (menores índices de vazios) estes valores parecem se aproximar. Embora ocorram diferenças entre os valores definidos para cada condição, os mesmos permanecem dentro da mesma ordem de grandeza ( $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

Com o intuito de se realizar uma avaliação mais criteriosa, buscou-se verificar o comportamento de variação de altura dos corpos de prova ao longo do tempo, para diferentes estágios de carga. A Figura 4.23 fornece este comparativo para um mesmo estágio de carga (100 kPa). Observa-se que, para este nível de tensão, o corpo de prova indeformado sofre uma variação de altura bem menos pronunciada do que o reconstituído, além dessa variação ocorrer de forma mais suave, demandando mais tempo. Acredita-se que este comportamento possa ser consequência da provável estruturação natural existente na amostra indeformada, que não foi reproduzida no corpo de prova reconstituído, o que afeta também o coeficiente de consolidação do material ( $c_v$ ) principalmente para estágios de carga de até 200 kPa.

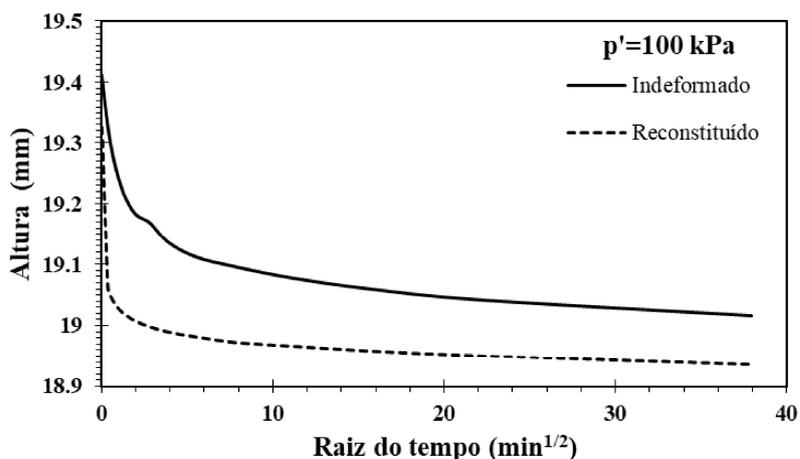


Figura 4.23 - Variação da altura do corpo de prova pelo tempo para corpos de prova indeformado e reconstituído

Acredita-se que o processo de reconstituição, no qual o material que estava no tubo *Shelby* foi submetido à secagem em estufa e, adição de água destilada para atingir uma umidade próxima da ótima, possa ter quebrado a estrutura que o rejeito possuía em campo, facilitando a acomodação das partículas quando submetidas ao carregamento. Novamente, outro aspecto que

poderia afetar este comportamento é o fato de que a amostra indeformada tem os vazios preenchidos pelo licor, proveniente do processo de adensamento. Já no corpo de prova reconstituído foi utilizado água destilada para se atingir a umidade adequada à moldagem do mesmo. Quando submetido ao carregamento, o líquido presente nos vazios do rejeito é pressionado para que saia e as deformações sejam geradas. Eventualmente, o licor presente nos vazios do corpo de prova indeformado poderia ter propriedades químicas específicas ou até presença de sais, que possam aumentar a viscosidade do fluido (conforme discutido no item 4.1 deste trabalho), gerando uma maior dificuldade de percolação (aumento do tempo de dissipação de poropressões).

De modo geral, os resultados dos ensaios de consolidação oedométrica corroboram com a existência de estruturação natural em rejeitos de mineração.

### 4.3.3 Módulo Cisalhante

Por meio da determinação da velocidade de ondas sísmicas é possível se determinar o módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) do solo, conforme apresentado no item 2.3.1.3 deste trabalho. Nos ensaios de laboratório realizados no presente estudo, a determinação da velocidade da onda cisalhante foi efetuada com o auxílio de *bender elements*, após a consolidação isotrópica, durante o ensaio triaxial e, também, em ensaios de bancada, em corpos de prova indeformado e reconstituído.

A Figura 4.24 demonstra a variação dos valores do módulo cisalhante máximo ( $G_0$ ) com o nível de tensões, para os corpos de prova indeformado e reconstituído. São plotados os valores de  $G_0$  obtidos em câmara triaxial, após consolidação, para os níveis de tensão de 25, 50 e 100 kPa.

Observa-se que em ambos os casos ocorre aumento de  $G_0$  com o nível de tensões, comportamento este já descrito em diversos trabalhos como Salgado *et al* (2000), Carraro *et al* (2009), Chien e Oh (2002), Wichtmann *et al* (2015), Goudarzy e Schanz (2016) e Goudarzy *et al* (2016). Além disso, observa-se uma diferença entre os valores de  $G_0$  determinados para os corpos de prova indeformado e reconstituído, sendo que os corpos de prova reconstituídos apresentaram valores superiores para todos os níveis de tensões avaliados. Os maiores valores de  $G_0$  nos corpos de prova reconstituídos possivelmente estejam relacionados à presença de uma estrutura mais homogênea nos corpos de prova moldados e também pelo fato dos corpos

de prova reconstituídos apresentarem um índice de vazios inferior aos corpos de prova indeformados em cada nível de tensão aplicado, conforme discutido nos itens 4.3.1 e 4.3.2 deste trabalho.

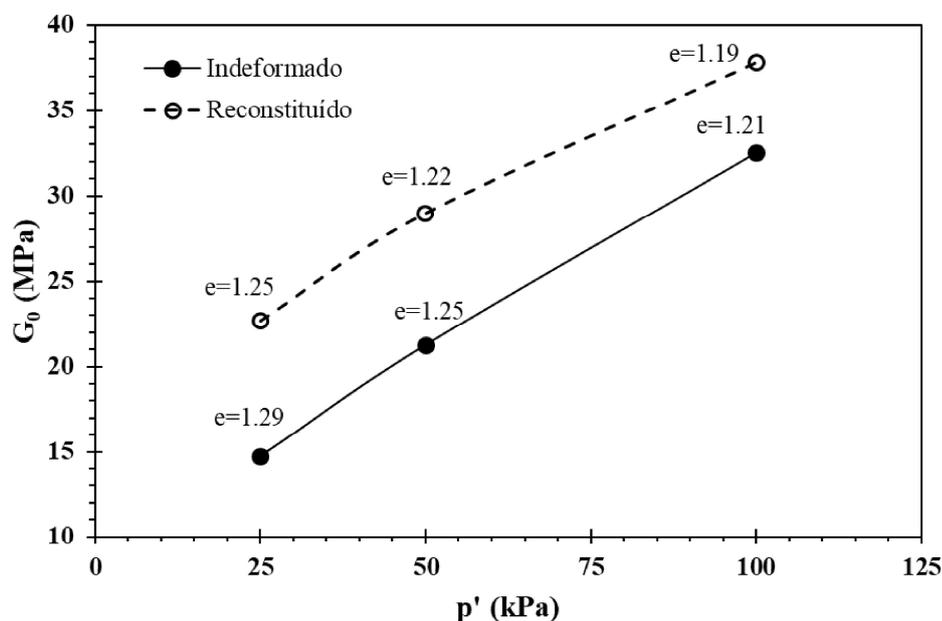


Figura 4.24 - Variação de  $G_0$  com o nível de tensões para corpos de prova indeformado e reconstituído

Observa-se que a provável estruturação natural presente nas amostras indeformadas, identificada através dos ensaios triaxiais e de adensamento, parece não afetar os valores de  $G_0$ , que neste caso aparentam ser função apenas do índice de vazios do material. Este comportamento é similar ao observado em areias limpas, nas quais a rigidez é relatada como uma função do índice de vazios, não sofrendo variações significativas relacionadas à estrutura do solo e mineralogia (LO PRESTI, 1989; JAMIOLKOWSKI *ET AL*, 1991).

Os ensaios realizados em bancada também forneceram um valor de  $G_0$  inferior para o corpo de prova indeformado. Os valores determinados por meio deste ensaio foram de 6MPa e 15.8MPa para os corpos de prova indeformado e reconstituído, respectivamente. Salienta-se que a interpretação dos resultados de ensaios de bancada em solos naturais torna-se complicada, uma vez que, não há controle do nível de tensões. Desta forma, estes valores apenas corroboram com a existência de diferenças na rigidez entre o corpo de prova indeformado e reconstituído, sendo a maior magnitude registrada no corpo de prova reconstituído.

Com o intuito de avaliar a variação das leituras de velocidade cisalhante em função do índice de vazios do material indeformado e reconstituído, realizou-se a análise das velocidades normalizadas pelo nível de tensões ( $V_{s1}$ ). A Figura 4.25 demonstra a variação da velocidade normalizada pelo nível de tensões, em função do índice de vazios do material.

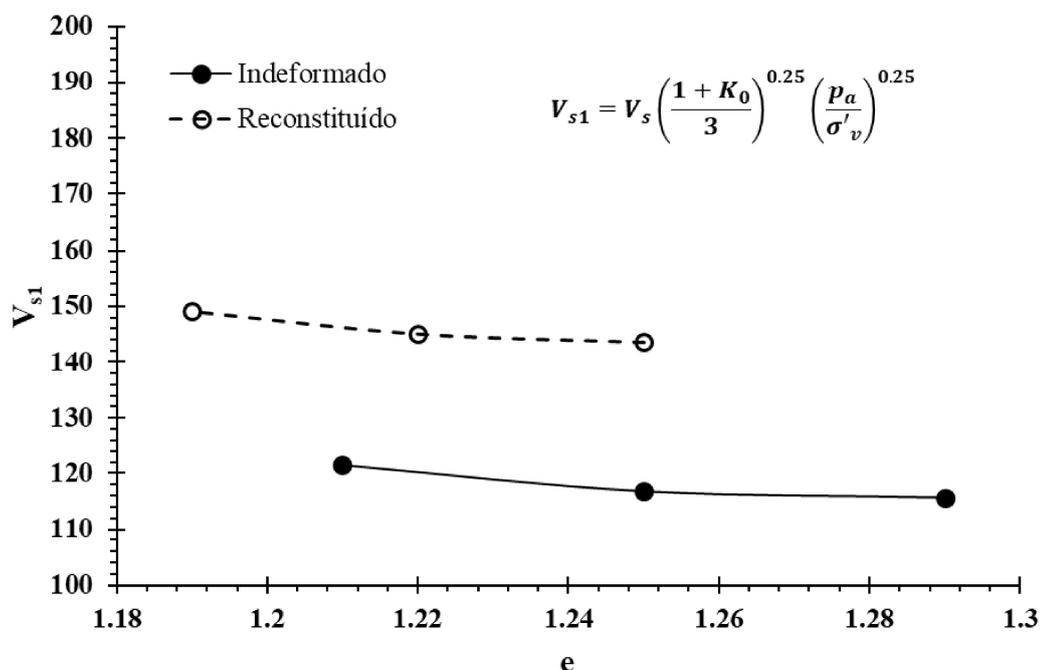


Figura 4.25 - Velocidade da onda cisalhante normalizada pelo nível de tensões ( $V_{s1}$ ) *versus* o índice de vazios do material

Observa-se através da análise da Figura 4.25 que para um mesmo índice de vazios, os materiais indeformado e reconstituído apresentam valores de  $V_{s1}$  distintos entre si. Este fato corrobora com existência de estruturas distintas entre os materiais avaliados.

#### 4.4 RELAÇÃO ENTRE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA

A avaliação de comportamento de solos por meio da combinação de variáveis independentes, como rigidez (através de valores de módulo cisalhante), obtidos sob baixo nível de deformações, e resistência ao cisalhamento, obtida a altos níveis de deformações, tem se mostrado bastante eficaz em análise de resultados de ensaios de campo (ESLAAMIZAAD E ROBERTSON, 1997; SCHNAID *ET AL*, 2004; SCHNAID, 2005). Sendo assim, a combinação

destas variáveis foi adotada também, dentro do cenário de resultados de ensaios de laboratório, buscando-se analisar a sensibilidade da mesma na caracterização de diferentes geomateriais.

O espaço, bastante explorado na interpretação de ensaios de campo, conforme apresentado no item 2.3.2.2 deste trabalho, traz no eixo das ordenadas a relação entre o módulo de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento  $e$ , no eixo das abcissas, os valores de resistência normalizados pelo nível de tensões. Para o caso de aplicação deste espaço aos resultados de laboratório, a relação entre módulo e resistência é definida pelo valor do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ), determinado através de *bender elements* e, pela resistência máxima ( $q_{max}$ ), atingida durante o cisalhamento no ensaio triaxial. Já o eixo das abcissas é formado pela resistência máxima normalizada pelo nível de tensões, aqui denominada de  $q_1$ , conforme Equação 20, derivada da Equação 8, apresentada no item 2.3.2.1 do trabalho.

$$q_1 = \left( \frac{q_{max}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma_3} \right)^{0.5} \quad Eq. 20$$

onde  $q_{max}$  é a resistência máxima registrada durante o ensaio triaxial e  $\sigma_3$  a tensão confinante aplicada.

Com o intuito de avaliar a aplicação desta combinação de parâmetros na caracterização de rejeitos de mineração, buscou-se compreender a variação de propriedades de solos granulares não-plásticos neste cenário. Para tanto, dados de ensaios triaxiais, com leituras de velocidade cisalhante, foram obtidos da literatura. A Tabela 4.3 resume os dados utilizados, com as respectivas características de cada material, cujas variações serão avaliadas nos itens apresentados na sequência do trabalho. Para dar suporte às análises, além de resultados de ensaios em areias, foram selecionados resultados de ensaios em rejeitos de mineração, juntamente com os próprios dados da presente pesquisa, em material indeformado e reconstituído.

Tabela 4.3 - Resumo dos resultados de laboratório analisados

Descrição	Amostra	Ensaio	D <sub>50</sub> (mm) *	G <sub>s</sub>	DR (%)	Finos (%)	Cimentação artificial	Referência
Areia de Osório	Reconst.	CD	0.16	2.63	-	0	Sim	Consoli <i>et al</i> , 2009
Areia de Coimbra	Reconst.	CD	0.28	2.65	40 e 80	0	Não	Santos <i>et al</i> , 2012
Areia de Rhode Island	Reconst.	CD	0.074	2.66	Alta e baixa	5	Sim e Não	Sharma <i>et al</i> , 2011
Areia de Ottawa (1)	Reconst.	CD	0.31	2.65	-	0, 5, 10	Não	Carraro <i>et al</i> , 2009
Areia de Ottawa (2)	Reconst.	CD	0.31	2.65	-	0, 5, 15, 20	Não	Salgado <i>et al</i> , 2000
Areia de Mai Liao	Reconst.	CIU	0.10	2.70	-	0, 15, 30	Não	Huang <i>et al</i> , 2004
Areia de Toyoura	Reconst.	CD	0.22	2.65	-	0	Não	Yang e Liu, 2016
Areia de Singapura	Reconst.	CIU	0.39	2.67	85	0	Não	Nyunt <i>et al</i> , 2011
Areia de Ganga	Reconst.	CIU	0.12	2.67	-	2, 10, 30	Não	Prashant <i>et al</i> , 2018
Rejeito de mineração de ouro	Reconst.	CIU e CD	0.06	3.00	baixa	silte	Não	Bedin, 2010
Rejeito de mineração de ferro	Reconst.	CIU e CD	0.06	3.10	baixa	silte	Não	Morgenstern <i>et al</i> , 2016
Rejeito de mineração de bauxita	Reconst. e Indeform.	CIU	0.04	3.06	baixa	Silte	Não	Presente pesquisa

#### 4.4.1 Cimentação artificial

Para avaliação da sensibilidade da relação entre rigidez e resistência com a cimentação ou envelhecimento de solos, avaliaram-se resultados de ensaios de laboratório em areias artificialmente cimentadas (areia de Osório e areia de Rhode Island). Sabe-se que o efeito da

cimentação artificial promove ligações bem mais fortes daquelas que ocorrem em condições naturais, entretanto, nesta análise permitem a avaliação da sensibilidade a este parâmetro, dentro do espaço em estudo.

A Figura 4.26 ilustra o comparativo de resultados dos ensaios nos materiais cimentados em relação aos demais resultados, em materiais não-cimentados. Observa-se que a combinação entre  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$  referente aos materiais cimentados posiciona-os numa faixa acima dos demais resultados, ou seja, o efeito da cimentação promove variações maiores na rigidez do que na resistência do material. Este mesmo comportamento foi observado por Schnaid *et al* (2004), para resultados de ensaios de campo.

Sendo assim, as mesmas faixas definidas por Eslaamizad e Robertson (1997) e Schnaid *et al* (2004) foram inseridas neste espaço, demonstrando que os resultados de laboratório aparentam seguir a mesma tendência de comportamento relatada através de ensaios de campo, embora a combinação de resultados ocupe uma faixa um pouco superior em relação às faixas definidas para os ensaios de campo. Esta diferença entre resultados de ensaios de campo e laboratório pode ser perfeitamente justificável pela diferença entre resultados de  $G_0$  obtidos em campo e laboratório, além da diferença existente entre a resistência obtida através do ensaio triaxial e a resistência de ponta do cone. Frequentemente, os valores de  $G_0$  lidos em laboratório são inferiores aos de campo, consequência do processo de moldagem e reconstituição (LARSSON E MULABDIC, 1991). Já a definição de valores de resistência não-drenada, por exemplo, a partir da resistência do cone, necessita de fatores de correção do cone, como o  $N_{kt}$  (LUNNE ET AL, 1997).

Para o caso de aplicação do espaço  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$  na avaliação de ensaios de laboratório, sugere-se que as faixas definidas por Schnaid *et al* (2004) como limites inferior e superior para materiais com cimentação sejam tratados aqui como limites inferior e superior para solos não cimentados (linhas 2 e 3 – Figura 4.26). Além disso, sugere-se a supressão da linha inferior (linha 1 – Figura 4.26) utilizada como limite inferior de solos não cimentados, para ensaios de campo, e inserção de um novo limite superior (linha 4 – Figura 4.26) para delimitação da faixa correspondente a materiais com características de cimentação ou envelhecimento, a partir de resultados de ensaios de laboratório. Como os resultados de materiais cimentados analisados aqui referem-se à cimentação artificial de até 10%, acredita-se que a linha limite para materiais

com cimentação ou envelhecimento natural esteja posicionada mais abaixo da combinação definidas por tais resultados.

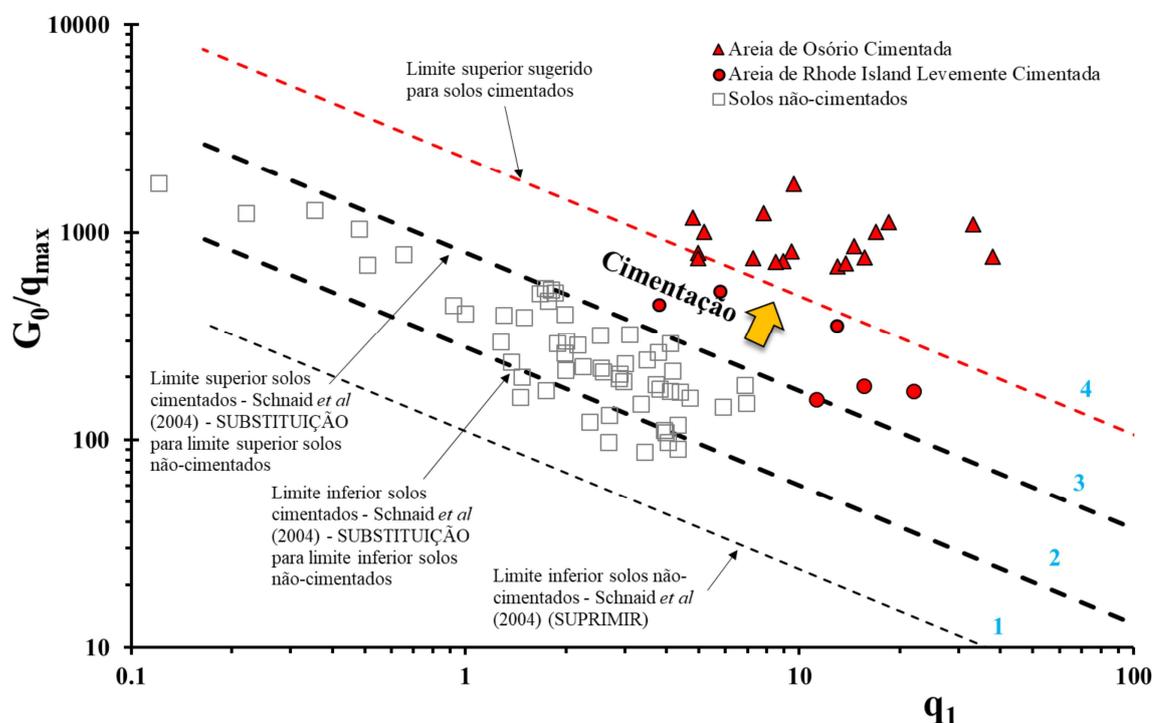


Figura 4.26 - Efeito da cimentação em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório

#### 4.4.2 Densidade Relativa

Com o intuito de analisar a variação dos parâmetros de rigidez e resistência com a mudança de densidade do solo, foram selecionados resultados de ensaios de laboratório, realizados no mesmo material, apenas com variação da densidade dos corpos de prova ensaiados.

A Figura 4.27 ilustra os resultados de ensaios de areias com e sem cimentação e com densidades diferentes. Verifica-se que, assim como a cimentação, o aumento de densidade promove o aumento da rigidez e da resistência do solo. Entretanto, o aumento da rigidez não é tão elevado quanto o aumento da resistência, o que provoca uma redução da relação  $G_0/q_{max}$ . Além disso, com o aumento da resistência os valores são posicionados mais à direita no gráfico.

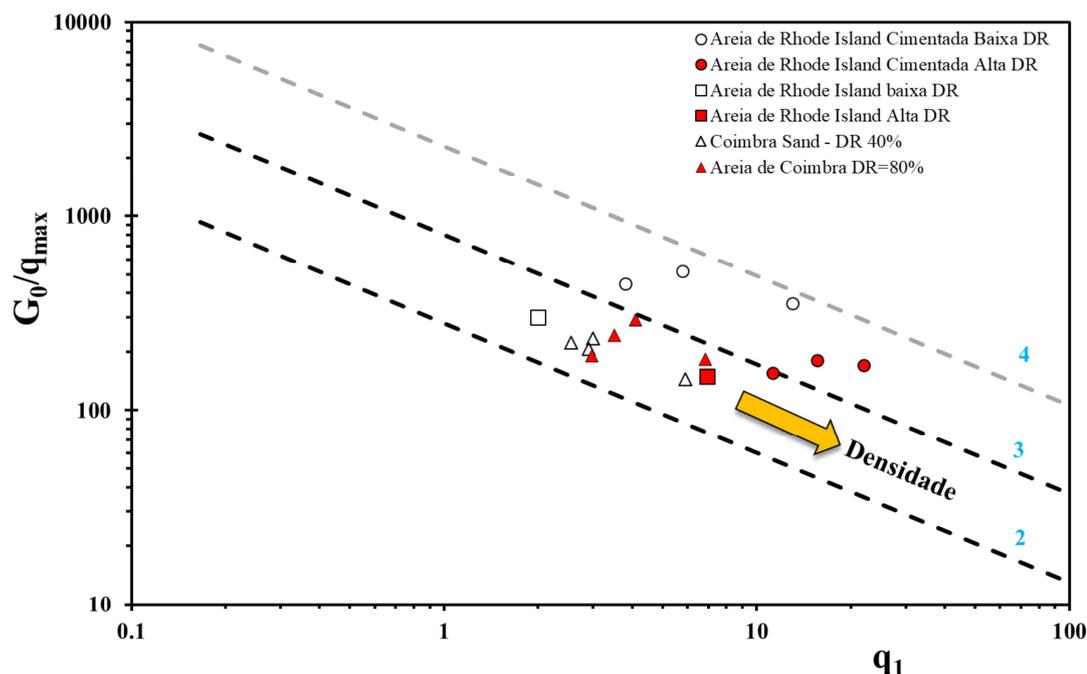


Figura 4.27 - Efeito do aumento da densidade em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório

#### 4.4.3 Teor de finos

A avaliação da sensibilidade da rigidez e resistência ao aumento do teor de finos foi realizada a partir de resultados de ensaios executados no mesmo material, com adição incremental de finos. Nesta análise foram selecionados ensaios conduzidos apenas em areias com adição de finos não-plásticos, em porcentagem de até 30%. Os rejeitos de mineração (siltes não-plásticos) não foram inseridos neste estudo pelo fato dos resultados dos ensaios neste tipo de material sofrerem forte influência das condições de drenagem durante o ensaio, conforme será discutido no item 4.4.4 deste trabalho.

A Figura 4.28 reúne os resultados dos ensaios selecionados. Pode-se observar que a adição de finos provoca reduções tanto na rigidez quanto na resistência do material, fazendo com que as variações da relação  $G_0/q_{max}$  sejam menos significativas. De modo geral, para os dados analisados, o acréscimo de finos tende a provocar uma pequena redução em  $G_0/q_{max}$  e, também, da resistência normalizada,  $q_1$ , o que faz com que os resultados sejam deslocados tanto para baixo quanto para à esquerda do gráfico.

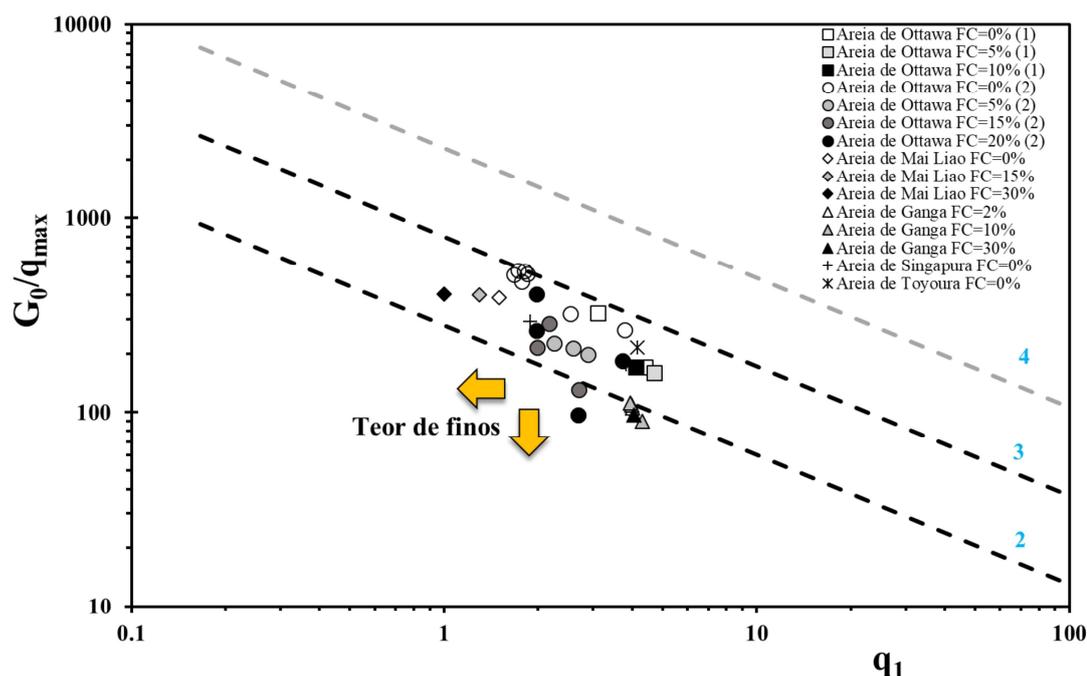


Figura 4.28 - Efeito do teor de finos em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório

#### 4.4.4 Efeitos de drenagem

Os efeitos de drenagem na combinação dos parâmetros de rigidez e resistência dos materiais, foram analisados por meio de resultados de ensaios triaxiais drenados (CD) e não-drenados (CIU). Para esta avaliação foram considerados resultados em areias e em rejeitos de mineração (siltes não plásticos), com o intuito de se avaliar o efeito da geração de excessos de poropressões. Os corpos de prova de rejeitos de mineração são ensaiados sob densidades bem mais baixas que as densidades das areias avaliadas. A redução da densidade provoca um aumento na geração de poropressões em ensaios não drenados, reduzindo a resistência do material, conforme discutido no item 4.2 deste trabalho.

A Figura 4.29 apresenta resultados de ensaios drenados e não drenados em diferentes tipos de areias e ensaios drenados e não drenados realizados no rejeito de mineração de ouro e bauxita. Verifica-se que a diferença de densidade entre as areias e os rejeitos analisados faz com que a resistência dos rejeitos, em condição não-drenada, seja muito inferior à resistência apresentada pelas areias. A elevada geração de poropressões nos ensaios não drenados, realizados nos rejeitos, faz com que a diferença entre as resistências em condições drenadas e não drenadas seja muito superior à diferença entre resistências drenadas e não drenadas das areias.

Para esta análise especificamente, pode-se afirmar que a resistência do material é a única variável afetada pelas condições de drenagem durante o cisalhamento. Esta situação pode ser explicada pelo fato das medidas de velocidade cisalhante serem obtidas logo após a consolidação, antes da ruptura. Sendo assim, com a redução da resistência, em condições não drenadas, a relação  $G_0/q_{max}$  aumenta e  $q_1$  reduz, posicionando os resultados de ensaios não drenados tanto mais à esquerda do gráfico, quanto maior a geração de excessos de poropressões durante o ensaio.

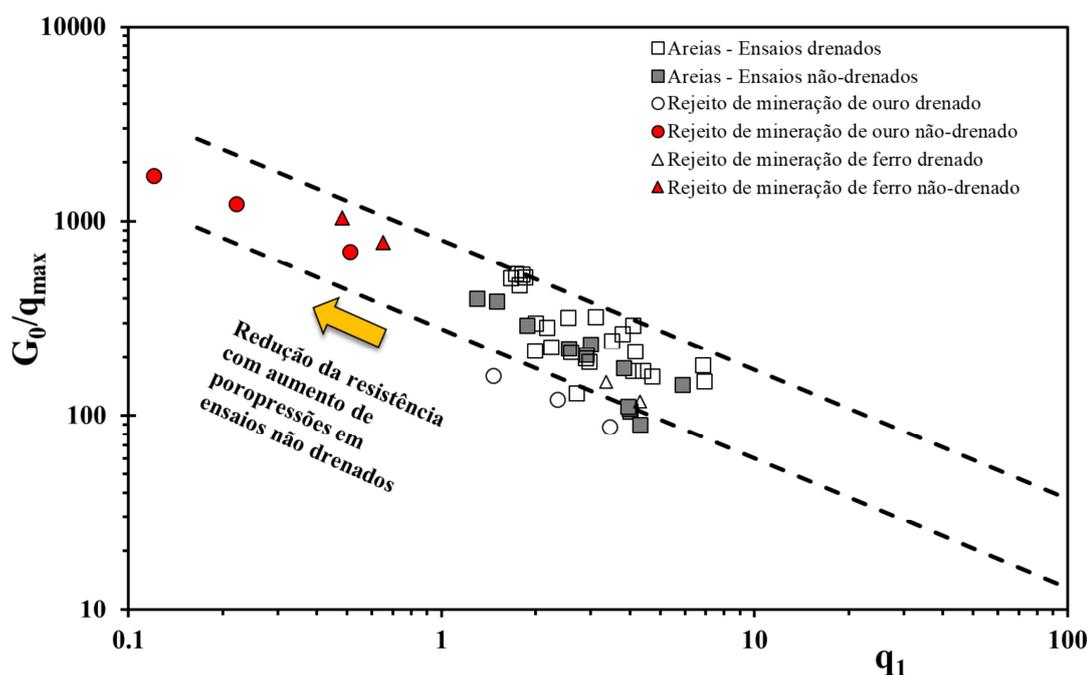


Figura 4.29 - Efeitos de drenagem em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório

Interessante observar que os resultados de ensaios drenados, realizados nos rejeitos, sob as mesmas condições de densidade e tensões confinante que os ensaios não drenados, situaram-se na mesma faixa correspondente aos resultados de ensaios em areias, posicionando-se um pouco abaixo destes, possivelmente por consequência da grande presença de finos, conforme discutido no item 4.4.3 deste trabalho. Sendo assim, pode-se afirmar que diferentemente das areias, o comportamento dos siltes não-plásticos, com baixa densidade, é fortemente influenciado pelas condições de drenagem, sendo que para condições drenadas, estes materiais possuem um comportamento bastante similar ao das areias.

#### 4.4.5 Efeitos da reconstituição de amostra

A partir das análises realizadas no item 4.3 deste trabalho, constatou-se diferenças em características de resistência, deformabilidade e rigidez entre corpos de prova de rejeito de mineração reconstituídos e indeformados. Esta diferença, obviamente, seria perceptível no espaço  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$ , conforme demonstra a Figura 4.30. Observa-se que o resultado dos ensaios correspondentes a cada um dos corpos de prova (indeformado e reconstituído) ocupa uma região distinta no gráfico. Destaca-se o posicionamento dos dados correspondentes ao corpo de prova indeformado, mesmo provenientes de ensaios não-drenados, próximos aos resultados correspondentes às areias. Por outro lado, os resultados correspondentes aos corpos de prova indeformados, nos quais registraram-se maiores gerações de poropressões positivas, posicionados mais à esquerda do gráfico, aproximando-se dos resultados de ensaios não-drenados em rejeitos de mineração de ouro e bauxita.

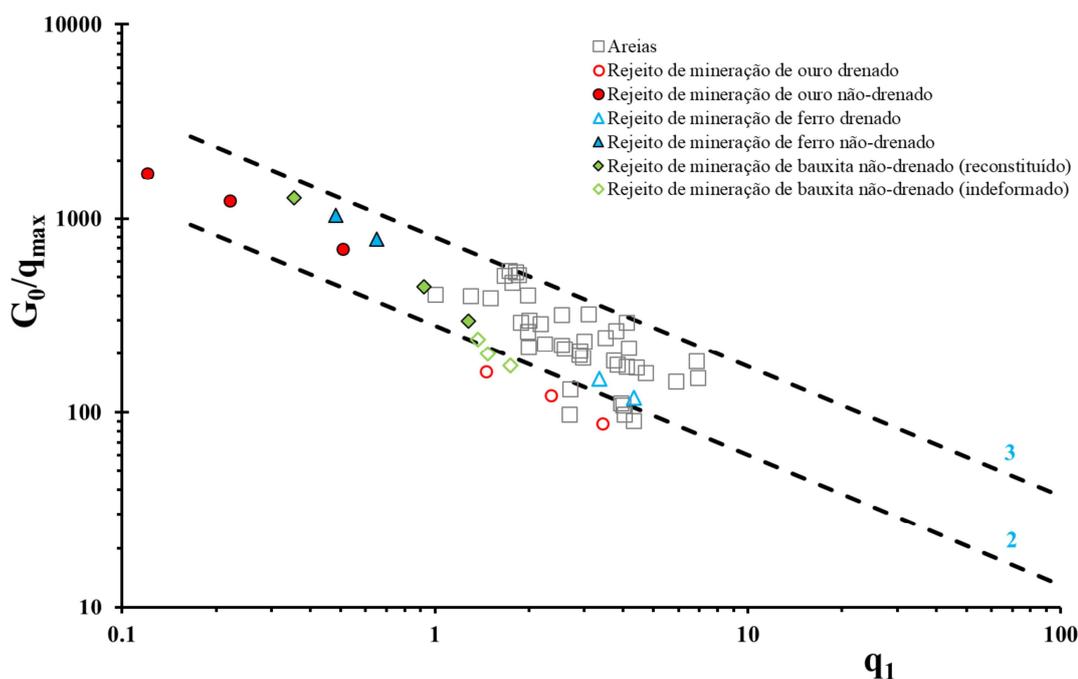


Figura 4.30 - Efeitos da reconstituição de amostras em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório

Um aspecto que merece destaque na avaliação de comportamento de solos no espaço  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$  é que ensaios de laboratório não-drenados, nos quais foi observada ocorrência de liquefação ou liquefação temporária, caracterizam-se por altos valores de  $G_0/q_{max}$  e baixos valores de  $q_1$ . Esta combinação é consequência da alta redução de resistência provocada pelo

aumento das poropressões durante o carregamento imposto. Desta forma, pode-se dizer que, assim como identificado para os demais materiais analisados, existe uma combinação específica de valores de  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$ , em ensaios não-drenados capaz de caracterizar a ocorrência de instabilidades do material.

#### 4.5 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram apresentados resultados e análises de ensaios de laboratório, realizados com o intuito de compreender o comportamento de rejeitos de mineração. Inicialmente foram avaliadas propriedades físicas dos rejeitos e a influência de procedimentos padronizados de ensaios na correta caracterização do material. Verificou-se que a presença de sais na composição dos rejeitos afeta a definição da curva granulométrica, provocando uma sedimentação mais rápida dos grãos, além de dificultar a realização de ensaios de determinação dos limites de Atterberg.

Por meio de ensaios triaxiais realizados em corpos de prova de rejeito de mineração de ouro, moldados com diferentes índices de vazios iniciais, verificou-se a alta dependência da densidade do material em seu comportamento. Os resultados dos ensaios demonstraram grande similaridade com resultados de ensaios realizados em areias fofas, sendo que o aumento da densidade provocou um comportamento mais dilatante do solo, e com isso, evitando a ocorrência de condições de instabilidade. Por meio de comparação dos resultados com a LEC do material definida por Bedin (2010), demonstrou-se que os valores de parâmetro de estado definiram adequadamente a variação de comportamento do material com o aumento da densidade.

Ensaio triaxiais, de adensamento e leituras de *bender elements* demonstraram a variação de comportamento existente entre corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeito de mineração de bauxita. O material indeformado demonstrou apresentar uma estruturação natural que não foi possível de ser reproduzida em laboratório por meio da reconstituição da amostra. Foram identificadas resistências bem superiores no material indeformado, inclusive com geração de poropressões negativas em níveis mais baixos de tensão. O material indeformado sofreu menores deformações com o acréscimo de tensões, apresentando índices de vazios superiores em relação ao corpo de prova reconstituído, para os mesmos níveis de tensões. Desta

forma, os valores de  $G_0$  medidos no corpo de prova indeformado foram inferiores ao reconstituído, não sendo afetado pela provável estruturação natural.

A partir de um banco de dados de ensaios de laboratório, propriedades de rigidez e resistência foram combinadas para avaliação do comportamento dos solos quanto à efeitos de cimentação, densidade relativa, teor de finos, drenagem e reconstituição da amostra. Demonstrou-se que a relação  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$  é única para cada matriz do solo, inclusive como indicativo de condições de instabilidade e possibilidade de ocorrência de liquefação. Desta forma, esta combinação aparenta ser útil como parâmetro de entrada de um sistema de classificação de solos, baseado em resultados de ensaios de campo, conforme será discutido no Capítulo 5 deste trabalho.

## 5 ANÁLISE DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

Neste capítulo são apresentadas análises realizadas com base em resultados de ensaios de campo. Estes ensaios apresentam como vantagem a determinação de parâmetros na condição em que os solos se encontram *in situ*, não sendo necessária a coleta ou reconstituição de amostras, como nos ensaios de laboratório. Tendo em vista a dificuldade da coleta de amostras indeformadas em rejeitos de mineração e as diferenças observadas em resultados de ensaios conduzidos em amostras reconstituídas (item 4.3), a avaliação do comportamento destes materiais por meio de ensaios de campo torna-se bastante atrativa.

Reconhecida a aplicabilidade da combinação entre parâmetros de rigidez e resistência na avaliação do comportamento de geomateriais, conforme demonstrado através de resultados de ensaios de laboratório e literatura específica, o presente trabalho dará ênfase à avaliação de comportamento de solos com base em resultados de ensaios de cone sísmico (SCPTu). Por meio deste ensaio são obtidos valores do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) e resistência de ponta ( $q_t$ ), que serão combinados para o desenvolvimento de uma metodologia de classificação de solos e avaliação de potencial de ocorrência de fluxo por liquefação.

Para o desenvolvimento desta metodologia serão utilizados resultados de ensaios SCPTu em diferentes tipos de solo, bem como, resultados de ensaios realizados em distintos depósitos de rejeitos de mineração brasileiros. A grande maioria dos materiais avaliados apresenta seu comportamento caracterizado por meio de ensaios de laboratório. Estes dados serão utilizados como validação à metodologia proposta.

A organização deste capítulo é baseada na apresentação das metodologias propostas. Para tanto, inicialmente elucida-se a justificativa para um novo método de classificação de solos, bem como, demonstra-se o embasamento científico adotado, além da própria metodologia desenvolvida. Na sequência apresenta-se a validação desta proposta, com a aplicação a uma vasta gama de resultados de ensaios de campo, que serão discutidos ao longo do texto.

De forma complementar ao sistema de classificação de solos, propõe-se uma metodologia de avaliação da suscetibilidade de ocorrência de fluxo por liquefação, baseada no parâmetro de estado, definido a partir de resultados de ensaios SCPTu. Além disso, uma correção dos resultados de ensaios de campo é proposta para determinação do parâmetro de estado em materiais com drenagem parcial, como o caso dos rejeitos de mineração. Resultados de ensaios de campo em areias e rejeitos de mineração são utilizados para validação da mesma.

## 5.1 PROPOSTA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAIOS SCPTU

O ensaio SCPTu permite a determinação conjunta de quatro parâmetros distintos numa mesma vertical de sondagem ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$  e  $v_s$ ), constituindo-se num valioso meio para avaliação de comportamento de geomateriais. Os resultados deste ensaio são combinados para o desenvolvimento de uma metodologia prática de classificação de solos e avaliação de potencial de fluxo por liquefação em materiais granulares.

### 5.1.1 Justificativa

A motivação para o desenvolvimento de uma nova metodologia de classificação de solos e análise de comportamento, baseada em resultados de ensaios de campo, está diretamente relacionada a dificuldades encontradas na caracterização de rejeitos de mineração. Se por um lado, resultados de ensaios de laboratório podem ser afetados pela reconstituição de amostras, por outro lado a aplicação de métodos consagrados de classificação e análise de comportamento, baseados em resultados de ensaios de campo, demonstram alta dispersão quando aplicados a estes materiais.

Conforme apresentado no item 2.3.2.1 deste trabalho, as metodologias consagradas para classificação de solos, com base em resultados de ensaios CPTu, baseiam-se na correlação entre dois parâmetros independentes como  $q_t$ ,  $f_s$  e  $u$ . Entretanto, muitas vezes a determinação de parâmetros como atrito lateral e poropressões pode estar circundada por incertezas, comprometendo a correta interpretação de correlações baseadas nos mesmos. Além disso, nos rejeitos de mineração, e outros materiais com permeabilidade intermediária, os resultados dos ensaios são afetados pelas condições de drenagem (velocidade de cravação), fato que pode

alterar significativamente a interpretação destas metodologias, principalmente aquelas baseada em valores de poropressão.

As Figuras 5.1-a e 5.1-b ilustram a dispersão de resultados de ensaios CPTu realizados em rejeitos de mineração de ouro, quando combinados através dos métodos de classificação de solos baseados em  $q_t$ ,  $f_s$  e  $u$ , propostos por Robertson (1990). A Figura 5.1-c demonstra os resultados na metodologia proposta por Robertson *et al* (1995), na qual são correlacionados parâmetros de resistência e rigidez. Embora seja reconhecida que combinação destas duas propriedades se apresenta como bom indicativo de comportamento de solos, os rejeitos de mineração parecem não estar bem caracterizados no espaço apresentado, abrangendo, predominantemente, uma região de argilas com baixos índices de vazios e região correspondentes a solos com envelhecimento e cimentação.

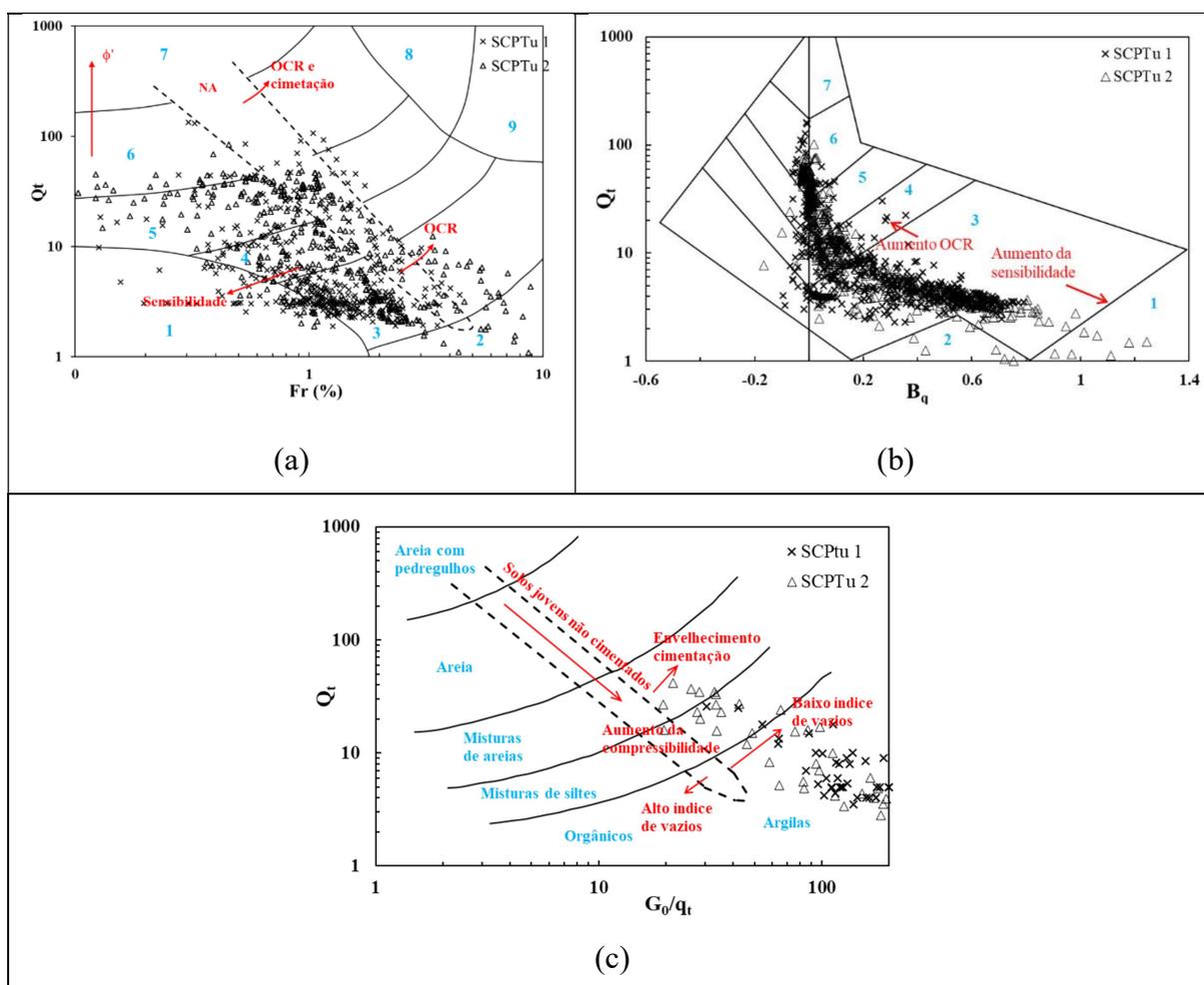


Figura 5.1 - Dispersão de resultados de ensaios em rejeito de mineração de ouro em sistemas de classificação padrão: (a) e (b) Robertson (1990) e (c) Robertson *et al* (1995)

Diante deste desafio e, tendo em vista a importância dos ensaios de campo na caracterização do material em condições *in situ*, atrelada à possibilidade de obtenção concomitante de parâmetros de rigidez e resistência através do ensaio SCPTu, buscou-se avaliar e desenvolver um sistema de classificação de solos, conforme será exposto e validado nos itens a seguir.

### 5.1.2 Determinação e apresentação da metodologia

De acordo com Wroth (1988) os problemas práticos de engenharia exigem propostas de avaliação de comportamento de solos, baseadas em raciocínio físico, princípios teóricos da mecânica dos solos e parâmetros de engenharia normalizados. Neste sentido, para iniciar o desenvolvimento da metodologia de classificação, buscou-se por formulações com embasamento teórico, para descrever propriedades de solos, cujo comportamento é bem definido na literatura (areias e argilas). A partir deste conhecimento busca-se pela correta interpretação de resultados de ensaios de campo.

A resistência de ponta do cone ( $q_t$ ) e a rigidez ( $G_0$ ) são controladas pelo índice de vazios, tensão efetiva, compressibilidade e estrutura do solo, constituindo-se em funções diferentes para as mesmas variáveis. Conforme discutido anteriormente e, defendido por autores como Schnaid e Yu (2007), Schneider e Moss (2011) e Robertson (2016), a razão entre estas propriedades ( $G_0/q_t$ ) constitui-se um atrativo parâmetro de avaliação de comportamento e estado do solo. Além disso, a razão  $G_0/q_t$  pode ser teoricamente fundamentada em conceitos mecânicos de expansão de cavidade (Shuttle e Jefferies, 1998) e teoria do estado crítico, quando assumida uma razão constante entre a rigidez elástica e plástica no plano de contato (Wroth, 1984).

Yu (2000) afirma que a aplicação da teoria de expansão de cavidade constitui-se numa ferramenta adequada para avaliação de resultados de ensaios campo, como é o caso do ensaio CPTu. A utilização desta teoria é atrativa, uma vez que, a expansão ou contração de cavidade no interior do solo é um problema com limite unidimensional, sendo que mudanças de tensões, poropressões e deformações podem ser interpretadas através de modelos constitutivos (elásticos, viscoelásticos, visco-plásticos ou elasto-plásticos).

Para o caso de ensaios de cone executados em areias, de acordo com validações realizadas por Yu *et al* (1996), a resistência de ponta, medida em câmaras de calibração, pode ser perfeitamente estimada pela formulação proposta por Ladanyi e Johnston (1974) (Equação 21), para condições drenadas. Através desta equação é possível correlacionar a resistência de

ponta do cone ( $q_t$ ), com a pressão limite da cavidade esférica ( $p'_{ls}$ ), considerando-se um cone com dimensões padrão. Destaca-se que o conceito da pressão limite da cavidade esférica ( $p'_{ls}$ ) foi desenvolvido por Yu e Houlsby (1991).

$$q_t = p'_{ls} \left[ 1 + \sqrt{3} \tan(\phi_{ps}) \right] \quad \text{Eq. 21}$$

Onde  $\phi_{ps}$  é o ângulo de atrito de pico sob deformações planas.

A partir deste equacionamento, diversos estudos baseados em resultados de ensaios em câmara de calibração, em diferentes tipos de areias foram realizados e, diversas relações entre a resistência de ponta do cone e o ângulo de atrito ou densidade do material, foram propostas (JAMIOLKOWSKI *ET AL*, 1985; KULHAWY E MAYNE, 1990; MAYNE, 2006).

Já para o caso das argilas, o parâmetro chave para avaliação de comportamento é a resistência não-drenada ( $S_u$ ). De acordo com Wroth (1984), a partir de conceitos da Mecânica dos Solos do Estado Crítico, é possível se obter uma relação entre a resistência não-drenada,  $OCR$  e parâmetros do estado crítico, conforme demonstra a Equação 22:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{M}{2} \left( \frac{OCR}{r} \right)^A \quad \text{Eq. 22}$$

onde  $r$  é a razão de espaçamento, assumindo o valor de 2 para o modelo Cam Clay Modificado.

O valor de  $S_u$  não pode ser obtido diretamente a partir do ensaio de cone, entretanto, existem diversas soluções teóricas que correlacionam esta resistência com resultados do ensaio de cone. Tais soluções baseiam-se em diferentes conceitos como teoria da capacidade de carga (TERZAGHI, 1943; DE BEER, 1977), teoria da expansão de cavidade (SKEMPTON, 1951; VESIC, 1975), abordagens analíticas e numéricas (LADANIY, 1967) e teoria da trajetória de tensões (TEH, 1987). Em todas as propostas teóricas, a resistência não-drenada pode ser derivada de uma forma bastante similar, resultando na formulação geral apresentada pela Equação 23:

$$q_c = N_c \cdot S_u + \sigma_{v0} \quad \text{Eq. 23}$$

Onde  $N_c$  é um fator teórico do cone e  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total *in situ*.

O valor de  $N_c$  pode ser obtido através de diferentes soluções teóricas, conforme citado anteriormente. Neste estudo, como um exemplo, e por questões de simplificação, será adotada a solução baseada na teoria de expansão de uma cavidade esférica, proposta por Baligh (1975) e dependente do índice de rigidez do solo ( $I_r$ ) (Equação 24).

$$N_c = 12 + \ln(I_r) \quad \text{Eq. 24}$$

Substituindo as Equações 22 e 24 na Equação 23, chega-se na formulação teórica para resistência de ponta do cone em argilas (Equação 25):

$$q_t = \left[ \sigma'_{v0} \left( \frac{M}{2} \right) \left( \frac{OCR}{2} \right)^A \cdot (12 + \ln(I_r)) \right] + \sigma_{v0} \quad \text{Eq. 25}$$

Destaca-se que em todos os casos a resistência de ponta do cone é tratada como a resistência corrigida ( $q_t$ ), uma vez que, este parâmetro pode ser utilizado tanto em materiais cuja resposta ao ensaio é drenada, quanto em materiais cuja resposta ao ensaio é não-drenada.

Assim, as resistências drenadas e não-drenadas do cone, conforme expressas pelas respectivas equações teóricas (Eq 21 e Eq. 25) podem ser combinadas com valores teóricos previstos para o módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ). O valor de  $G_0$  é expresso como uma função diferente do índice de vazios ( $e$ ) e nível de tensões efetivo médio ( $p'$ ), conforme equacionamento proposto por Hardin (1978).

$$G_0 = kf(e) \rightarrow G_0 = Cf(p)f(e) \rightarrow G_0 = Cp_a \left( \frac{p'}{p_a} \right)^n f(e) \quad \text{Eq. 26}$$

No presente trabalho, a função  $f(e)$  proposta por Lo Presti *et al* (1997) foi adotada como referência, dando origem a Equação 27:

$$\frac{G_0}{p_a} = C e^{-x} \left( \frac{p'}{p_a} \right)^n \quad \text{Eq. 27}$$

Onde  $p_a$  é a pressão atmosférica e os parâmetros  $C$ ,  $n$  e  $x$  são parâmetros do modelo matemático do solo.

Seguindo-se as premissas de Wroth (1988) em trabalhar com propriedades normalizadas, a resistência de ponta do cone foi normalizada pelo nível de tensões, adotando-se o parâmetro

adimensional ( $Q_m$ ), também utilizado nas avaliações de Robertson (2010), conforme apresentado no item 2.3.2.2 deste trabalho (Equação 17). Entretanto, para esta metodologia, o valor do parâmetro  $n$  será adotado como 0.5, sendo a equação de  $Q_m$ , reescrita conforme Equação 28, apresentada a seguir:

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad \text{Eq. 28}$$

A adoção do valor de  $n=0.5$  é aceito pela literatura para utilização em solos granulares (ZHANG ET AL., 2002; ROBERTSON, 2016) e acredita-se que dentro do cenário normalizado de  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$  este não apresentará variações significativas para diferentes materiais.

Tendo como base as equações apresentadas, verifica-se que a resistência de ponta do cone definida através das Equações 21 e 25, para areias e argilas, respectivamente, pode ser relacionada, de forma teórica, com os valores de  $G_0$  definidos pela Equação 27, para uma dada faixa de índice de vazios e nível de tensões *in situ*. Em sequência, a relação  $G_0/q_t$  pode ser expressa de forma teórica em função de  $Q_m$ , delimitando os eixos do sistema de classificação de solos proposto. Salienta-se que, embora a Equação 27 tenha sido calibrada em solos granulares, existem evidências experimentais (LO PRESTI, 1989; JAMIOLKOWSKI ET AL, 1991), que demonstram que a inclinação que reflete a função  $f(e)$ , não é significativamente influenciada pelo tipo de solo, sendo possível sua aplicação a outros tipos de solos.

Para o caso de areias, Schnaid *et al* (2004) propôs uma relação entre  $G_0$  e  $q_t$  através de ensaios realizados em câmaras de calibração, inserindo fronteiras para areias cimentadas e não cimentadas, conforme Equação 9, apresentada no item 2.3.2.2 deste trabalho e apresentada novamente aqui com o intuito de permitir um melhor entendimento da proposta desenvolvida.

$$G_0 = \alpha \sqrt[3]{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Eq. 9}$$

Sendo assim, no espaço adimensional que correlaciona a relação  $G_0/q_t$  (ordenadas) versus  $Q_m$  (abscissas), em eixos em escala logarítmica, este equacionamento gera linhas paralelas, que mudam de acordo com o nível de tensões médio, cimentação natural e envelhecimento. A partir da combinação da Equação 9, proposta por Schnaid *et al* (2004), com a Equação 28, apresentada anteriormente, pode-se definir três fronteiras distintas, aplicando-se a variação de  $\alpha$  (800, 280 e 110, respectivamente, conforme Eq. 10, 11 e 12 apresentadas no item 2.3.2.2 do trabalho).

Estas fronteiras podem, então, poder ser reescritas através das Equações 29, 30 e 31, respectivamente. Este equacionamento fornece uma indicação para classificação de solos granulares no espaço  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$ , compondo na forma de contornos diagonais a delimitação superior e inferior para areias sem envelhecimento e/ou sem cimentação e a delimitação superior e inferior para areias com envelhecimento e/ou cimentação.

$$\frac{G_0}{q_t} = 800Q_{tn}^{-0.667} \quad \text{Limite superior cimentado} \quad \text{Eq. 29}$$

$$\frac{G_0}{q_t} = 280Q_{tn}^{-0.667} \quad \begin{array}{l} \text{Limite inferior cimentado} \\ \text{Limite superior não cimentado} \end{array} \quad \text{Eq. 30}$$

$$\frac{G_0}{q_t} = 110Q_{tn}^{-0.667} \quad \text{Limite inferior não-cimentado} \quad \text{Eq. 31}$$

Para o caso de avaliação de resultados em argilas, a solução não-drenada para a teoria de expansão de cavidade delimitará fronteiras superiores e inferiores para uma argila normalmente consolidada. Assim como será demonstrado na sequência do trabalho, as soluções de expansão de cavidade drenada e não drenada dão origem à linhas contínuas e paralelas, definindo regiões específicas para a combinação de resultados de ensaios em cada um dos materiais.

Tomando-se como diretriz as fronteiras definidas por Schnaid *et al* (2004), foram produzidos resultados teóricos de  $q_t$  e  $G_0$  para areias e argilas, baseando-se em formulações desenvolvidas a partir de ensaios em câmaras de calibração. Selecionaram-se formulações que permitissem a determinação destes parâmetros a partir de propriedades intrínsecas destes materiais, como ângulo de atrito e densidade relativa, para as areias e,  $OCR$ , para as argilas. Desta forma, ao se variar os valores destas propriedades foi possível identificar a mudança dentro do espaço  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$ , atribuindo-se uma tendência de comportamento, similar à análise realizada a partir de ensaios de laboratório (item 4.4 deste trabalho).

A Tabela 5.1 apresenta as formulações utilizadas na obtenção de resultados teóricos de ensaios correspondentes a uma areia e uma argila.

Tabela 5.1 - Resumo das formulações adotadas para definição de resultados teóricos de ensaios em areias e argilas

AREIAS						
Parâmetro	Formulação					Referência
Resistência de ponta ( $q_t$ )	$q_t = e^{\frac{Dr+98}{66}} \cdot \sigma_{v0}^{0,5}$					Jamiolkowski <i>et al</i> , 1985
	$q_t = 10^{\frac{\phi-17,6^\circ}{11^\circ}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}} \cdot \sigma_{atm}$					Kulhawy e Mayne, 1990
Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )	$G_0 = 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a}$					Schnaid <i>et al</i> , 2004
ARGILAS						
Parâmetro	Formulação					Referência
Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{zm}$ )	$\sigma'_{zm} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$					Chen e Mayne, 1996
	$\sigma'_{v0} = \gamma_t \cdot z_t - \gamma_w \cdot z_w$					
	$\Delta\sigma_v = (A \cdot z_t + B)^C$ (*)					
Resistência de ponta ( $q_t$ )	$OCR = \frac{\sigma'_{zm}}{\sigma'_{v0}}$					Wroth, 1984 Baligh, 1975
	$q_t = \left[ \sigma'_{v0} \left( \frac{M}{2} \right) \left( \frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \cdot (12 + \ln(I_r)) \right] + \sigma_{v0}$					
Poropressão do cone ( $u_2$ )	$u_2 = -\sigma'_{v0} \cdot \left[ \left( \frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \cdot \left( \frac{M}{2} \right) \cdot \left( 12 - \frac{1}{3} \ln(I_r) \right) + 1 \right] + q_t$					
Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )	$G_0 = 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a}$					Schnaid <i>et al</i> , 2004
(*)						
	Descrição do processo de consolidação	A	B	C	OCR	
a)	Depósitos Normalmente adensados (NC)	0	0	1	Const. = 1	NC
b)	Varição do nível do lençol freático	Const.>0	0	1	Const. > 1	PC
c)	Depósitos NC com envelhecimento	Const.>0	0	1	Const. > 1	PC
d)	Depósitos NC com camada resistente	0	0	1	Const. = 1	NC
e)	Depósitos PC pré-carregados por meios mecânicos (erosão, ação glacial e escavação)	Const.>0	Const.	1	Variável	PC
f)	Depósitos PC causados por dessecação	Const.>0	Const.>0	1	Variável	PC
g)	Depósitos PC causados por cimentação	Const.>0	Const.>0	<1	Variável	PC
NC = normalmente consolidado; PC = pré-consolidado						

Para o caso das areias os valores de  $q_t$  foram definidos a partir de equações apresentadas pela literatura, obtidas a partir de câmara de calibração e, dependentes do ângulo de atrito e densidade. Para o caso das argilas, foi utilizada o próprio equacionamento teórico definido pela Equação 25. Entretanto, foi necessária a simulação de diferentes situações de consolidação para

se obter a variação de  $OCR$ . Neste caso, adotaram-se as condições de consolidação propostas por Chen e Mayne (1996), conforme apresentado na Tabela 5.1, para o cálculo de diferentes acréscimos de carga e em consequência, definindo-se a variação de  $OCR$ . Os valores do índice de rigidez e parâmetros do estado crítico foram mantidos constantes nestas análises. O equacionamento teórico, apresentado na Tabela 5.1, para determinação das poropressões na argila foi derivado da Equação 25, apenas com a substituição do termo  $\sigma_{v0}$  por  $\sigma'_{v0} + u_2$  e reorganização das parcelas.

Destaca-se que os valores de  $G_0$  para as areias e para as argilas foram calculados através da Equação 9, adotando-se  $\alpha$  igual a 280 para areias e igual a 110 (limite inferior) para argilas, tendo em vista que, para um mesmo nível de tensões, as argilas tendem a apresentar resistências inferiores que às areias.

A partir da elaboração de uma planilha iterativa foi possível variar os valores de  $\phi$ ,  $D_r$  e  $OCR$  e avaliar o posicionamento dentro do espaço  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$ . Embora o comportamento observado seja influenciado pelos valores constantes de  $\alpha$ , para determinação de  $G_0$ , verifica-se que as areias e as argilas tendem a ocupar regiões bem definidas, conforme demonstrado pela Figura 5.2. Observa-se uma tendência dos resultados em areias se posicionarem mais à direita, o que está de acordo com estudos desenvolvidos por Schnaid *et al* (2004). Verificou-se que o acréscimo nos valores de  $\phi$  e  $D_r$  deslocaram diagonalmente a combinação  $G_0/q_t$  e  $Q_m$  para baixo e para direita. Este mesmo comportamento foi observado na análise realizada a partir de resultados de ensaios de laboratório em areias (item 4.4.2). Já para as argilas, observou-se que estas tendem a ocupar uma região mais à esquerda e inferior do gráfico, sendo que acréscimo de  $OCR$  desloca a relação entre  $G_0/q_t$  e  $Q_m$  diagonalmente para a esquerda. Interessante observar que as argilas ocupam uma região cujos valores de  $Q_m$  são inferiores à faixa explorada por Schnaid *et al* (2004). Este fato sugere a extrapolação das fronteiras, definidas por Schnaid *et al* (2004), para a avaliação de comportamento de materiais de granulometria mais fina.

Tendo como diretriz preliminar as regiões teóricas definidas na Figura 5.2 e o entendimento da variação da relação  $G_0/q_t$  e de  $Q_m$  com a alteração de parâmetros intrínsecos dos materiais, tanto com base em conceitos teóricos, como pela análise de resultados de ensaios de laboratório, foi possível determinar distintas regiões para classificação de solos neste cenário. Como suporte à delimitação das diferentes fronteiras, resultados de ensaios de campo em diferentes materiais foram utilizados para o desenvolvimento da metodologia de classificação (Figura 5.3).

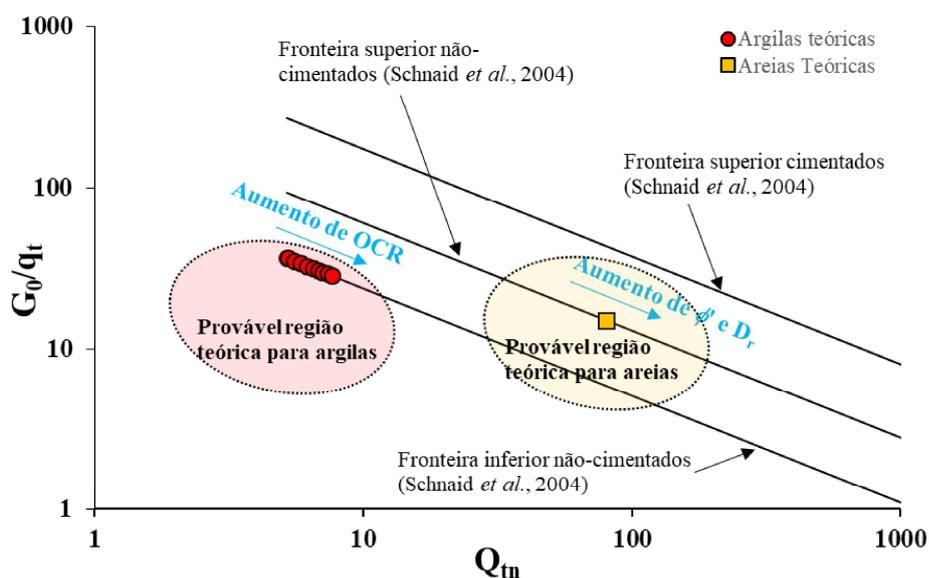


Figura 5.2 - Resultados teóricos para areias e argilas no espaço  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$

Inicialmente, a metodologia proposta utiliza-se de equacionamento derivado das três fronteiras definidas por Schnaid *et al* (2004) para areias cimentadas e não cimentadas (Equações 29, 30 e 31), as quais compõem as linhas A-A, B-B e C-C na Figura 5.3, respectivamente. Em seguida, as Equações 25, 9 e 28 foram combinadas para traçar fronteiras, no espaço  $G_0/q_t$  versus  $Q_m$ , para classificação de argilas. Tendo em vista que o parâmetro  $\alpha$  (Equação 9) define o posicionamento das fronteiras no espaço de estudo e, baseando-se nos resultados teóricos e resultados de ensaios de campo, realizados em depósitos de argila, foi proposta uma quarta linha de fronteira para compor o limite inferior para a região de solos argilosos (linha D-D). Desta maneira, as fronteiras definidas para os solos argilosos são expressas pelas seguintes equações:

$$G_0 = 110^3 \sqrt[3]{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Limite superior argilas (Linha A-A)} \quad \text{Eq. 32}$$

$$G_0 = 20^3 \sqrt[3]{q_t \sigma'_{v0} p_a} \quad \text{Limite inferior argilas (Linha D-D)} \quad \text{Eq. 33}$$

Já o equacionamento que correlaciona a razão  $G_0/q_t$  com  $Q_{tn}$  para delimitação dos limites superior e inferior para as argilas pode ser expresso através das Equações 34 e 35, respectivamente:

$$\frac{G_0}{q_t} = 110Q_{tn}^{-0.667} \quad \text{Limite superior argilas (Linha A-A)} \quad \text{Eq. 34}$$

$$\frac{G_0}{q_t} = 20Q_{tn}^{-0.667} \quad \text{Limite inferior argilas (Linha D-D)} \quad \text{Eq. 35}$$

Avaliando-se os resultados de ensaios provenientes de diferentes tipos de depósitos, verificou-se que entre as regiões definidas para solos arenosos e argilosos existe uma região de transição, correspondente a solos siltsos intermediários, seguindo uma transição suave e com a mesma tendência das linhas de fronteira. Sendo assim, constatou-se que a inclinação das linhas de fronteira é uma combinação do índice de vazios, tensão média e parâmetros de estado crítico do solo e aparentemente não é influenciada pelo tipo de solo. Para delimitação das transições entre os distintos materiais foram introduzidas linhas verticais, que assim como a linha de limite inferior das argilas (Figura 5.3), são de natureza empírica, estabelecidas a partir de resultados de ensaios de campo, e são usadas para complementar o sistema de classificação.

No sistema de classificação proposto, o processo de cimentação natural pode ser identificado de forma adequada, pois induz um aumento no módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ), embora a resistência permaneça relativamente constante. Já o processo de envelhecimento tende a aumentar tanto a rigidez quanto a resistência devido ao intertravamento das partículas. Como resultado, os pontos de dados para uma areia cimentada e/ou em processo de envelhecimento, situam-se na parte superior da região definida para areias não cimentadas. Esta situação justifica um valor mais elevado do coeficiente  $\alpha$  na Equação 29, que define a fronteira superior de solos cimentados. Comportamento semelhante a este também foi observado na análise de resultados de ensaios de laboratório, em materiais cimentados (item 4.4.1)

As linhas verticais auxiliares, apresentadas no sistema de classificação, ajudam a definir o tipo de material e as condições de drenagem que ocorrem durante a penetração do cone. Uma linha vertical para  $Q_m = 50$  já foi reconhecida como um limite seguro e conservador para separar areias de misturas de areias: os solos que se situam acima da linha A-A com  $Q_m > 50$  são granulares e a penetração do cone ocorre em condições drenadas (DEJONG E RANDOLPH,

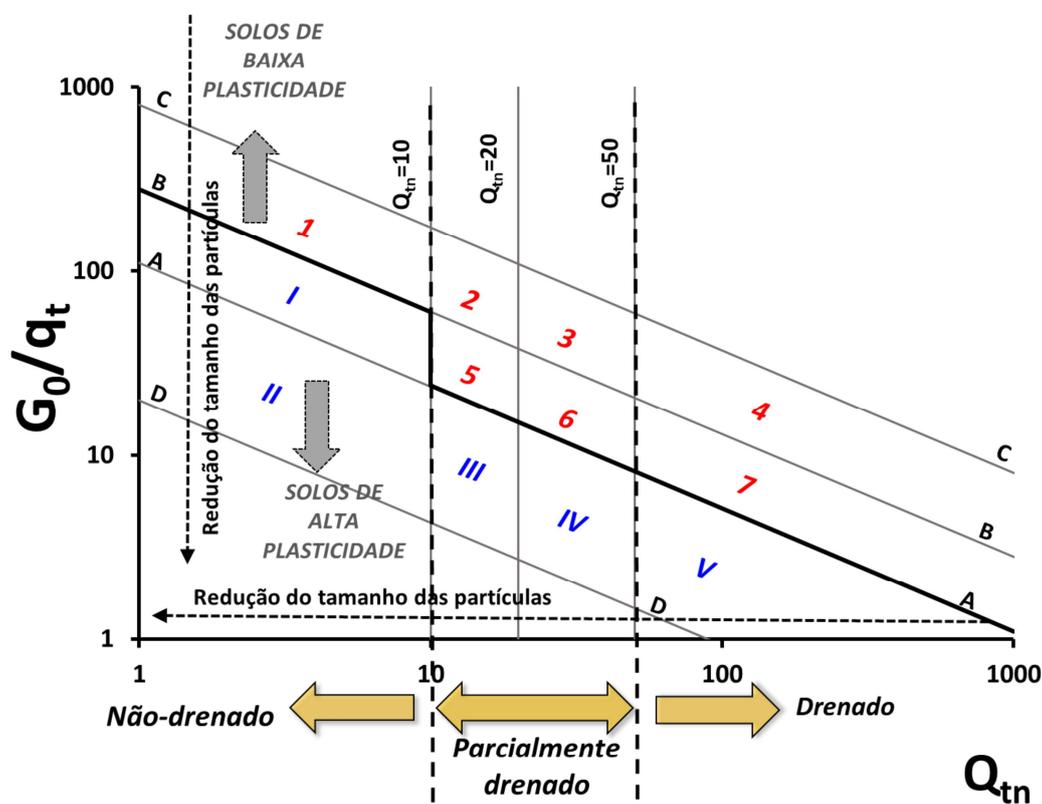
2012), enquanto valores de  $Q_m < 50$  são representativos de misturas de areia e siltes onde a drenagem parcial pode ocorrer durante a penetração do cone. Os solos que se encontram abaixo da linha B-B, caracterizados por  $Q_m < 10$  são tipicamente argilas e a penetração do cone se dará em condições não-drenadas. As condições intermediárias são representativas das misturas de argilas, siltes e areias, onde a penetração do cone provavelmente se dará em condições parcialmente drenadas. Além das linhas verticais de  $Q_m=50$  e  $Q_m=10$ , inseriu-se uma linha empírica intermediária de  $Q_m=20$ . O objetivo desta linha é apresentar uma possível fronteira entre misturas com maior proporção de areia (à direita) e maior proporção de finos siltosos (à esquerda).

Como pode ser observado na Figura 5.3, o sistema de classificação apresenta, ainda, uma linha mestra central que tem por objetivo dividir os solos de baixa plasticidade dos solos de alta plasticidade. Esta linha é definida pela linha A-A até o valor de  $Q_m=10$  e segue pela linha B-B para valores inferiores a  $Q_m=10$ . A definição desta linha mestra foi realizada a partir de resultados de ensaios de campo. Outro fator de destaque observado é que a granulometria dos solos avaliados no sistema tende a reduzir da direita para a esquerda e de cima para baixo no gráfico.

Resultados de ensaios realizados em rejeitos de mineração também foram avaliados para montagem do sistema de classificação. Verificou-se que, por se tratarem de materiais finos, estes resultados concentraram-se mais à esquerda do gráfico, transitando entre regiões de plasticidade ou não-plasticidade, dependendo de sua origem. Salienta-se que resultados de ensaios realizados em reservatórios de rejeitos não-plásticos com elevada geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone, tendem a se concentrar à esquerda do gráfico, entretanto, de forma mais superior (região 1). Isto se deve aos baixos valores de resistência de ponta, que provocam a elevação dos valores da razão de  $G_0/q_t$ .

Partindo dessas evidências, a classificação proposta é dividida em classes variando de 1 a 7 para solos de baixa plasticidade (areias e misturas arenosas) e I para V para solos de alta plasticidade (argilas e misturas argilosas), no espaço adimensional de  $\log\text{-}\log G_0/q_t$  versus  $Q_m$ , conforme ilustrado na Figura 5.3.

A metodologia apresentada na Figura 5.3 propõe a delimitação de regiões correspondentes a diferentes tipos de geomateriais, fornecendo uma abordagem limpa e fácil para a interpretação dos dados SCPTu.



SOLOS NÃO-PLÁSTICOS	SOLOS PLÁSTICOS
1. Solos não-plásticos sensitivos	I. Argilas
2. Siltes arenosos	II. Argilas orgânicas
3. Siltes arenosos a siltes com pedregulhos ou siltes cimentados	III. Argilas siltosas
4. Areias com pedregulhos ou areias cimentadas	IV. Siltes argilosos
5. Siltes	V. Areias argilosos
6. Areias a areias siltosas	
7. Areias limpas	

Figura 5.3 - Sistema proposto para classificação de solos com base em resultados de ensaios SCPTu

### 5.1.3 Validação

Para realizar a validação do sistema de classificação apresentado, foram selecionados resultados de ensaios de campo em diferentes tipos de solos e rejeitos de mineração. A avaliação contempla resultados de ensaios obtidos a partir da literatura, indústria e dados de campanhas

experimentais realizadas pelo PPGEC/UFRGS. Os itens a seguir mostram as características dos materiais analisados, resultados e a aplicabilidade da metodologia de classificação a cada um dos materiais estudados.

#### 5.1.3.1 Areias e areias com finos

A avaliação de resultados de ensaios em solos arenosos será enfatizada no presente trabalho, uma vez que, estes materiais apresentam comportamento bem definido pela literatura e são materiais que podem sofrer liquefação dependendo da sua condição de estado. Resultados de ensaios nestes materiais também serão utilizados como base para o desenvolvimento e validação da metodologia de análise de suscetibilidade ao fluxo por liquefação, que será apresentada na sequência do trabalho (item 5.2).

Para tanto, foram selecionados, a partir da literatura, diversos resultados de ensaios realizados em areias limpas e areias com finos. A Tabela 5.2 apresenta o grupo de areias analisado, juntamente com algumas de suas características geotécnicas. Destaca-se a utilização de resultados de ensaios realizados no Campo Experimental de Araquari-SC, local este utilizado pela UFRGS para avaliação de comportamento de estacas em solos granulares, conforme tratado em trabalhos como Nienov (2016), Lavallo (2017) e Sestrem (2018). O solo desta região é caracterizado por depósitos sedimentares quaternários, originados pelas variações relativas de níveis marinhos há cerca de 1 milhão de anos, durante o período Quaternário (Schnaid *et al*, 2016). O solo local caracteriza-se por areias quartzosas e silto-argilosas, podendo conter matéria orgânica. As camadas superiores, com espessuras de até 30 m, tiveram sua formação influenciada pela regressão marítima e avanço de dunas eólicas, originando camadas de material mais denso e consolidado, conforme ocorre entre os 4 e 10 m do perfil SCPTu do local, apresentado na Figura 5.4.

Em análise à Figura 5.4, observa-se uma camada superficial, de 0 a 4 m de profundidade, cuja densidade relativa definida por Nienov (2016) foi de 40%. Na sequência ocorre a presença da camada mais resistente, citada anteriormente, que se estende até os 10 m de profundidade, cuja densidade relativa definida por Nienov (2016) foi de 80%. Após esta profundidade observa-se a presença de areias com camadas intercaladas de siltes argilosos, e resistências mais baixas até o final da sondagem. No presente trabalho estas três camadas serão tratadas como “Areia de Araquari Superfície (DR=40%)”, “Areia de Araquari Superfície (DR=80%)” e “Areia de

Araquari Profundidade”. As propriedades geotécnicas de cada uma das camadas foram objeto de estudo do trabalho de Lavallo (2017) e são apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.2 - Resumo de propriedades de areias utilizadas para validação do sistema de classificação

<b>Parâmetros/ Areias</b>	<b>Miner.</b>	<b>D<sub>50</sub> (mm)</b>	<b>G<sub>s</sub></b>	<b>e<sub>max</sub></b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>Referência</b>
Toyoura	Sílica	0,22	2,65	0,98	0,61	Fioravante <i>et al</i> , 1991 Eslaamizad e Robertson, 1997
Ticino	Sílica	0,60	2,68	0,93	0,58	Fioravante, 2000 Eslaamizad e Robertson, 1997
Alaska	Sílica	0,12	2,90	1,78	0,70	Eslaamizad e Robertson, 1997 Jefferies e Been, 2006
Massey	Sílica	0,30	2,62	1,10	0,61	Wride e Robertson, 1999 Eslaamizad e Robertson, 1997
Kidd	Sílica	0,35	2,62	1,06	0,70	Wride e Robertson, 1999 Eslaamizad e Robertson, 1997
Quiou	Calcário	0,71	2,72	1,28	0,83	Fioravante <i>et al</i> , 1998 Eslaamizad e Robertson, 1997
Wildlife Site	Sílica	0,55	2,71	0,84	0,46	Lunne <i>et al</i> , 1986
Araquari Superfície (DR=40%)	Sílica	0,18	2,65	0,90	0,83	Arquivo do autor Lavallo (2017)
Araquari Superfície (DR=80%)	Sílica	0,15	2,67	1,00	0,63	Arquivo do autor Lavallo (2017)
Araquari Profundidade	Sílica	0,12	2,66	1,07	0,79	Arquivo do autor Lavallo (2017)
Aalborg	Sílica	0,14	2,64	0,85	0,55	Borup e Hedegaard, 1995 Iliescu e Geron, 2012
Shelby Farm	Sílica	0,53	2,66	0,76	0,53	Schneider e Mayne, 1999
Yarbro Ex.	Sílica	0,41	2,62	0,79	0,51	Schneider e Mayne, 1999
Tangshan	Sílica	0,17 a 0,78	-	-	-	Cai <i>et al</i> , 2012

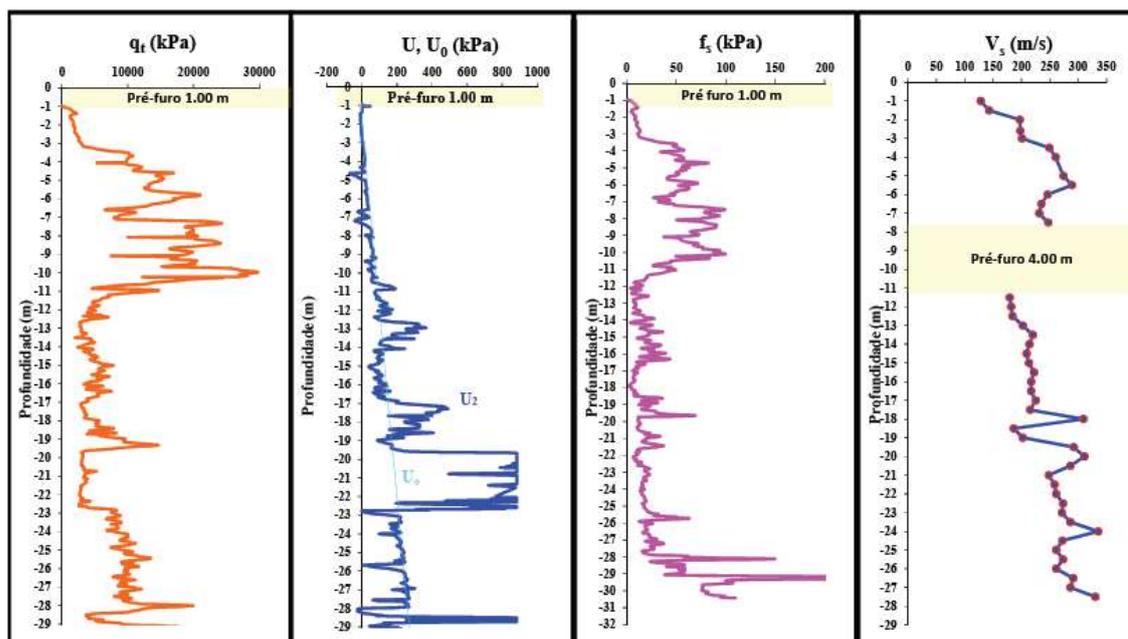


Figura 5.4 – Perfil de ensaio SCPTu realizado no Campo Experimental de Araquari

A Figura 5.5 apresenta a combinação dos parâmetros de rigidez e resistência, obtidos a partir dos resultados dos ensaios realizados em areias e areias com finos, plotada no sistema de classificação proposto. Verifica-se que existe uma boa convergência dos resultados com as regiões estabelecidas. A grande maioria dos resultados concentra-se na região 7, correspondente a areias limpas. Além disso, pelo fato do banco de dados avaliado contemplar também areias com presença de finos, alguns pontos espalham-se por regiões intermediárias do gráfico (5 e 6), delimitadas para misturas de areias e siltes.

Em relação aos dados provenientes do campo Campo Experimental de Araquari, verifica-se que a camada superficial de maior densidade se posiciona em região correspondente a areias limpas, com um leve indicativo de cimentação natural. Já a areia superficial de menor densidade e a areia de profundidade ocupam regiões correspondentes a misturas de areia e silte, o que está de acordo com a caracterização de laboratório realizada por Lavallo (2017).

Destaca-se que a grande maioria do banco de dados avaliado apresenta um valor de  $Q_m$  superior a 50, o que caracteriza materiais nos quais, mesmo em condições de total saturação, a cravação do cone, em velocidade padrão, ocorrerá em condições drenadas. Já a combinação de resultados correspondentes a misturas de areias apresenta valores de  $Q_m$  entre 10 e 50, indicando materiais

de granulometria intermediária, que podem apresentar condições parcialmente drenadas durante a cravação do cone, em velocidade padrão.

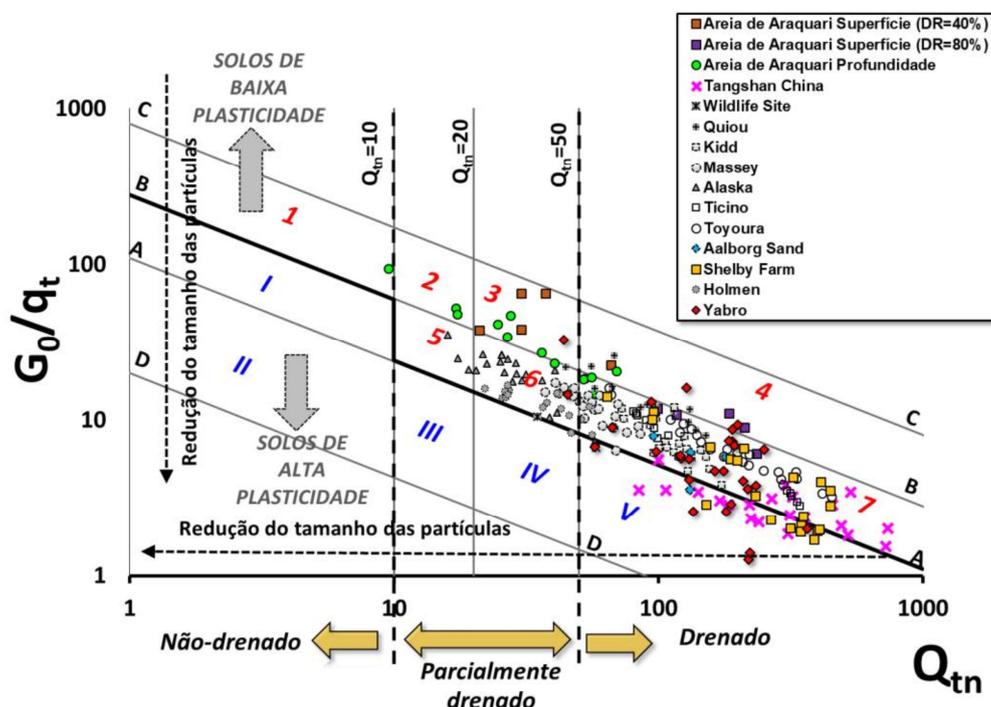


Figura 5.5 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em areias e areias com finos

### 5.1.3.2 Argilas e misturas de argila

O sistema de classificação proposto também permite a identificação de solos argilosos. Para validação da metodologia para resultados de ensaios executados em solos argilosos, foram utilizados dados provenientes do Campo Experimental de Tubarão-SC. Esta região caracteriza-se por depósitos sedimentares compostos por camadas de argilas com pequenas lentes de areia, presentes no delta do Rio Tubarão. Segundo Odebrecht e Schnaid (2018) o local trata-se de um ambiente de origem marinha-lacustre que deu origem a solos moles, normalmente adensados a levemente pré-adensados, com elevado teor de umidade, elevado teor de matéria orgânica, alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento. Detalhes da região e características do Campo Experimental de Tubarão podem ser encontrados nos trabalhos de Mantaras *et al* (2015), Sosnoski (2015), Pereira (2016) e Belloli (2018). O perfil típico dos ensaios SCPTu nesta área, está apresentado na Figura 5.6.

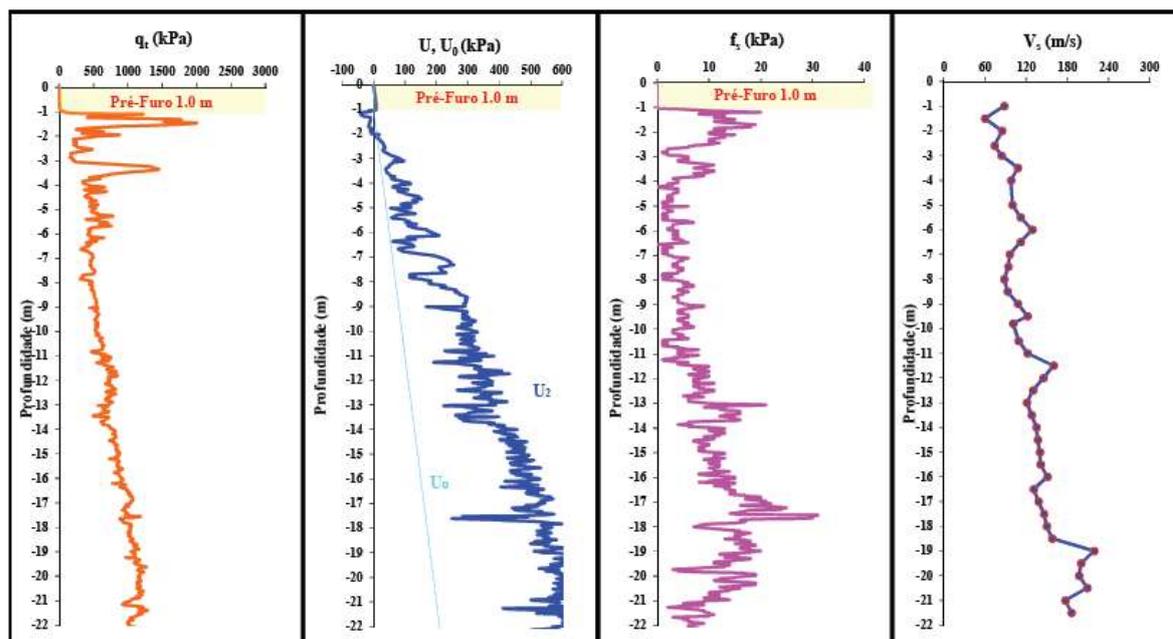


Figura 5.6 - Perfil de ensaio SCPTu realizado no Campo Experimental de Tubarão-SC

Para complementar os dados de solos argilosos, foram utilizados, também, resultados provenientes de uma pequena camada de argila com presença de matéria orgânica, presente num depósito no município de Joinville-SC, conforme perfil apresentado na Figura 5.7. O solo residual siltoso presente abaixo da camada de argila foi explorado no trabalho de Klahold (2013) e os estes resultados também serão utilizados para validação da proposta de classificação, para siltes e misturas de siltes (item 5.1.3.3).

A combinação dos resultados destes ensaios no sistema de classificação é apresentada na Figura 5.8. Observa-se uma boa resposta da metodologia à classificação destes materiais, posicionando-os nas regiões previstas para argilas e argilas orgânicas e resposta não-drenada à cravação do cone em velocidade padrão.

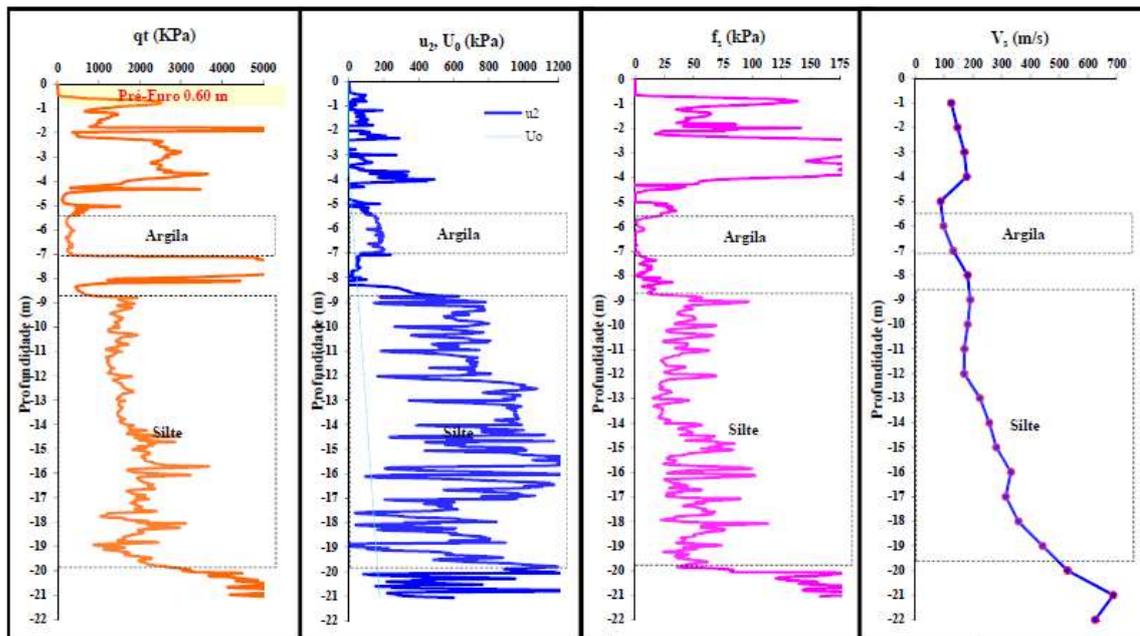


Figura 5.7 - Perfil de ensaio SCPTu realizado em depósito argiloso/siltoso de Joinville-SC

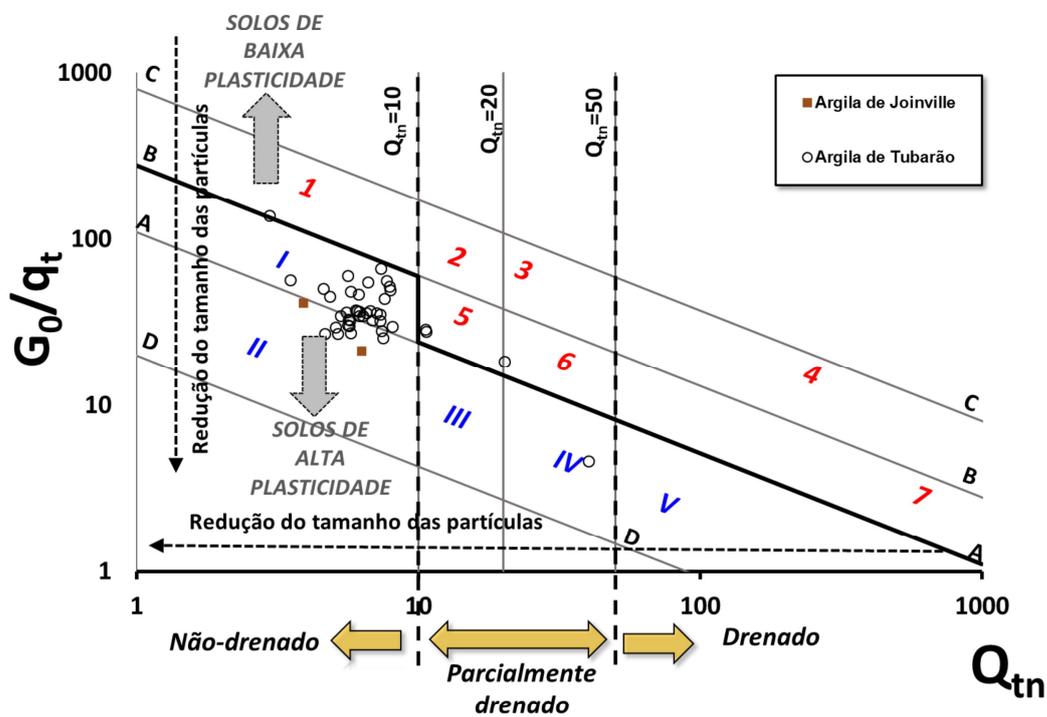


Figura 5.8 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em argilas

### 5.1.3.3 Siltes e misturas de siltes

A fim de validar a faixa intermediária do sistema de classificação de solos, foi utilizado um banco de dados de ensaios realizados em depósitos reconhecidamente de granulometria siltosa ou misturas de siltes. Estes ensaios foram realizados nas cidades de Joinville-SC, Itajaí-SC e Maringá-PR. Os resultados provenientes do depósito de solo residual siltoso de Joinville-SC foram apresentados no item 5.1.3.2 (Figura 5.7). Já o perfil típico dos ensaios SCPT realizados no depósito siltoso (não-residual) de Itajaí-SC está demonstrado na Figura 5.9. Salienta-se que este material foi estudado previamente no trabalho de Nierwinski (2010), indicando um perfil bastante heterogêneo, com presença de misturas de siltes e argilas. Neste local não foram realizadas medidas de poropressões, embora esta situação não interfira na avaliação da metodologia de classificação.

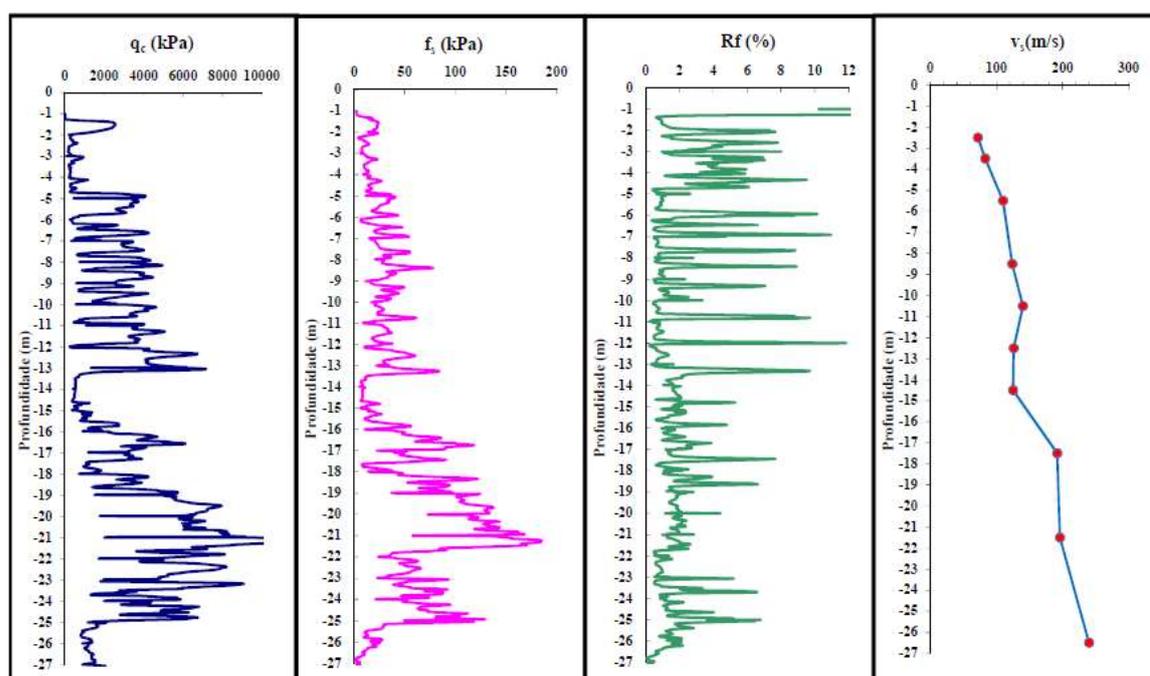


Figura 5.9 - Perfil típico de ensaios SCPTu em depósito siltoso de Itajaí-SC

O terceiro conjunto de dados, referente a ensaios realizados num depósito de solo residual siltoso, localizado no município de Maringá-PR, apresenta um perfil típico de ensaios SCPTu conforme apresentado pela Figura 5.10. Estes ensaios foram realizados pela empresa Geofoma Engenharia Ltda., durante o X Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul (GEOSUL), no ano de 2015, junto ao Campo Experimental da Universidade Estadual de

Maringá (UEM). O nível de água no local encontrava-se abaixo de 15 m de profundidade e, portanto, não foram realizadas leituras de poropressões.

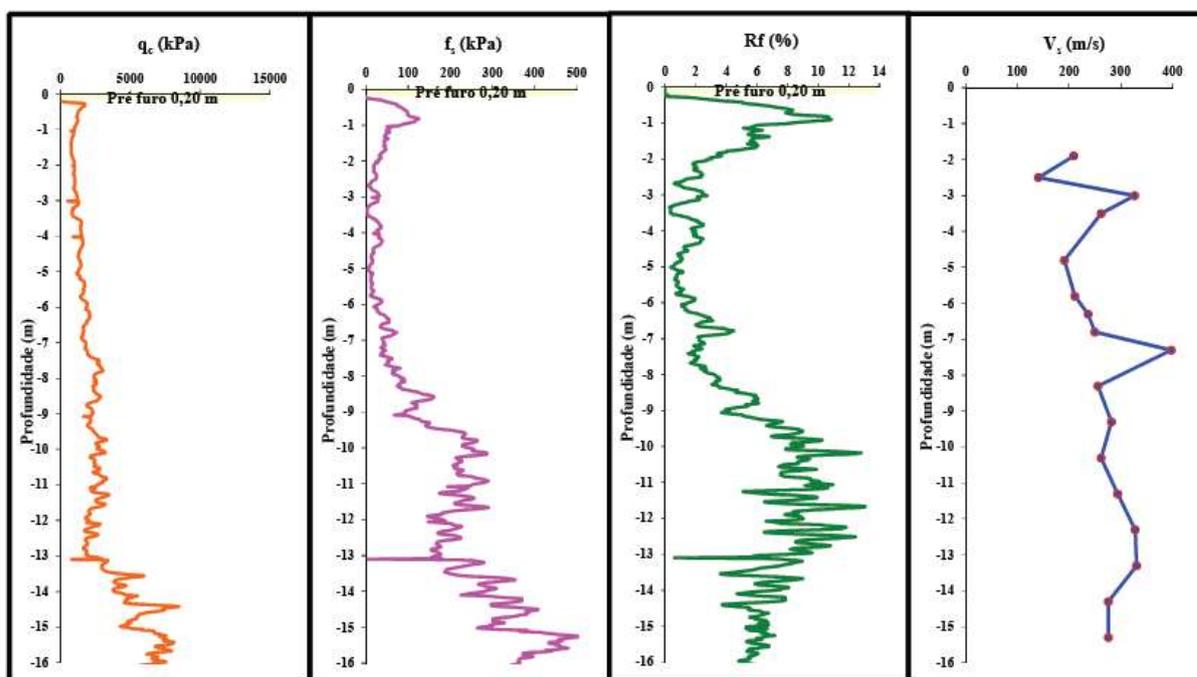


Figura 5.10 - Perfil típico de ensaios SCPTu em depósito siltooso de Maringá-PR

A Figura 5.11 apresenta os resultados destes ensaios lançados no sistema de classificação proposto. Observa-se que existe uma boa convergência da combinação dos resultados, dentro da faixa intermediária definida para siltes e misturas de siltes. Os resultados dos ensaios realizados em Joinville-SC e Maringá-PR são provenientes de depósitos residuais, que podem conter pedregulhos ou algum tipo de estruturação natural, o que justifica a presença de alguns pontos na região 3 (Siltes arenosos a siltes com pedregulhos ou siltes cimentados).

Os resultados provenientes do depósito de Itajaí-SC são correspondentes a um depósito artificial, bastante heterogêneo, com presença de misturas de siltes, areias e argilas, conforme descrito por Nierwinski (2010). Esta heterogeneidade é demonstrada através da metodologia de classificação, na qual a combinação de resultados ocupa regiões de misturas de siltes e areias (5 e 6) e também regiões correspondentes à solos argilosos (I, II, III e IV).

Observa-se, também, que a combinação dos resultados analisados indica materiais nos quais existe a possibilidade de ocorrência de condições de drenagem parcial durante a cravação do cone padrão, em condições de saturação. Mesmo através de resultados de ensaios realizados em

solo seco (acima do nível do lençol freático), a metodologia é capaz de identificar e classificar adequadamente materiais de granulometria intermediária.

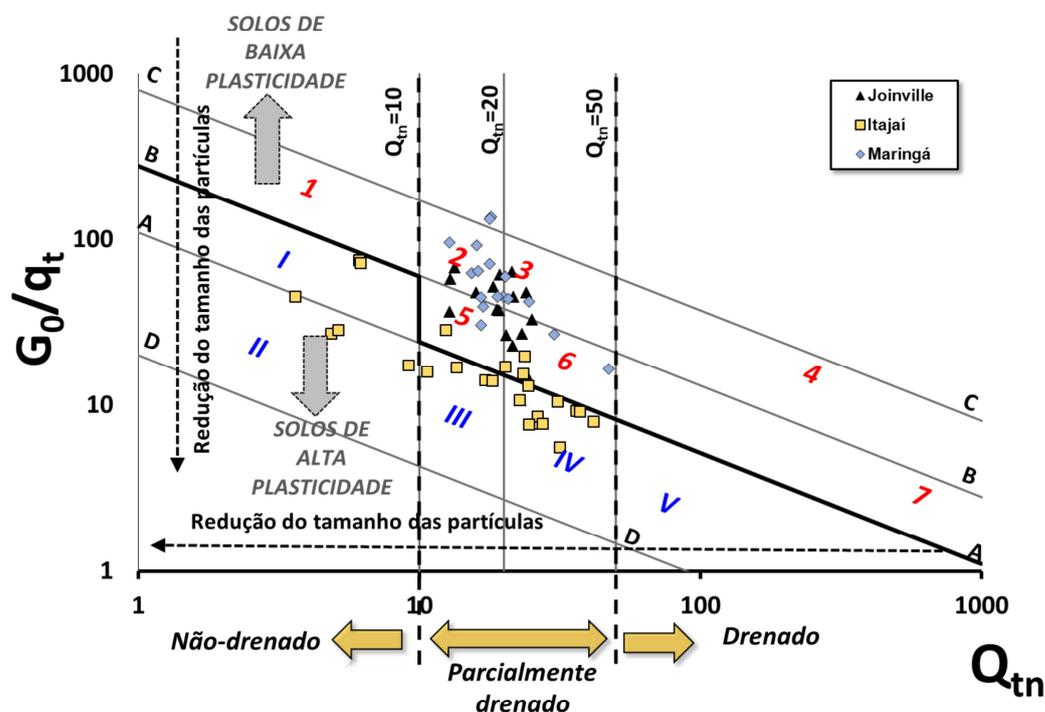


Figura 5.11 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em siltes e misturas de siltes

#### 5.1.3.4 Rejeitos de mineração

A correta classificação de rejeitos de mineração constitui-se em um dos pontos chave para o desenvolvimento desta metodologia. Sendo assim, para esta validação foram selecionados resultados de ensaios SCPTu realizados em diferentes depósitos de rejeitos: ouro, bauxita, zinco, ferro e cobre. Os dados utilizados correspondem às campanhas realizadas e estudadas pelo grupo de pesquisa da UFRGS, conforme descritas no item 3.1.1 deste trabalho, além de dados complementares obtidos na literatura e fornecidos por empresas parceiras.

A Tabela 5.3 apresenta um resumo de algumas características geotécnicas dos rejeitos analisados neste trabalho. Alguns parâmetros, embora já apresentados no Capítulo 4, são trazidos a critério de comparação com os demais materiais. Salienta-se que em muitos casos, devido à heterogeneidade dos materiais, apresenta-se uma faixa de variação de valores.

Destaca-se, também, que os dados referentes ao rejeito de mineração de bauxita englobam campanhas de ensaios realizadas em três reservatórios distintos. As campanhas referentes aos depósitos da ALUMAR e ALCOA foram descritas no item 3.1.1 deste trabalho e já foram previamente utilizados em trabalhos do grupo de pesquisas da UFRGS. O terceiro banco de dados foi obtido junto à indústria e, portanto, como já comentado anteriormente, a procedência do mesmo será mantida em sigilo, sendo chamado apenas como “rejeito de bauxita A”. Na Figura 5.12 são apresentadas as curvas granulométricas dos materiais, sendo que para os rejeitos de ouro, “bauxita A” e zinco, estudados no item 4.1 deste trabalho, são apresentadas as curvas definidas a laser.

Tabela 5.3 – Resumo de características geotécnicas dos rejeitos de mineração avaliados

REJEITO	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	G	LL	LP	IP
Ouro	18.6 – 20.5	31 - 39	2.86 – 3.15	-	-	NP
Bauxita ALCOA	15.92 – 20.10	23 – 89	2.72 – 3.27	34 – 53.1	25.8 – 41.7	1 – 17.3
Bauxita ALUMAR	15.8 – 17.8	55 - 70	3.0 – 3.15	30.8 – 38.8	25.7 – 24,9	5.1 - 14
“Bauxita A”	17.5 – 18.8	40 - 47	3.01 – 3.07	38.2	35.3	2.9
Zinco	11.27 – 14.92	90 - 210	3.28 – 3.37	61 - 101	33 - 49	25 - 54
Ferro*	15.68 - 19.02	6 – 15	2.92 – 3.06	-	-	NP
Cobre*	14.20 – 16.50	50 - 63	2.82 – 2.85	-	-	NP

\* parcela arenosa

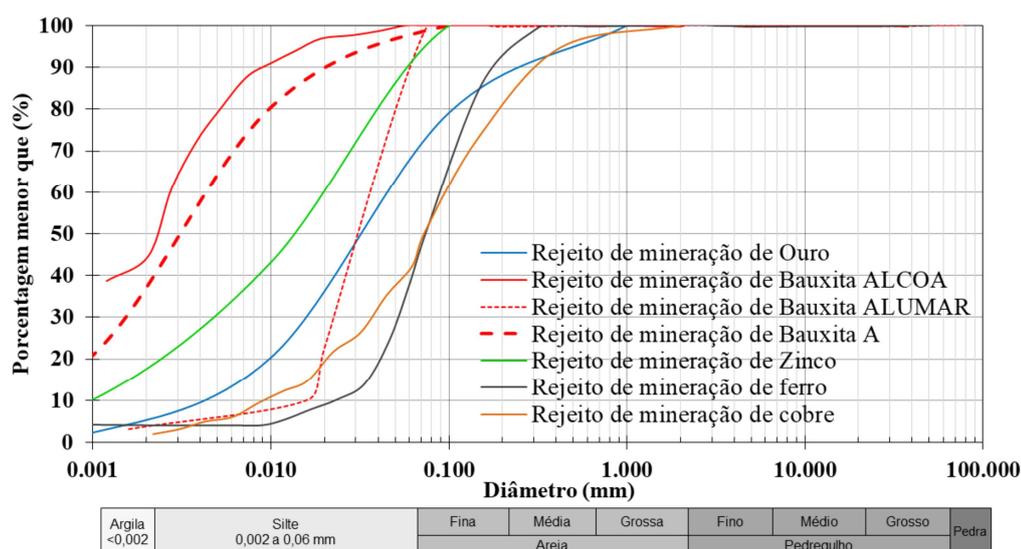


Figura 5.12 - Curvas granulométricas dos rejeitos de mineração avaliados

Como demonstrado na Figura 5.12, o rejeito de mineração de ouro consiste num material não-plástico de granulometria silto-arenosa, com pouca presença de partículas do tamanho de argilas. Os resultados dos ensaios SCPTu neste material, referentes às campanhas de 2013 e 2015, são apresentados na Figura 5.13. Observa-se a ocorrência de baixos valores de resistência de ponta, em sua grande maioria, inferiores a 2000 kPa. Além disso, verifica-se que a cravação do cone em velocidade padrão provoca a geração de excessos de poropressões.

Conforme citado anteriormente, estudos realizados por Klahold (2013) e Sosnoski (2016) revelam que estes rejeitos tendem a apresentar uma resposta parcialmente drenada durante a cravação do cone, em velocidade padrão de 20 mm/s. Já Bedin (2010) demonstrou através de ensaios de laboratório a alta suscetibilidade do material ao fluxo por liquefação sob baixos níveis de tensão.

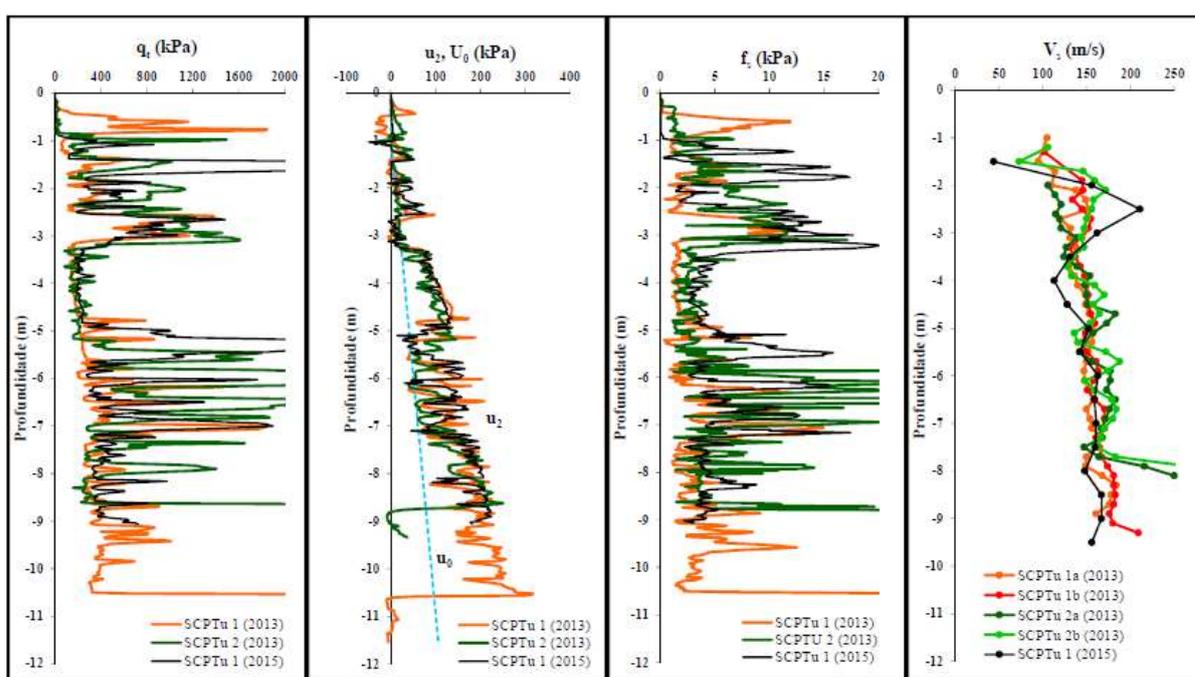


Figura 5.13 - Resultados de ensaios SCPTu no rejeito de mineração de ouro

Os três rejeitos de bauxita aqui estudados apresentam propriedades de plasticidade, embora com valores baixos a médios de IP. A granulometria é predominantemente siltosa, com maiores parcelas de partículas do tamanho de argilas presentes nos rejeitos da ALCOA e “Bauxita A”.

As Figuras 5.14 a 5.15 apresentam alguns dos resultados de ensaios SCPTu realizados em cada um dos depósitos de bauxita avaliados.

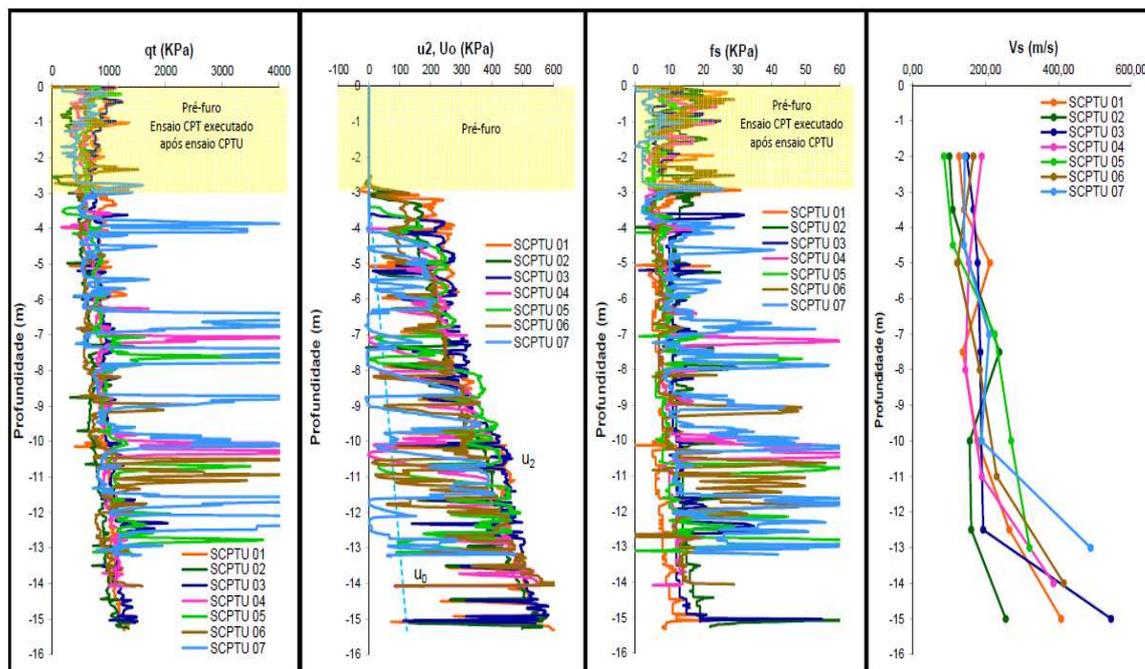


Figura 5.14 - Resultados dos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de bauxita da ALUMAR

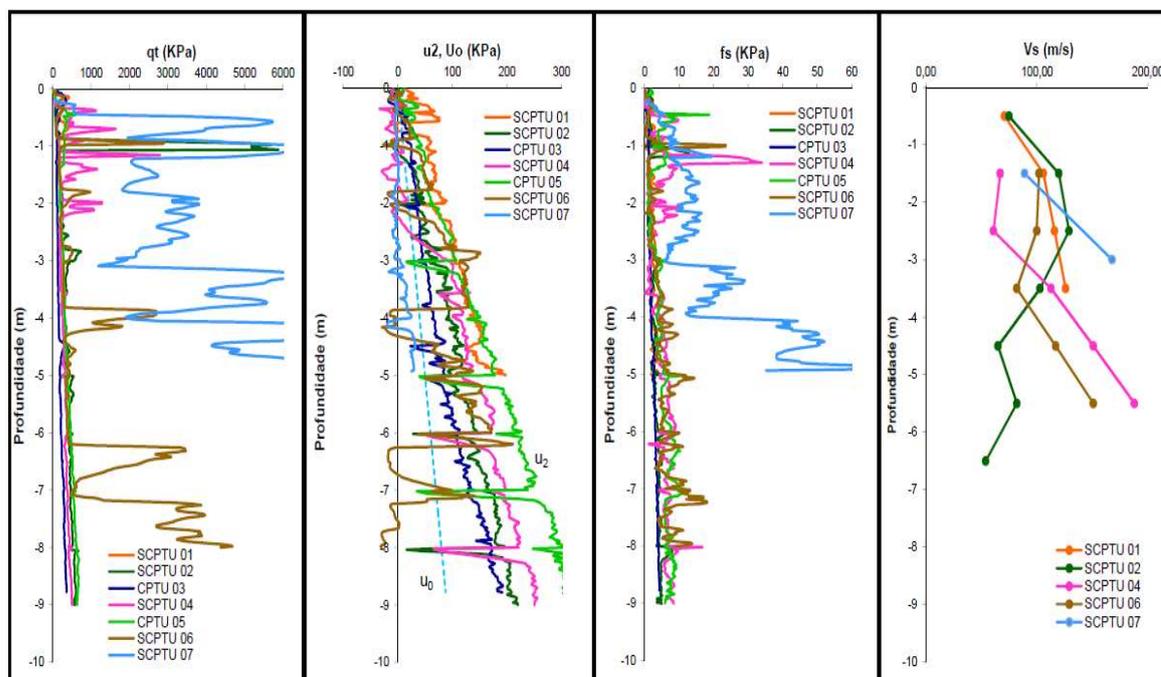


Figura 5.15 - Resultados dos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de bauxita da ALCOA

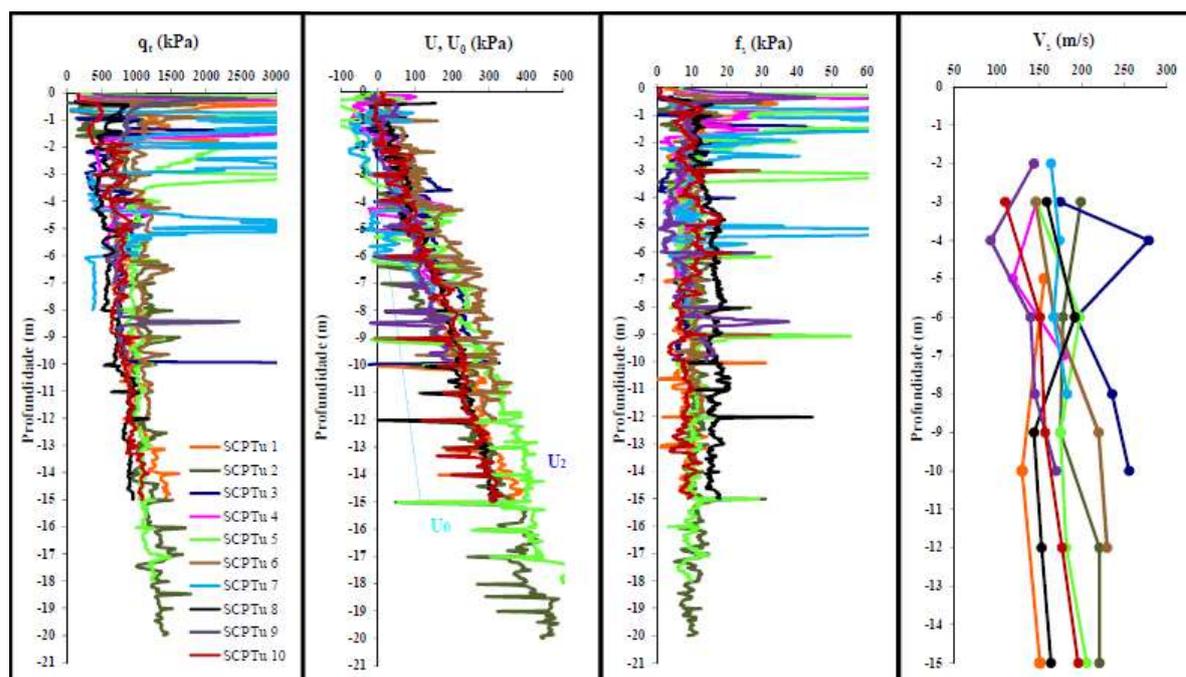


Figura 5.16 - Resultados de ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de “Bauxita A”

Apesar da alta variabilidade observada, verifica-se que a resistência média dos rejeitos não ultrapassa 1000 kPa e em todos os reservatórios observou-se a geração de poropressões durante a cravação do cone.

O rejeito de mineração de zinco também apresenta um caráter predominantemente siltoso, com uma pequena quantidade de partículas do tamanho de areia fina e pouco menos de 20% das partículas do tamanho de argilas. Dos rejeitos avaliados é o material que apresenta a maior umidade natural, menores valores de peso específico e maiores índices de plasticidade (Tabela 5.3). A Figura 5.17 apresenta os resultados das sondagens SCPTu realizadas neste rejeito. As resistências de ponta apresentam-se bastante baixas, não atingindo 500 kPa em todas as verticais. Em todos os ensaios se observou a geração de excessos de poropressões durante a cravação do cone.

Os resultados de ensaios SCPTu no rejeito de mineração de ferro foram obtidos a partir do relatório apresentado por Morgenstern *et al* (2016), para estudo de causas da ruptura da barragem de Fundão, ocorrida em novembro de 2015, conforme apresentado no item 3.2. A Figura 5.18 ilustra um dos cinco perfis avaliados, o quais podem ser consultados em detalhes através do relatório anteriormente citado.

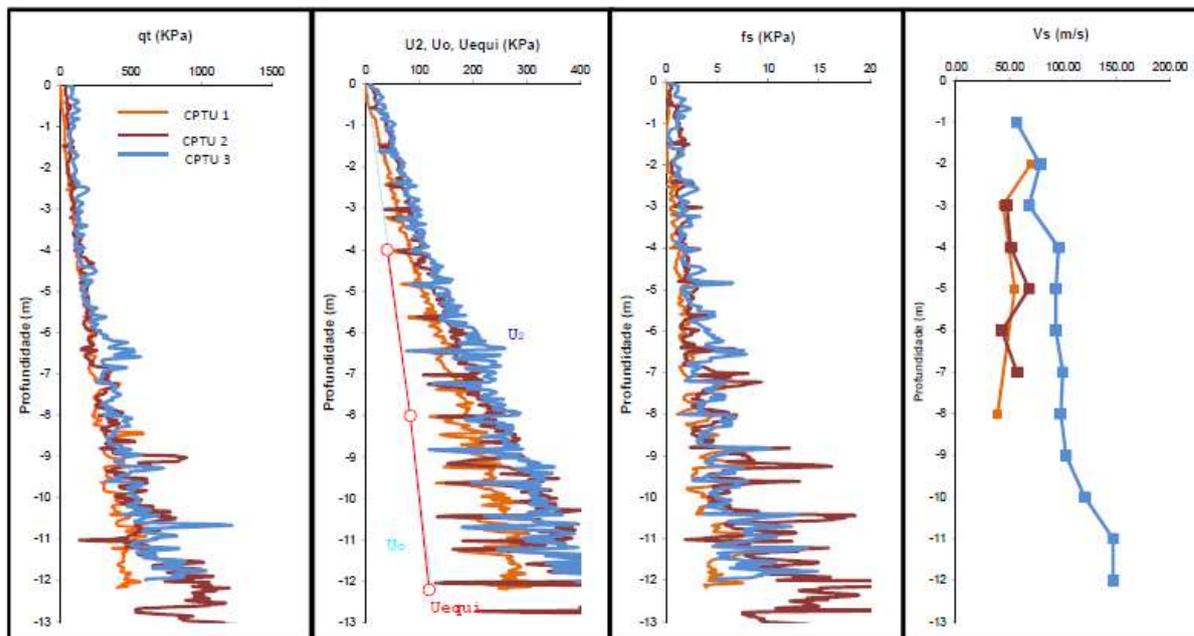


Figura 5.17 - Resultados de ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de zinco

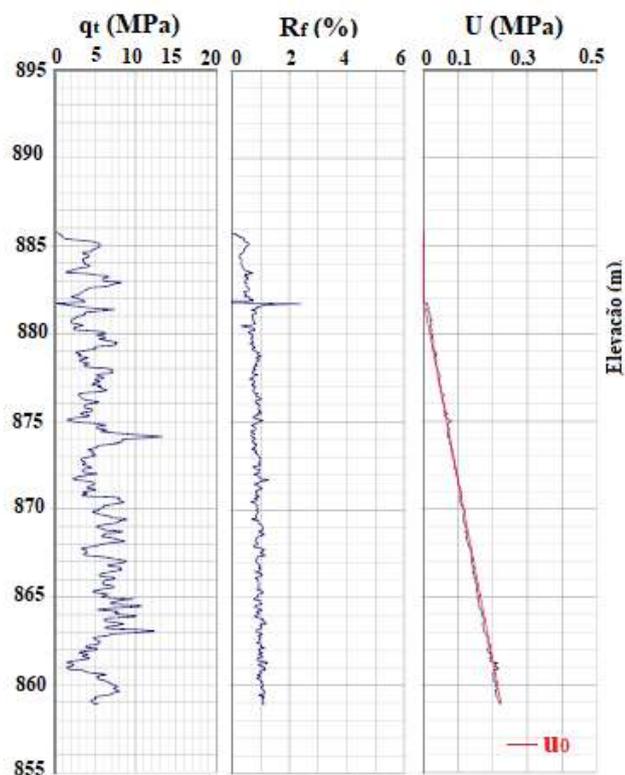


Figura 5.18 - Perfil típico do ensaio SCPTu realizado no rejeito de mineração de ferro de Fundão (adaptado de Morgenstern *et al*, 2016)

O rejeito de mineração de ferro em estudo, compõem-se por cerca de 50% de partículas do tamanho de areias e não apresenta plasticidade. Este fato corrobora com o registro de valores de resistências de ponta do cone mais altas (em torno de 4 a 5 MPa) que nos rejeitos apresentados anteriormente, e a inexistência de geração de excessos de poropressões durante a cravação do cone.

Os resultados dos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de cobre, também foram obtidos a partir da indústria e, portanto, sua procedência será mantida em sigilo. De modo geral, a granulometria deste rejeito se assemelha bastante ao rejeito de ferro, apresentando cerca de 50% de partículas do tamanho de areias. O peso específico e a densidade real dos grãos são levemente inferiores ao rejeito de ferro, embora a umidade natural do rejeito de cobre seja bastante superior (Tabela 5.3). A Figura 5.19 apresenta alguns dos resultados dos ensaios SCPTu no rejeito de cobre. Observa-se o registro de resistências de ponta médias em torno de 5000 kPa, com alguns picos de resistência ao longo da profundidade. Este mesmo comportamento é registrado nos valores de velocidade de onda cisalhante. Assim como no rejeito de ferro, verifica-se que não ocorre geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone. Nos perfis SCPTu 2 e 3, inclusive, o registro de poropressão recebe influência da drenagem existente no fundo do reservatório avaliado.

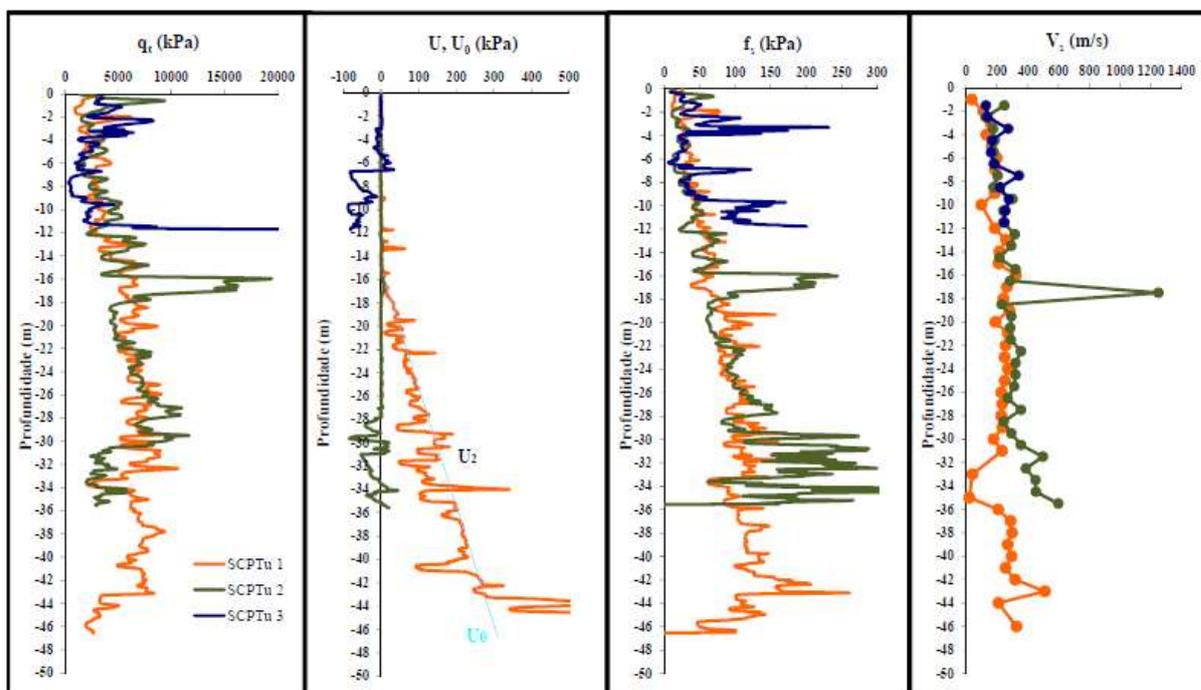


Figura 5.19 - Perfis de sondagem SCPTu no rejeito de mineração de cobre

A Figura 5.20 ilustra a combinação dos resultados dos ensaios, em rejeitos de mineração, no sistema de classificação proposto. A primeira situação a ser observada é que todos os rejeitos se posicionam à esquerda da linha de  $Q_{tn}=50$ , indicando materiais compostos por partículas finas e nos quais existe a possibilidade da resposta do ensaio de cone, em velocidade padrão de cravação, ser influenciada por condições parciais de drenagem. Além disso, os rejeitos com maiores parcelas de partículas do tamanho de argila e que apresentam plasticidade, como o rejeito de bauxita da ALCOA, bauxita "A" e zinco ocupam regiões correspondentes a solos argilosos e com plasticidade. Já o rejeito de bauxita da ALUMAR, embora apresente características de plasticidade, por apresentar uma granulometria mais grosseira, ocupa uma região intermediária entre siltes e argilas e solos de baixa e alta plasticidade.

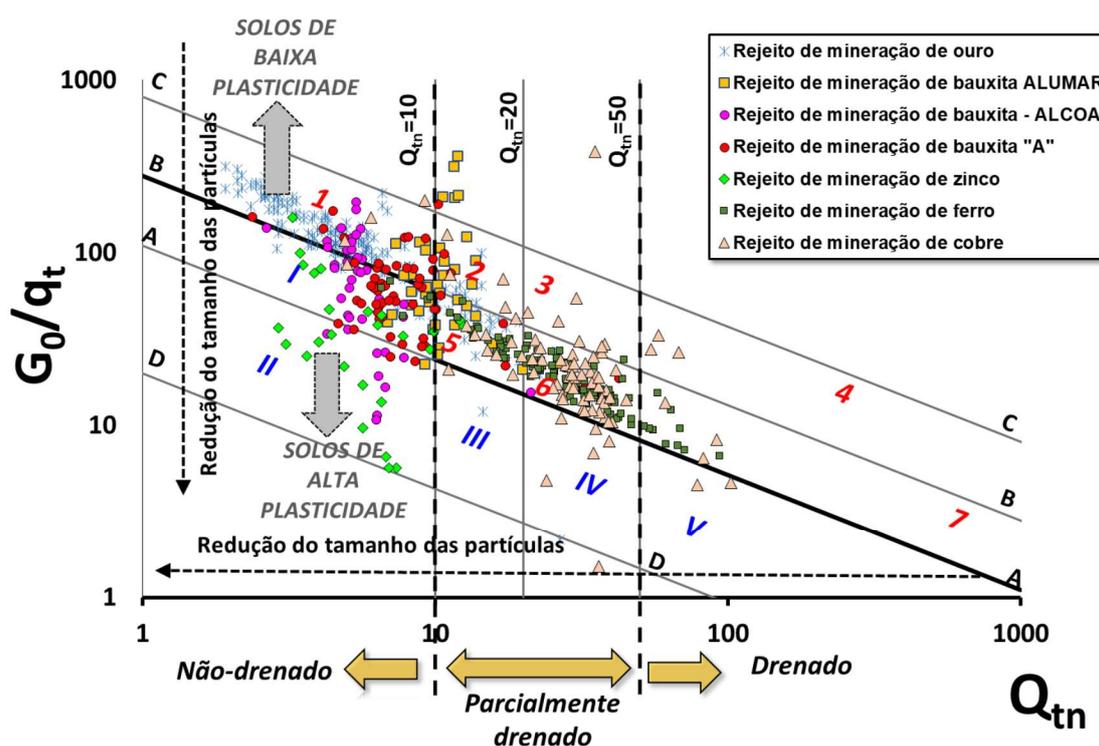


Figura 5.20 - Aplicação do sistema de classificação a resultados de ensaios SCPTu em rejeitos de mineração

Os rejeitos de mineração de ferro e cobre apresentam granulometria mais arenosa quando comparados aos demais. A metodologia de classificação mostrou sensibilidade em relação a esta característica, sendo que a combinação dos resultados destes ensaios posicionou-os numa região correspondente a areias, areias siltosas e siltes. Outro fato que merece destaque nestes dois materiais é que em ambos, os ensaios SCPTu não registraram geração de excessos de poropressão, portanto, pode-se afirmar que a resistência de ponta, medida nos ensaios, não foi afetada por efeitos de drenagem parcial. Sendo assim, a resposta obtida na metodologia de classificação descreve adequadamente a granulometria do material e comportamento esperado.

Para o caso do rejeito de mineração de ouro, a maior parte da combinação de resultados ocupa a região 1, correspondente a solos não-plásticos sensitivos. Este material, apesar de possuir granulometria silto-arenosa, apresenta geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone. A geração de poropressões reduz a leitura da resistência de ponta do cone, fazendo com a relação de  $G_0/q_t$  aumente e  $Q_m$  reduza. Possivelmente se valores drenados de resistência de ponta fossem obtidos neste material, a combinação de resultados ocuparia uma região correspondente a siltes e misturas de areias, caracterizando adequadamente a granulometria do material, similar ao comportamento observado através da análise de resultados de laboratório (item 4.4.4).

Diante do exposto pode-se afirmar que a metodologia proposta apresenta-se bastante atrativa na caracterização de rejeitos de mineração, sendo sensível a características físicas dos rejeitos, além de efeitos de drenagem durante a cravação do cone. Os materiais granulares não-plásticos sensitivos (região 1) demandam atenção na interpretação de resultados de ensaios de campo (efeitos de drenagem parcial), além da suscetibilidade ao fluxo por liquefação, como indicado em estudos anteriores realizados no rejeito de mineração de ouro.

A metodologia de classificação, ao separar materiais de alta e baixa plasticidade, permite realizar a primeira identificação de materiais que podem sofrer fluxo por liquefação, ou seja, os materiais não-plásticos. Sendo assim, esta metodologia será a base para o desenvolvimento de uma proposta de avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação, conforme será discutido a seguir.

## 5.2 AVALIAÇÃO DE SUSCETIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO POR FLUXO

A análise do fluxo por liquefação tem despertado interesse da comunidade acadêmica, uma vez que, conforme já comentado, é responsável por danos catastróficos desencadeados por rupturas que ocorrem, geralmente, de forma repentina, espalhando o material liquefeito por extensas áreas. Neste contexto, a partir do sistema de classificação proposto anteriormente, realizou-se um estudo a fim de desenvolver uma metodologia de avaliação do potencial de fluxo por liquefação de um solo, com base em conceitos da teoria do estado crítico.

### 5.2.1 Determinação e apresentação da metodologia

Conforme destacado no item 2.3.2.2 deste trabalho, a literatura apresenta diversos procedimentos simplificados para avaliação do potencial de liquefação com base em resultados de ensaios de campo (OLSON, 2001, JEFFERIES AND BEEN, 2006; ROBERTSON, 2010). Nestas publicações, o fluxo por liquefação é descrito como um fenômeno em que os solos de baixa plasticidade, saturados, experimentam uma redução na resistência ao cisalhamento e grandes deformações, sob carga monotônica, cíclica ou não drenada dinâmica.

O presente trabalho tem como foco a previsão de suscetibilidade de ocorrência de liquefação em solos não-plásticos, no âmbito da mecânica dos solos do estado crítico (CASTRO, 1969; KRAMER, 1996; YOSHIMINE E ISHIHARA, 1998). A abordagem proposta baseia-se na estimativa do parâmetro de estado ( $\psi$ ) a partir de resultados de ensaios SCPTu (item 2.3.2.2 deste trabalho, Equação 13), cujos valores são usados para identificar solos que podem apresentar grandes deformações, exibindo resposta de amolecimento (*strain softening*), acompanhado de aumento de poropressões e redução considerável de tensões desviadoras (item 2.2.1.1 deste trabalho).

O parâmetro de estado é entendido como a distância entre o índice de vazios inicial do solo ( $e_0$ ) e o índice de vazios no estado crítico ( $e_{cs}$ ), para um mesmo nível de tensões, sendo que seu valor é capaz de retratar o comportamento contrativo ou dilatante do solo (BEEN E JEFFERIES, 1985). Sempre que o material estiver em estado denso, com índice de vazios inicial inferior ao índice de vazios no estado crítico, o material terá um comportamento dilatante durante o cisalhamento e  $\psi$  assumirá um valor negativo. Por outro lado, quando o solo encontra-se em estado fofo, com índice de vazios inicial superior ao índice de vazios crítico, o solo comprimirá durante o cisalhamento e  $\psi$  assumirá um valor positivo.

A formulação proposta por Schnaid e Yu (2007) para estimativa de  $\psi$ , a partir de resultados de ensaios SCPTu, foi desenvolvida com base em resultados de ensaios em câmara de calibração em areias limpas, não cimentadas e sem envelhecimento. Neste equacionamento são combinados valores de resistência de ponta em areias com valores do módulo de cisalhamento, que podem ser descritos teoricamente pela Equações 21 e 27 (item 5.1.2 deste trabalho). Com a adoção de coeficientes que permitem a correlação entre as formulações teóricas e os dados de câmara de calibração em areias, apresentados no item 2.3.2.2 deste trabalho, a determinação de  $\psi$  é feita através da Equação 36:

$$\psi = 0.520 \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{-0.07} + 0.180 \ln \left( \frac{G_0}{q_c} \right) \quad \text{Eq. 36}$$

O sistema proposto para avaliação de suscetibilidade de fluxo por liquefação consiste na determinação do parâmetro de estado por meio da Equação 36, entretanto, respeitando sua aplicação apenas a solos de baixa plasticidade e/ou não plásticos. Para que este objetivo seja alcançado de forma rápida e prática, propõe-se o uso conjunto da metodologia de classificação de solos (item 5.1), para posterior determinação dos valores de  $\psi$  unicamente para os solos classificados como de baixa plasticidade e/ou não plásticos.

Graficamente, propõe-se que, para todos os solos cuja combinação de resultados ocupa a região superior à linha mestra central do sistema de classificação, seja definido o parâmetro de estado através da Equação 36. Sempre que o valor calculado de  $\psi$  for positivo, o material tende a ter um comportamento contrátil, podendo apresentar um comportamento de *strain softening* e suscetibilidade à ocorrência de fluxo por liquefação em condições específicas de carregamento, saturação e drenagem.

A Figura 5.21 ilustra o esquema de avaliação conjunto (classificação (5.21-b) + avaliação de parâmetro de estado (5.21-a)) proposto para avaliação do potencial ao fluxo por liquefação de materiais não-plásticos ou de baixa plasticidade. Observa-se na Figura 5.21-a que para um determinado nível de tensões, a razão  $G_0/q_t$  diminui com a redução de  $\psi$ , enquanto que para um mesmo valor de  $\psi$  a relação  $G_0/q_t$ , reduz com o aumento do nível de tensões. As duas linhas apresentadas na Figura 5.21-a correspondem ao nível de tensões de 50 kPa (linha superior) e 500 kPa (linha inferior).

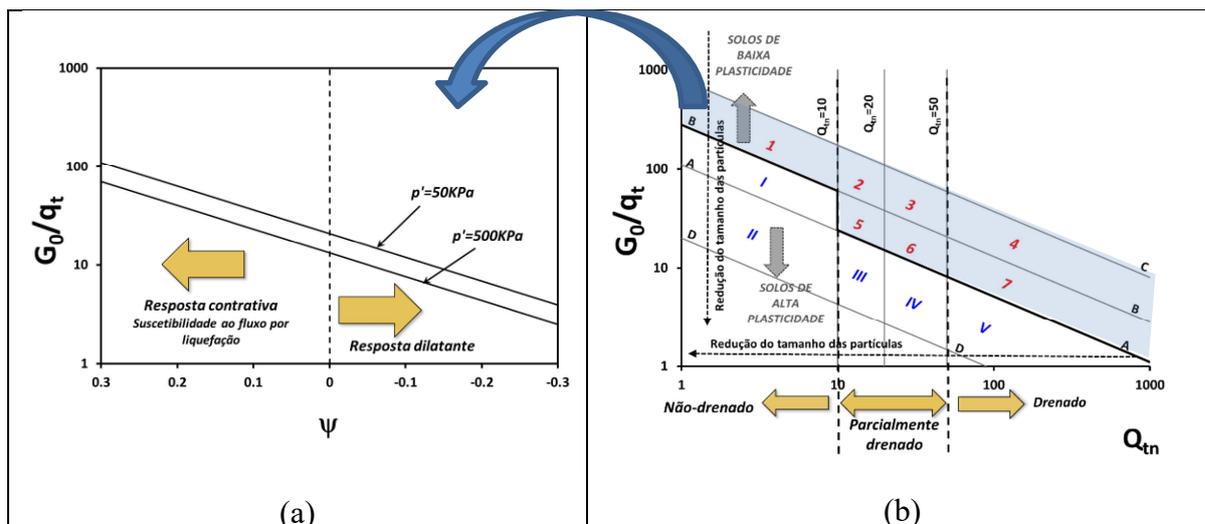


Figura 5.21 - Metodologia conjunta proposta para avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação a partir de resultados de ensaios SCPTu (a) avaliação de  $\psi$ , (b) sistema de classificação de solos

Verifica-se que as condições necessárias para ocorrência de fluxo por liquefação, em materiais das regiões mais à esquerda no gráfico de classificação, são diferentes daquelas para os materiais localizados mais à direita do gráfico. Desta forma, sabendo-se que, tanto o sistema de classificação de solos, quanto a determinação do parâmetro de estado, dependem dos valores de rigidez ( $G_0$ ) e resistência ( $q_t$ ), elaborou-se um equacionamento para delimitação de curvas, com valores definidos de  $G_0$ , para as quais o parâmetro de estado é igual a zero. Estas curvas foram plotadas juntamente ao sistema de classificação, conforme apresentado pela Figura 5.22. Mantendo-se o valor de  $G_0$  fixo, o parâmetro de estado decresce à direita da curva apresentada e aumenta à esquerda.

A partir da plotagem das curvas de diferentes valores de  $G_0$  com parâmetro de estado nulo, pode-se inferir que, por exemplo, para que um material com  $G_0=100\text{ MPa}$  tenha suscetibilidade à ocorrência de fluxo por liquefação ( $\psi > 0$ ) o mesmo deverá apresentar valores de  $q_t$  tais que produzam uma combinação de  $G_0/q_t$  e  $Q_{tn}$  posicionada à esquerda da linha definida para  $G_0=100$  e parâmetro de estado nulo. A análise é a mesma para o caso de diferentes valores de  $G_0$ .

Para o caso dos rejeitos de mineração dentro dos depósitos, os mesmos encontram-se numa condição tal que produz valores bastante baixos de  $q_t$ . Este fato faz com que a relação de  $G_0/q_t$  aumente e, mesmo com valores de rigidez mais elevados, a combinação da relação  $G_0/q_t$  e  $Q_{tn}$  posiciona os resultados mais à esquerda da linha de  $G_0$  com parâmetro de estado nulo, indicando a suscetibilidade destes materiais, quando não apresentarem plasticidade.

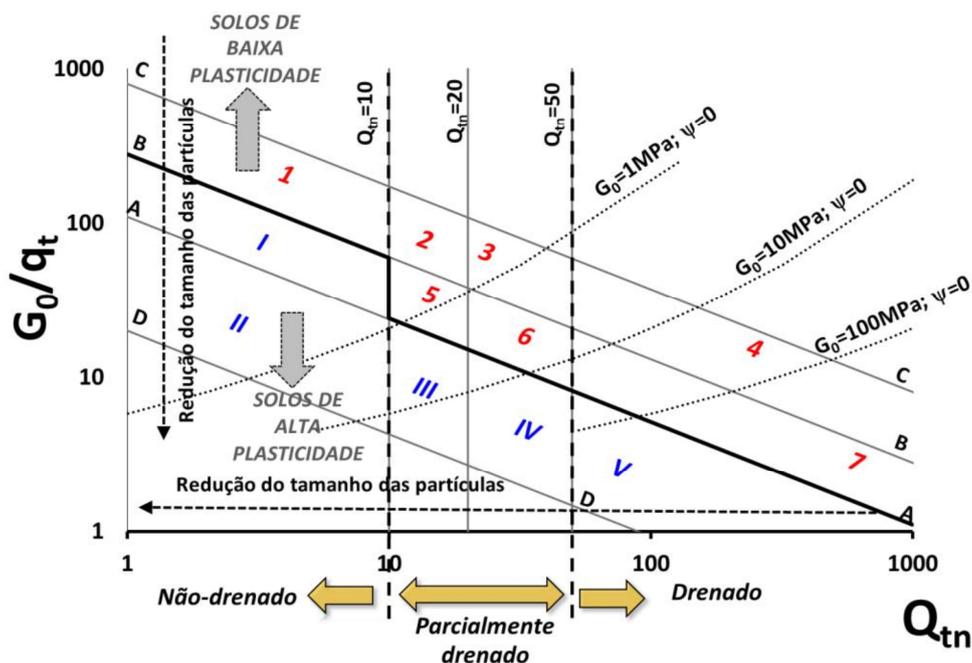


Figura 5.22 - Linhas de variação de  $G_0$  para  $\psi=0$  sobre o sistema de classificação de solos

A metodologia de avaliação apresentada demonstra aplicabilidade à análise de suscetibilidade de fluxo por liquefação em materiais não-plásticos. Entretanto, sabe-se que a determinação de  $\psi$  através da formulação proposta por Schnaid e Yu (2007) é teoricamente calibrada apenas para utilização em areias, ou seja com base em parâmetros drenados. Ao se aplicar a formulação para estimativa de valores de  $\psi$  em rejeitos de mineração, nos quais, muitas vezes, o ensaio de cone ocorre em condições parcialmente drenadas, os valores de  $\psi$  podem ser superestimados. Desta forma, realizou-se uma análise para correção dos valores de  $\psi$  de rejeitos de mineração, com base em condições de drenagem, conforme será discutido na próxima seção do trabalho.

### 5.2.2 Parâmetro de estado e avaliação de fluxo por liquefação em materiais siltosos não-plásticos

Conforme apresentado anteriormente, o equacionamento teórico para estimativa de  $\psi$ , com base em resultados de ensaios SCPTu, foi desenvolvido para areias limpas e, portanto, os valores de resistência de ponta do cone foram obtidos em condições drenadas. Sendo assim, essa

resistência pode ser denominada de resistência de ponta do cone drenada, expressa, neste trabalho, pela simbologia  $q_{tD}$  e, a Equação 36 pode ser reescrita como a Equação 37:

$$\psi = 0.520 \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{-0.07} + 0.180 \ln \left( \frac{G_0}{q_{tD}} \right) \quad \text{Eq. 37}$$

Nestas condições, pode-se afirmar que a Equação 37 pode ser aplicada para a determinação de valores de  $\psi$  em materiais siltosos não-plásticos, com drenagem intermediária, desde que se obtenha o valor da resistência de ponta drenada ( $q_{tD}$ ) nestes materiais. Um fato que corrobora com esta prerrogativa é a análise dos efeitos de drenagem realizada a partir de resultados de ensaios de laboratório (item 4.4.4). A combinação de parâmetros drenados dos rejeitos posiciona-os na mesma região correspondente às areias, o que indica a possibilidade de avaliá-los da mesma forma, quando em condições drenadas.

A determinação de parâmetros drenados em materiais siltosos não-plásticos nem sempre é trivial. Ao se realizar um ensaio de cone com velocidade de cravação padrão (20 cm/s) os resultados do ensaio são afetados pela drenagem parcial. Conforme discutido no item 2.3.2.3, diversos autores analisam as condições de drenagem variando-se a velocidade de cravação do cone e construindo-se a curva característica do material. Demonstrou-se que para cada tipo de solo é obtida uma curva de drenagem distinta, sendo que, dependendo das características do material, condições drenadas e não-drenadas podem ocorrer em velocidades diferentes de cravação. Como demonstrado no item 2.3.2.3 deste trabalho, verifica-se que a relação entre a resistência de ponta drenada ( $q_{tD}$ ) e a resistência de ponta não-drenada ( $q_{tND}$ ) diferencia-se de acordo com o tipo de solo estudado (areias, siltes ou argilas). Este comportamento pode ser verificado através da análise de curvas características apresentadas pela literatura para diferentes tipos de materiais (DIENSTMANN *ET AL*, 2018; LEHANE *ET AL*, 2009; KIM *ET AL*, 2008; JAEGER *ET AL*, 2010; RANDOLPH AND HOPE, 2004; SUZUKI AND LEHANE, 2014).

As condições de drenagem também podem ser avaliadas por meio do parâmetro de poropressão ( $B_q$ ), conforme exposto no item 2.3.2.3 e definido pela Equação 6.

Tendo em vista que as condições de drenagem dependem do tipo de material, pode-se dizer que as mesmas também são função do ângulo de atrito do solo ( $\phi'$ ). Senneset *et al* (1989) propôs uma solução teórica para determinação do ângulo de atrito efetivo do solo a partir de resultados

de ensaios CPTu, comparados e calibrados com resultados de ensaios de laboratório, realizados em diversos tipos de solos. Nesta solução, as medidas de poropressão fornecidas pelo CPTu permitem a estimativa de parâmetros de resistência efetivos com base em conceitos da teoria de capacidade de carga e teoria da plasticidade, permitindo sua aplicação a todos os tipos de solo (SANDVEN, 1990). Esta solução é resultado de anos de estudo desenvolvidos no Instituto Norueguês de Tecnologia (NTH) e correlaciona o número de resistência do cone ( $N_m = Q$ ) (Equação 38), os parâmetros de resistência efetivos ( $c'$ ,  $\phi'$ ), o parâmetro de poropressão ( $B_q$ ) e o ângulo de plastificação ( $\beta$ ).

$$N_m = Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Eq. 38}$$

onde  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva.

O ângulo de plastificação ( $\beta$ ) expressa uma geometria idealizada da zona de ruptura ao redor do cone. A definição dos valores de  $\beta$  é difícil de ser realizada tanto experimentalmente, quanto teoricamente, entretanto, acredita-se ser dependente de propriedades do solo como compressibilidade e histórico de tensões, plasticidade e sensibilidade (SENNESET *ET AL*, 1989). Para uma avaliação simplificada da variação do ângulo de atrito em função de  $Q$  e  $B_q$ , os autores apresentam a relação demonstrada da pela Figura 5.23, onde consideram  $c'=0$  e  $\beta=0$ .

A partir da proposta teórica apresentada na Figura 5.23, é possível se obter uma estimativa simplificada da resistência do cone drenada ( $B_q=0$ ) e não drenada ( $B_q=1$  ou  $B_q=0.5$ ) para um mesmo valor ângulo de atrito (tipo de solo). Considerando-se que as tensões totais e efetivas permanecem constantes na Equação 38, pode-se dizer que o número de resistência do cone ( $N_m$ ) é diretamente proporcional à resistência do cone ( $q_t$ ). A relação entre a resistência drenada ( $q_{tD}$ ) e a resistência não-drenada ( $q_{tND}$ ) em função do ângulo de atrito, obtida através da solução teórica de Senneset *et al* (1989), é apresentada na Figura 5.24. Duas curvas são equacionadas, referentes às resistências não-drenadas ( $q_{tND}$ ), obtidas para valores de  $B_q=0.6$  e  $B_q=1.0$  (a partir da Figura 5.23), respectivamente, dando origem a uma faixa de variação de  $q_{tD}/q_{tND}$  em função de  $\phi'$ . Acredita-se que esta faixa de variação esteja relacionada com o índice de rigidez do material ( $I_R$ ).

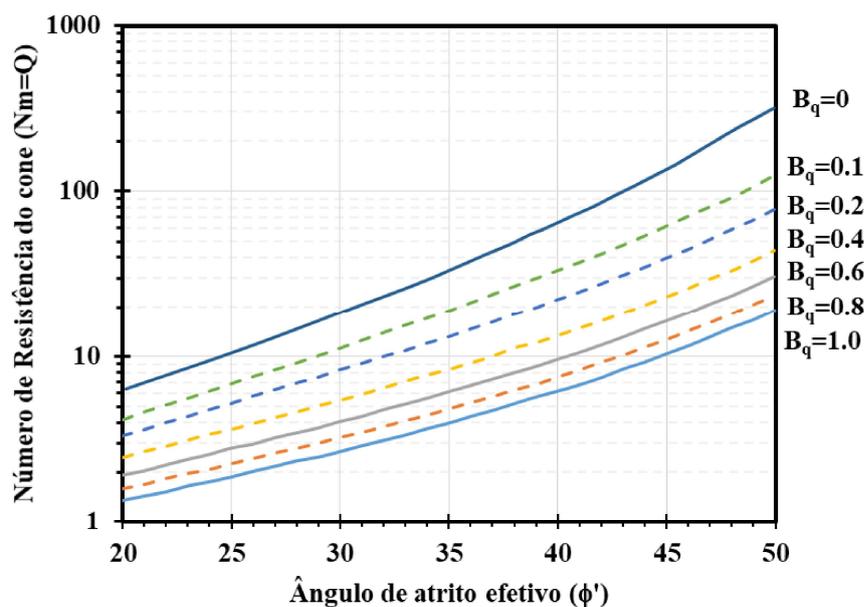


Figura 5.23 - Solução teórica para  $\phi'$  em termos de  $Q$  e  $Bq$  para o caso simplificado de  $c'=0$  e  $\beta=0$  (adaptado de Senneset *et al*, 1989)

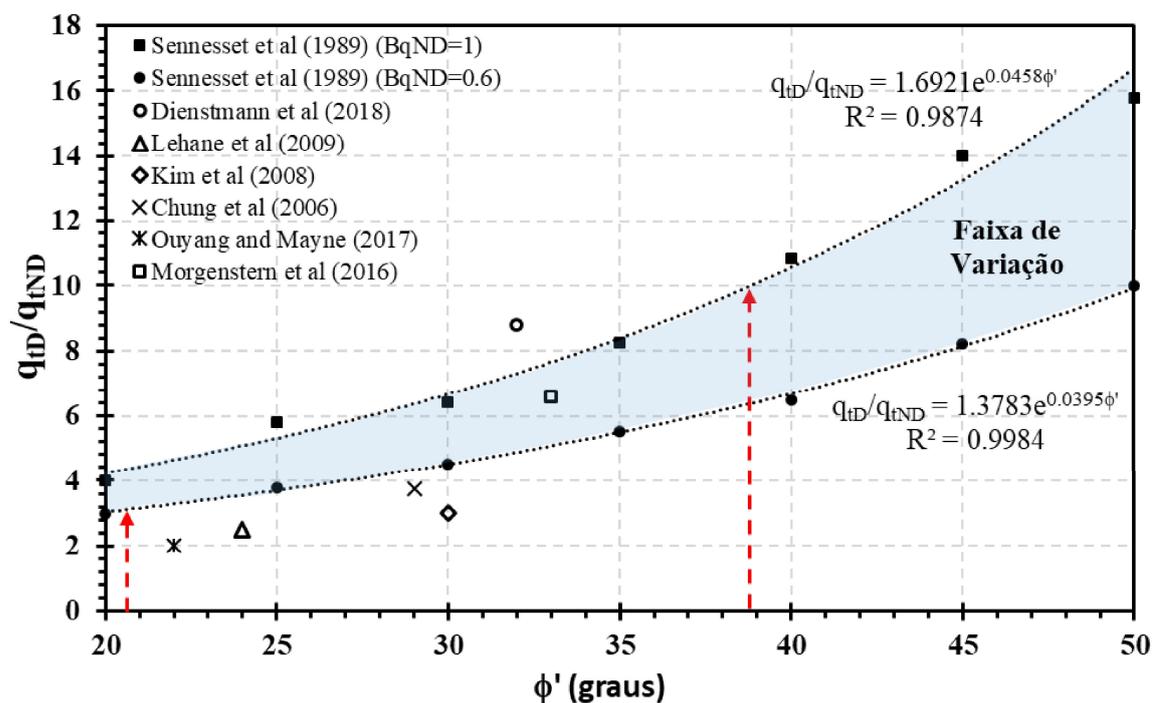


Figura 5.24 - Variação de  $qtD/qtND$  em relação a  $\phi'$  – solução de Senneset *et al* (1989) e resultados de ensaios em diferentes materiais

Com o intuito de verificar a aplicabilidade da solução, resultados de ensaios realizados em velocidades de cravação variáveis, obtidos na literatura também foram plotados na Figura 5.24. Os dados teóricos obtidos através da solução de Senneet *et al* (1989) (Figura 5.23), são representados através de símbolos fechados e os resultados provenientes de ensaios através de símbolos abertos. Verifica-se que, de um modo geral, a solução teórica de Senneet *et al* (1989) descreve adequadamente o comportamento dos materiais avaliados.

Em análise a Figura 5.24, considerando-se a tendência imposta pelos dados provenientes de ensaios de laboratório e sua convergência com a solução de Senneet *et al* (1989), verifica-se que a relação  $q_{tD}/q_{tND}$  para a grande maioria dos solos varia entre 3 (para ângulos de atrito em torno de 20 graus) e 10 (para ângulos de atrito da ordem de 38 a 40 graus). Conhecendo-se a relação entre  $q_{tD}/q_{tND}$  e o ângulo de atrito do solo, pode-se definir relações entre  $q_{tD}/q_{tND}$  e a resistência medida num ensaio de cone realizado em velocidade padrão, de 20 mm/s ( $q_{t20}$ ). Tal correlação assume fundamental importância principalmente em solos com drenagem intermediária, nos quais a resistência de ponta medida pelo ensaio de cone em velocidade padrão, é uma resistência em condições de drenagem parcial.

Com o intuito de buscar uma correção para valores de resistência de ponta, de modo a se obter estimativas de resistências drenadas, em ensaios padrão, realizados em solos com drenagem intermediária, realizou-se um estudo da variação da relação entre a resistência drenada e a resistência medida no ensaio em velocidade padrão ( $q_{tD}/q_{t20}$ ). Inicialmente foram definidas as condições de contorno, com base nas premissas definidas através da Figura 5.24. Sendo assim, sabe-se que, quando  $B_q=0$ , a resistência de ponta medida no ensaio padrão coincide com a resistência de ponta drenada ( $q_{t20}=q_{tD}$ ), e que, quando  $B_q=1.0$ , certamente a resistência de ponta medida no ensaio padrão será a própria resistência não-drenada do material ( $q_{t20}=q_{tND}$ ). Desta forma, a relação entre a resistência de ponta drenada e resistência de ponta do ensaio padrão ( $q_{tD}/q_{t20}$ ), pode ser definida através da Equação 39:

$$\frac{q_{tD}}{q_{t20}} = \begin{cases} 1, & \text{se } B_q = 0; \\ \frac{q_{tD}}{q_{tND}}, & \text{se } B_q = 1 \end{cases} \quad \text{Eq. 39}$$

A partir das condições de contorno definidas na Equação 39, buscou-se entender o comportamento da variação desta relação, para condições de drenagem parcial. Assim sendo, desenvolveu-se um equacionamento empírico simplificado, em função da relação  $q_{tD}/q_{tND}$  (previamente definida em função do tipo de material) e  $B_q$ , de modo que as condições de contorno fossem satisfeitas e, que o valor de  $q_{tD}/q_{t20}$  fosse crescente com o aumento de  $B_q$  até se tornar igual à relação  $q_{tD}/q_{tND}$ , em  $B_q=1$ . Desta forma, o equacionamento empírico simplificado foi definido conforme exposto pela Equação 40:

$$\frac{q_{tD}}{q_{t20}} = 1 + \left( \frac{q_{tD}}{q_{tND}} + 1 \right) \cdot B_q^a \quad \text{Eq. 40}$$

onde  $q_{tD}/q_{tND}$  assume um valor fixo, dependendo do ângulo de atrito estimado do solo e  $a$  é um parâmetro dependente da rigidez do material, podendo variar de 0 a 1. Para uma avaliação simplificada inicial será adotado um valor médio de  $a=0.5$ , embora este parâmetro deva ser calibrado posteriormente, em função do tipo de solo analisado.

A Figura 5.25 demonstra graficamente o equacionamento proposto para diferentes valores de  $q_{tD}/q_{tND}$ . Através desta metodologia, pode-se estimar a resistência de ponta drenada a partir de ensaios CPTu em velocidade padrão, executados em materiais de drenagem intermediária.

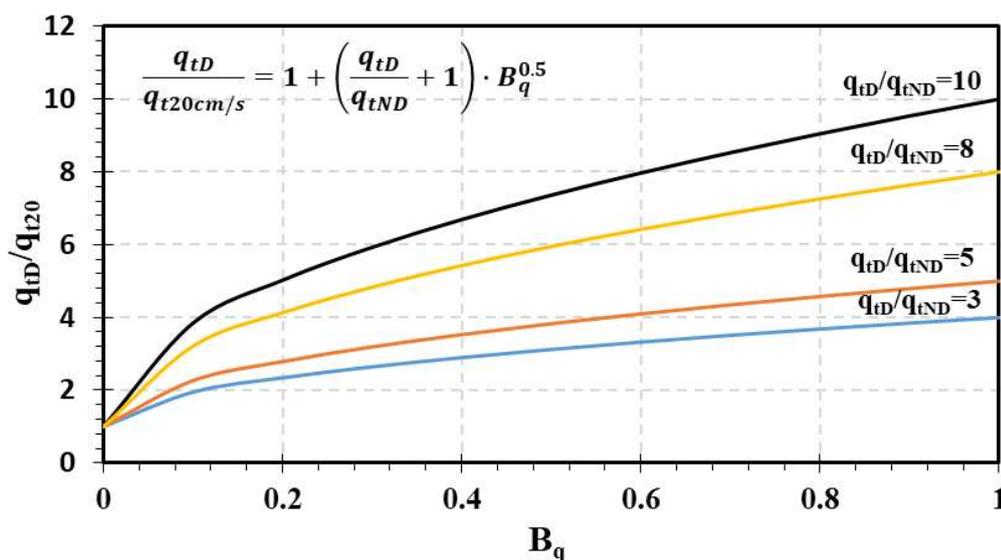


Figura 5.25 - Correlação proposta para correção da resistência de ponta do cone em ensaios padrão realizados em materiais de drenagem intermediária (para  $\alpha=0.5$ )

Uma vez obtidos os valores de  $q_{tD}$  a partir da correção proposta, pode-se utilizar a Equação 37 também na determinação dos valores de  $\psi$  para materiais siltosos não-plásticos. Assim, sempre que a combinação de valores de  $G_0/q_t$  e  $Q_{tn}$  de um material siltoso ocupar a região acima da linha mestra do sistema de classificação e, for registrada a geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone, a resistência de ponta deverá ser corrigida através da Equação 40, para entrada na Equação 37 e determinação dos valores de  $\psi$  do material.

### 5.2.3 Validação e calibração

A validação da proposta de avaliação da suscetibilidade ao fluxo por liquefação será realizada, inicialmente, por meio de um vasto banco de dados em areias e na sequência, serão analisados resultados de ensaios SCPTu em rejeitos de mineração. Para o caso dos rejeitos, a análise também terá como objetivo a calibração da proposta de correção de parâmetros de acordo com efeitos de drenagem, conforme apresentado no item 5.2.2. Valores de parâmetros de estado definidos através de ensaios de laboratório serão utilizados para validação dos valores de  $\psi$  estimados por meio da metodologia proposta.

#### 5.2.3.1 Areias

Para que os requisitos da primeira etapa da metodologia de avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação sejam atendidos, a combinação de resultados de ensaios, deve ocupar a região superior à linha mestra central do sistema de classificação (materiais de baixa plasticidade), apresentado no item 5.1 deste trabalho. Desta forma, o mesmo banco de dados, utilizado para validação do sistema de classificação em areias, será utilizado nesta etapa.

A primeira análise foi efetuada com base nos resultados de ensaios SCPTu realizados em areias do Campo Experimental da UFRGS, em Araquari-SC. Esta escolha se deve ao fato de existirem resultados de ensaios triaxiais, realizados em amostras reconstituídas no mesmo índice de vazios de campo, para diferentes profundidades (LAVALLE, 2017). Isto permite que os valores de  $\psi$ , obtidos por meio da metodologia proposta, sejam comparados aos valores de  $\psi$  provenientes dos ensaios triaxiais. A Figura 5.26 ilustra o perfil SCPTu juntamente com os valores de  $G_0$  e o comparativo entre os valores de  $\psi$  estimados e de laboratório. Pela estimativa proposta, a camada superficial de menor densidade é caracterizada por valores positivos de  $\psi$ , na faixa de 0.02 a 0.1. Já na camada de areia de maior densidade (4 a 10 m) obtiveram-se valores de  $\psi$  negativos, variando entre -0.1 e -0.25. A camada intermediária de areia siltosa (12.5 a 13.5

m) apresentou valores de  $\psi$  em torno de 0.1 e a camada inferior uma variação entre -0.1 a 0.1. De modo geral, verifica-se uma boa aproximação dos valores de  $\psi$  estimados com aqueles obtidos em laboratório.

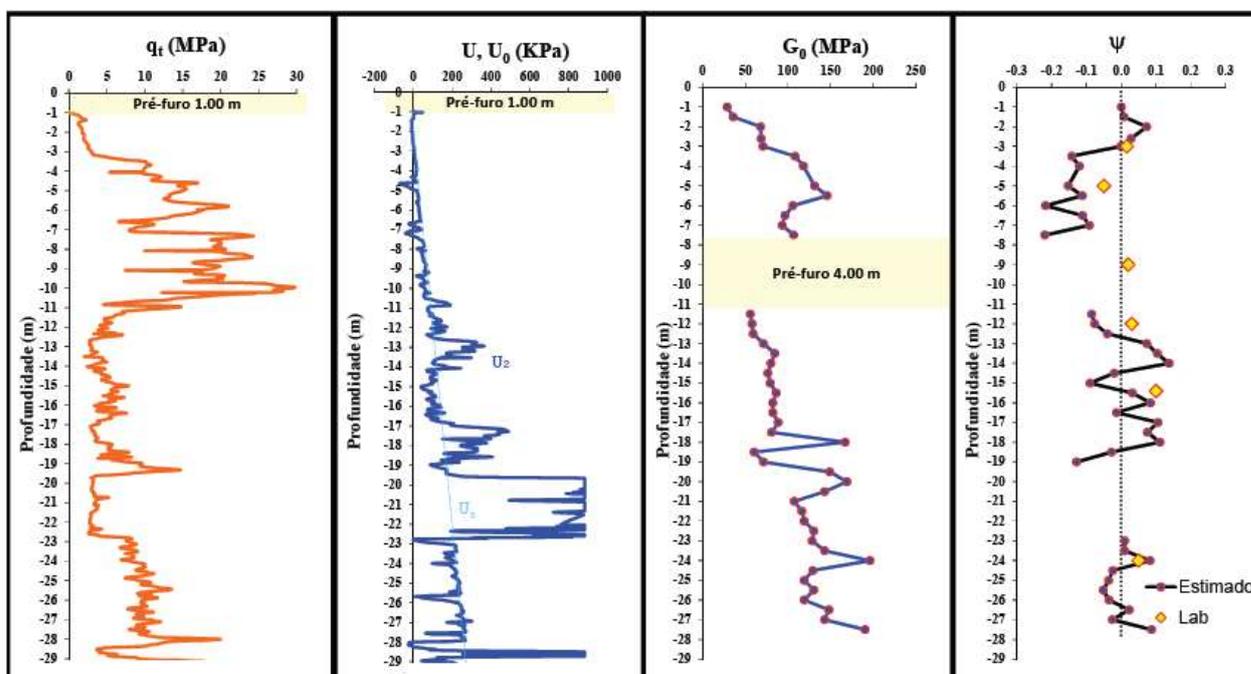


Figura 5.26 – Comparativo entre  $\psi$  estimados a partir do perfil SCPTu e obtidos em laboratório para a areia de Araquari

A estimativa de  $\psi$  também foi realizada para os demais resultados de ensaios em areias, utilizados na etapa de classificação. De acordo com informações da literatura, todas as demais areias avaliadas, apresentam um comportamento dilatante, não possuindo histórico de ocorrência de fenômenos de liquefação. A Figura 5.27 apresenta os valores de  $\psi$  para este banco de dados, cuja combinação de parâmetros no sistema de classificação situou-se acima da linha mestra central (item 5.1.3.1). Os valores estimados apresentaram uma variação entre -0.05 e -0.3, o que confirma o caráter dilatante destes materiais. Observa-se que existem alguns pontos que se situam fora das faixas de tensão pré-estabelecidas ( $p'=50$  kPa e  $p'=500$  kPa), isto deve-se ao fato de alguns dados avaliados corresponderem a níveis de tensões inferiores às linhas traçadas ou resultados em areias com presença de finos.

Assim com verificado na metodologia de classificação, verifica-se certa dispersão nos dados, fato este justificado pela anisotropia do solo, histórico de tensão, presença de finos e condições

de drenagem. Apesar desta condição, os resultados do banco de dados estão dentro dos limites pré-estabelecidos e de acordo com informações de comportamento apresentadas pela literatura.

Com o intuito de avaliar a aplicação da metodologia para predição do potencial de suscetibilidade ao fluxo por liquefação em areias, buscou-se na literatura ensaios realizados em depósitos que historicamente tenham sofrido o fenômeno. Chillarige *et al* (1997) apresenta resultados de ensaios e relata a ocorrência de fluxo por liquefação em algumas camadas na areia de “*Fraser River Delta*”. Ao se aplicar o método aos resultados deste banco de dados observa-se que são obtidos alguns valores positivos de  $\psi$ , também apresentados na Figura 5.27, o que indica uma resposta contrativa e em solos não-plásticos, a suscetibilidade à ocorrência de fluxo por liquefação, conforme relatado pelo autor.

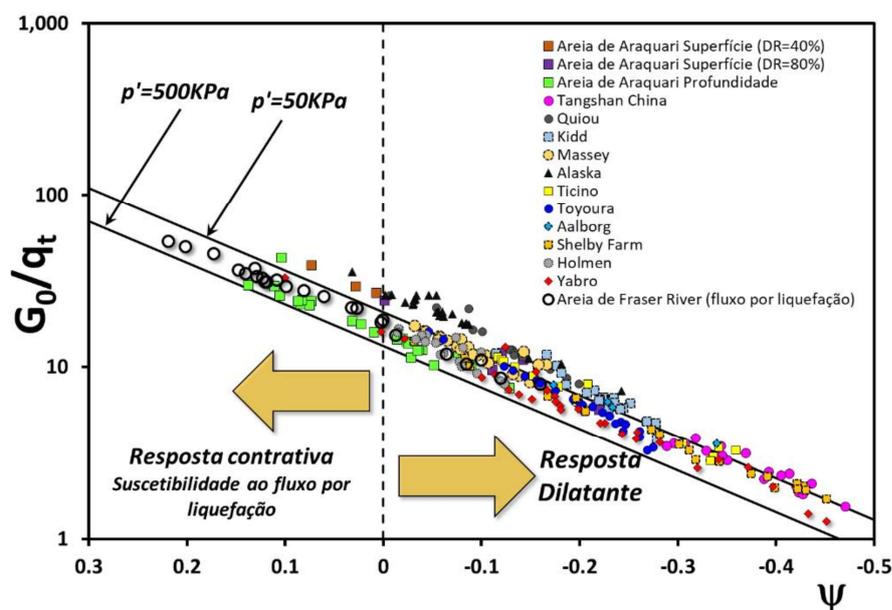


Figura 5.27 - Parâmetro de estado estimado para solos arenosos

### 5.2.3.2 Siltes e rejeitos de mineração

Assim como para o caso das areias, a validação da metodologia de avaliação da suscetibilidade de fluxo por liquefação, em rejeitos de mineração, somente é válida para a combinação de valores de resistência e rigidez que ocupa a região superior à linha mestra do sistema de classificação. Para tanto, podem ser avaliados os rejeitos de mineração de ouro, ferro, cobre e alguns pontos referentes aos depósitos de bauxita da ALUMAR e bauxita “A”.

A presente análise se iniciará com a calibração da proposta de correção dos valores de resistência de ponta, para condições drenadas. Para este propósito, serão utilizados dados referentes ao rejeito de mineração de ouro e ferro. Estes materiais foram selecionados pelo fato de existirem ensaios triaxiais, para comparativo dos valores de  $\psi$  estimados, além das diferentes condições de drenagem observadas em cada um destes depósitos durante a cravação do cone, sendo registrada a geração de poropressões apenas no rejeito de ouro.

Pelo fato de não ocorrer geração de excessos de poropressão nos ensaios SCPTu realizados no rejeito de mineração de ferro, pode-se afirmar que a resistência de ponta lida nos ensaios corresponde à  $q_{tD}$  e, portanto, a Equação 37 pode ser aplicada diretamente aos resultados dos ensaios SCPTu realizados neste material. Para fins de validação da aplicabilidade da formulação teórica, os resultados de  $\psi$  definidos a partir de ensaios SCPTu, foram comparados a valores de  $\psi$ , obtidos para este mesmo material através de ensaios triaxiais. Todos os resultados de ensaios referentes ao rejeito de ferro apresentados neste trabalho podem ser encontrados no relatório apresentado por Morgenstern *et al* (2006). Os resultados dos ensaios de laboratório foram executados em junho de 2016, pela empresa Klohn Krippen Berger, em amostras reconstituídas.

Os resultados referentes aos ensaios triaxiais, com *bender elements*, são plotados juntamente com os dados referentes aos ensaios SCPTu no espaço  $G_0/q_t$  versus  $\psi$ . Sabe-se que os valores de campo e laboratório não são coincidentes, entretanto, os valores de  $\psi$  de laboratório permitem a delimitação da faixa de variação de  $\psi$  esperados para o material e aferição da estimativa realizada com base em ensaios de campo.

A Figura 5.28 apresenta os valores de  $\psi$  para o rejeito de mineração de ferro. Observa-se que os valores de  $\psi$  estimados a partir da correlação teórica, baseada em resultados de ensaios SCPTu, apresentam boa concordância com a faixa de variação definida a partir de ensaios triaxiais. Considerando-se que na Figura 5.28 são plotados resultados de cinco verticais de ensaios CPTu, com medidas de velocidade cisalhante, efetuadas de metro em metro e, tendo em vista a alta sensibilidade de  $q_t$ , pode-se afirmar que, de modo geral, os resultados de  $\psi$  estimados concentram-se, em sua maioria, na região próxima à faixa de variação de  $\psi$  determinados em laboratório, confirmando a aplicabilidade da estimativa de  $\psi$ , a partir de dados de ensaios SCPTu (Equação 37), para este tipo de material.

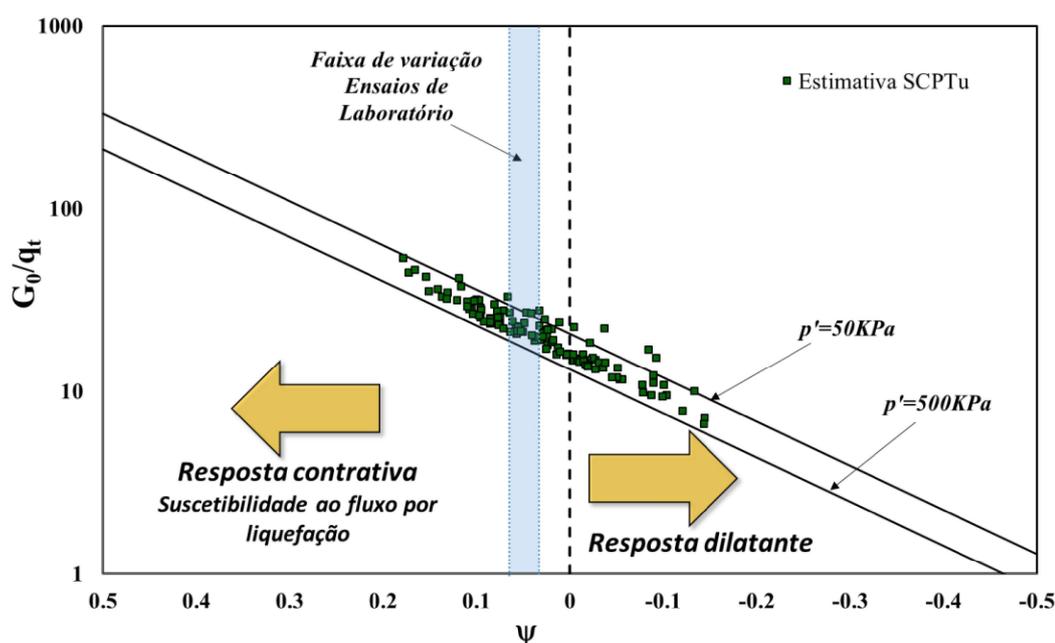


Figura 5.28 - Comparativo entre valores de  $\psi$  estimados a partir do CPTu e resultados de ensaios de laboratório para o rejeito de mineração de ferro

Para o caso do rejeito de mineração de ouro, os ensaios SCPTu, realizados em velocidade de cravação padrão, apresentaram geração de propressão, com valores de  $B_q$  que indicam ocorrência de drenagem parcial durante o ensaio. Neste caso, conforme discutido anteriormente, a determinação de  $\psi$  a partir de dados de ensaios SCPTu, somente poderá ser efetuada após a correção de valores de  $q_t$  para condições drenadas ( $q_{tD}$ ).

Sosnoski (2016) apresentou resultados de ensaios CPTu executados no rejeito de mineração de ouro, sob velocidades de cravação variáveis. Desta forma, em algumas profundidades, foram atingidas condições de total drenagem ( $u_2=u_0$  e  $B_q=0$ ), conforme demonstrado na Figura 5.29. A partir destes resultados de campo foi possível calibrar o parâmetro  $a$  (Eq. 40), para correção de  $q_t$  para condições drenadas, considerando este material em específico. O ângulo de atrito do rejeito de mineração de ouro foi adotado como sendo igual a 32 graus, obtido a partir de resultados de ensaios triaxiais desenvolvidos por Bedin (2010). Já a relação  $q_{tD}/q_{tND}$  foi adotada como sendo igual a 7, considerando-se a relação com  $\phi'$  de Senneset *et al* (1989). Este valor também é bastante próximo à resposta obtida através da curva característica do material, analisada por Dienstman *et al* (2018).

A Figura 5.29 apresenta resultados da sondagem CPTu realizada sob velocidade de cravação padrão e variável, na qual, em algumas profundidades (3.2 a 3.5 m e 5 a 6 m), são obtidas condições de drenagem completa. A calibração do parâmetro  $a$ , da equação proposta para correção de  $q_t$  (Eq. 40), foi realizada variando-se o seu valor até se obter a melhor convergência dos valores calculados com aqueles obtidos no ensaio de campo, nas profundidades onde foram observadas condições de drenagem completa. Os valores de  $q_{tD}$  estimados a partir da Equação 40 também são apresentados na Figura 5.29, sendo que a adoção de  $a=1$ , para este material, forneceu a melhor convergência com os resultados de resistência de ponta drenada, obtidos em campo. Apesar de se tratar de um equacionamento empírico, a correção aparenta fornecer uma boa aplicabilidade para uma correção simplificada e rápida de valores de  $q_t$ , obtidos através de ensaios padrão, em materiais de permeabilidade intermediária.

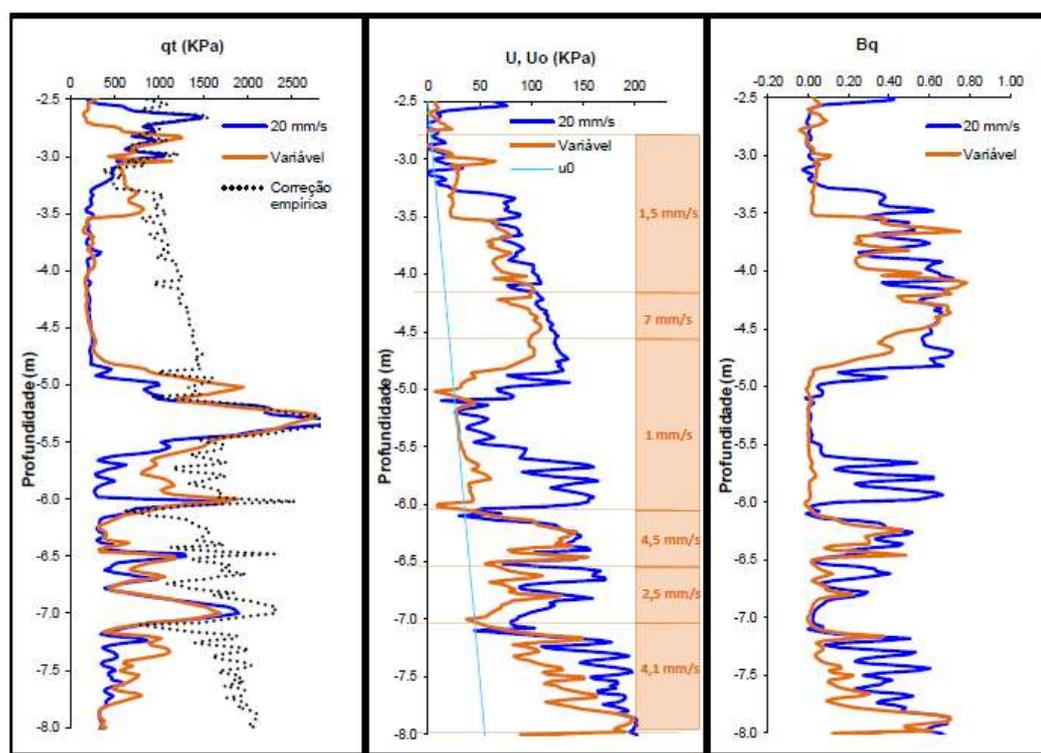


Figura 5.29 - Resultados de ensaios CPTu com velocidades de cravação variáveis e correção empírica proposta para  $q_t$  no rejeito de mineração

Para avaliação dos valores de  $\psi$  do rejeito de mineração de ouro, foram considerados resultados de ensaios de laboratório (triaxiais com leituras de *bender elements*) provenientes do trabalho de Bedin (2010). Já as estimativas realizadas a partir dos resultados dos ensaios SCPTu, foram feitas considerando dos valores de  $q_t$ , obtidos a partir do ensaio realizado à velocidade de cravação padrão e, posteriormente, considerando os valores de  $q_{tD}$ , fornecidos pela aplicação

do equacionamento de correção empírico proposto. O comparativo entre os valores de  $\psi$  pode ser visualizado através da Figura 5.30.

Verifica-se que a estimativa realizada para o parâmetro de estado, a partir dos resultados do ensaio CPTu, à velocidade de cravação padrão, embora tenha demonstrado que o material apresenta comportamento contrativo e, por consequência, suscetibilidade ao fluxo por liquefação, fornece valores superiores de  $\psi$ , quando comparados aos valores obtidos através dos ensaios de laboratório. Entretanto, com a aplicação da correção da resistência de ponta para condições drenadas, os valores de  $\psi$  se aproximam bastante da faixa de valores definida através dos ensaios triaxiais. Tal fato evidencia a viabilidade de aplicação da equação teórica (Eq. 37), baseada em resultados de ensaios SCPTu, para siltes não-plásticos, com a correção dos valores de resistência de ponta para condições drenadas (Eq. 40).

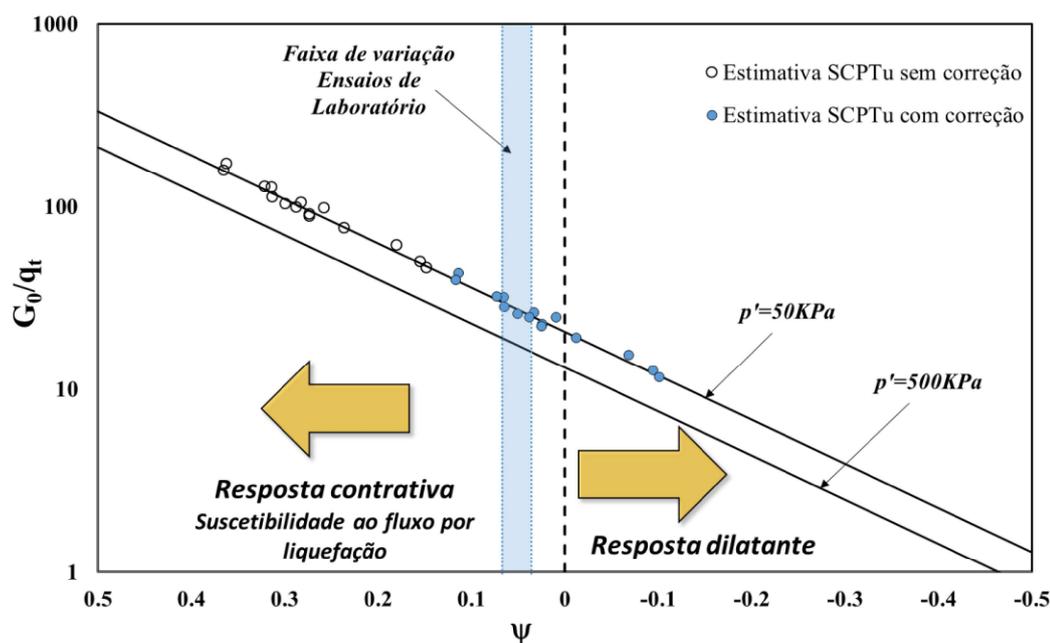


Figura 5.30 - Comparativo entre valores de  $\psi$  estimados a partir do SCPTu e resultados de ensaios de laboratório para o rejeito de mineração de ouro

Para os demais resultados referentes aos rejeitos que se posicionaram acima da linha mestra central do sistema de classificação (cobre, bauxita da ALUMAR e bauxita “A”) também foram calculados os valores de  $\psi$ . Para o rejeito de cobre a definição dos valores de  $\psi$  foi através da

aplicação direta da formulação, sem necessidade de correção dos valores de resistência de ponta do cone, já que não foi registrada geração de poropressões nos ensaios SCPTu. Esta mesma condição foi observada para os resultados correspondentes ao rejeito de bauxita da ALUMAR, sendo que, através de uma análise cuidadosa dos perfis de sondagem SCPTu, verificou-se que a combinação de pontos que se posiciona acima da linha mestra central, no sistema de classificação, corresponde a profundidades nas quais não foi registrada geração de poropressões, no perfil altamente heterogêneo deste material.

No caso do rejeito de bauxita “A”, verificou-se que a combinação de dados, cujos pontos se posicionam acima da linha mestra do sistema de classificação, corresponde a profundidades nas quais foi registrada a geração de excessos de poropressão. Sendo assim, aplicou-se a correção nos valores de resistência de ponta, adotando-se a relação  $q_{ID}/q_{IND}$  como sendo igual a 7. Este valor foi definido através da Figura 5.24, para um ângulo de atrito de  $32.4^\circ$ , obtido através dos ensaios triaxiais apresentados no item 4.3.1, realizados em amostras deste mesmo depósito. Nesta análise adotou-se um valor de  $\alpha=0.5$ , uma vez que, não se dispõe de resultados de ensaios a velocidades variáveis para calibração deste parâmetro.

A Figura 5.31 demonstra os valores de  $\psi$  estimados para os rejeitos de cobre, bauxita da ALUMAR e bauxita “A”, juntamente com os valores definidos anteriormente para o rejeito de ferro e ouro. Para o caso do rejeito de mineração de bauxita “A”, foram plotados, também, em linha tracejada, os dados obtidos sem a correção de  $q_t$  para condições drenadas, para fins comparativos. Observa-se que o cálculo de  $\psi$  com base em resultados parcialmente drenados, também superestima os valores de  $\psi$  neste rejeito.

Embora a campanha de ensaios triaxiais realizada neste trabalho, no rejeito de bauxita “A”, não tenha sido extensa o suficiente para a delimitação correta da linha do estado crítico, foi possível se obter uma ordem de grandeza dos parâmetros de estado deste material em laboratório. Ao se comparar os valores de  $\psi$  estimados pela metodologia (0.06 a -0.03), com base em resultados de resistência de ponta corrigidos para condições drenadas, percebe-se uma boa convergência com os valores de  $\psi$  definidos através dos ensaios de laboratório (-0.02 a 0.015) (Figura 4.18). Desta forma, pode-se afirmar que a metodologia proposta para correção dos valores de  $q_t$  para condições drenadas, também se mostrou eficaz para aplicação neste depósito.

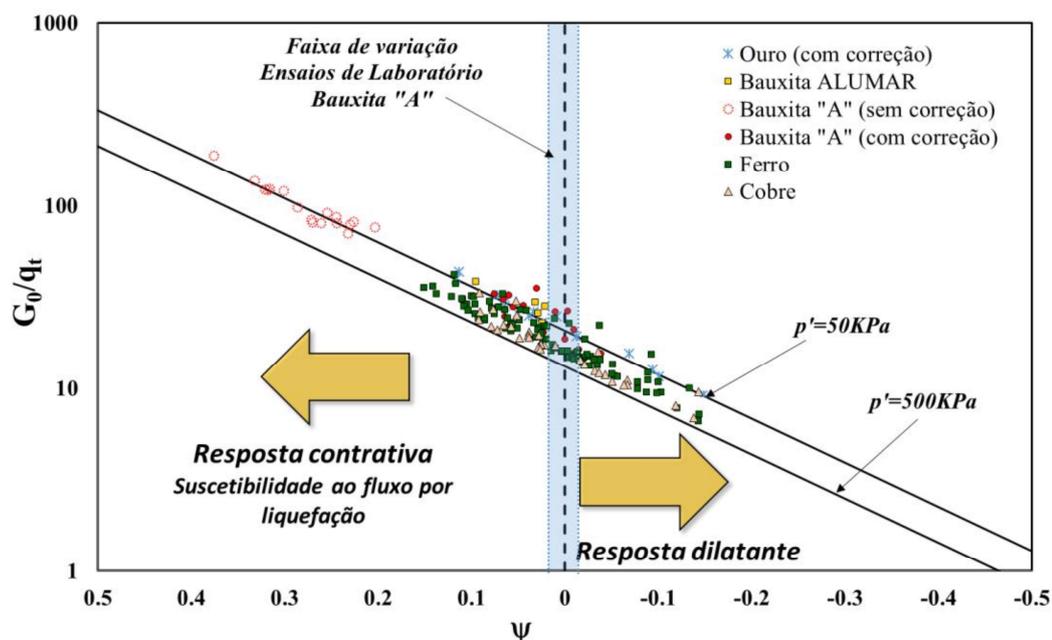


Figura 5.31 – Estimativa de  $\psi$  para diferentes rejeitos de mineração

A Figura 5.32 demonstra o comparativo entre os valores de  $\psi$  estimados através de resultados de ensaios SCPTu e valores de  $\psi$  obtidos em laboratório para os rejeitos de mineração de ferro, ouro e bauxita "A". Salienta-se que os valores de  $\psi$  para o rejeito de mineração de ouro e bauxita "A" consideram a aplicação da correção de  $q_t$  proposta na presente pesquisa. Observa-se que apesar da existência de uma dispersão típica de resultados de ensaios de campo, existe uma boa correlação entre os valores obtidos através dos ensaios de campo com aqueles definidos através de ensaios triaxiais de laboratório.

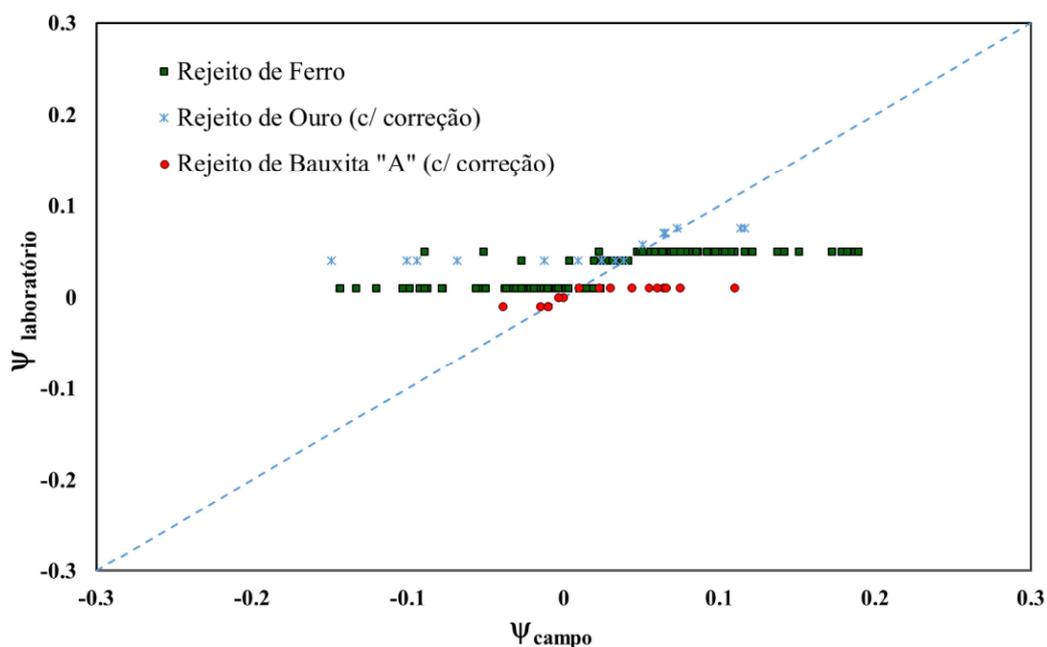


Figura 5.32 - Comparativo entre valores de  $\psi$  obtidos através de ensaios SCPTu e laboratório

### 5.3 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo apresentou-se uma metodologia de classificação de solos e avaliação da suscetibilidade de fluxo por liquefação de materiais granulares, com base em ensaios SCPTu. O desenvolvimento do sistema de classificação de solos baseou-se em formulações teóricas fundamentadas na teoria de expansão de cavidade e estado crítico. Este sistema permite a análise de comportamento através da combinação de parâmetros de rigidez e resistência ( $G_0/q_t$  e  $Q_m$ ). Resultados de ensaios em diversos materiais, obtidos através da literatura, indústria e banco de dados próprio permitiram a validação do sistema, demonstrando boa confiabilidade para classificação de geomateriais. Para o caso de aplicação aos rejeitos de mineração, a grande vantagem do sistema vincula-se ao fato de identificação de condições de drenagem parcial e determinação de uma região para materiais não-plásticos sensíveis, nos quais ocorre geração de excessos de poropressões durante a cravação do cone, com elevada redução das resistências de ponta.

O sistema de classificação proposto apresenta uma linha central que permite a divisão entre materiais plásticos e não-plásticos. Para os materiais não-plásticos apresentou-se o uso de uma metodologia de avaliação da suscetibilidade de ocorrência de fluxo por liquefação. Esta

metodologia é baseada no parâmetro de estado do solo e está teoricamente fundamentada para o uso em areias. Um vasto banco de dados em areias permitiu esta validação.

Para a utilização da metodologia em siltes não-plásticos e rejeitos de mineração, verificou-se a necessidade de correção da resistência de ponta para condições drenadas, sempre que se observasse geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone. Desta forma, um equacionamento empírico de correção da resistência de ponta do cone ( $q_{t20}$ ), que relaciona valores de  $q_{tD}/q_{tND}$  com o  $\phi$  e  $B_q$ , foi proposto e calibrado em rejeitos de mineração. Sob suporte de resultados de ensaios de laboratório, evidenciou-se que a proposta de correção da resistência de ponta do cone, bem como, a estimativa de  $\psi$  através de ensaios SCPTu, fornecem respostas confiáveis dentro do cenário avaliado no presente trabalho.

A metodologia proposta apresenta-se como uma alternativa atrativa e simplista para classificação de solos e análise do potencial de fluxo em materiais de baixa plasticidade.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo tem por objetivo apresentar as conclusões obtidas ao final desta pesquisa, baseando-se nos objetivos traçados no Capítulo 1 e análises realizadas ao longo do trabalho. Além disso, apresentam-se algumas sugestões para pesquisas futuras relacionadas a este tema.

### 6.1 CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho foi caracterizar e avaliar o comportamento de rejeitos de mineração com base em ensaios de campo e laboratório. As análises realizadas a partir de resultados de ensaios de laboratório nortearam o entendimento do comportamento dos rejeitos, avaliados nesta pesquisa, e deram suporte para o desenvolvimento de uma metodologia de classificação de solos e avaliação de potencial de fluxo por liquefação, a partir de resultados de ensaios de campo. Citam-se a seguir as conclusões fornecidas por cada uma das etapas de análise da pesquisa:

#### *a) Caracterização básica de rejeitos de mineração*

Verificou-se que resultados de ensaios de granulometria por sedimentação, quando realizados em rejeitos de mineração, podem ser afetados pela presença de sais em sua composição. Os rejeitos de bauxita e zinco, cuja composição química indica considerável quantidade de sulfeto de sódio e óxido de cálcio, respectivamente, foram os materiais cujas curvas definidas por sedimentação mais diferiram daquelas obtidas à laser, em material seco. A composição química dos rejeitos de mineração também aparenta afetar a realização de ensaios de limites de Atterberg, tornando os rejeitos plásticos altamente sensíveis à presença de água, o que resulta em valores próximos de LL e LP e baixos índices de plasticidade (IP).

#### *b) Efeitos do estado inicial de rejeitos em resultados de ensaios triaxiais*

Por meio da análise de resultados de ensaios triaxiais conduzidos em corpos de prova de rejeito de mineração de ouro, moldados com diferentes índices de vazios iniciais, verificou-se que a

redução dos índices de vazios iniciais contribuiu para a melhora do comportamento do material. Em todos os níveis de tensão confinante avaliados, registrou-se um aumento da resistência ao cisalhamento. Além disso, com o aumento da densidade, o material apresentou uma resposta mais dilatante, embora não se tenha observado mudanças significativas nos valores de  $\phi'$ .

Em relação à avaliação de suscetibilidade ao potencial de fluxo por liquefação, percebeu-se que a redução no índice de vazios inicial diminui a ocorrência deste comportamento. Ao contrário dos resultados de ensaios realizados por Bedin (2010), em corpos de prova com índice de vazios inicial de 1.2, nesta pesquisa não se observou a ocorrência de liquefação em nenhuma das densidades avaliadas. De acordo com a metodologia de análise proposta por Yamamuro e Lade (1997) e avaliação dos resultados em relação à linha do estado crítico, verificou-se que os corpos de prova com índice de vazios inicial de 1.1 e 1.0 apresentaram suscetibilidade à ocorrência de liquefação temporária ou instabilidade até uma tensão confinante de 50 kPa. Para tensões confinantes superiores e/ou índice de vazios inicial de 0.9 os resultados indicaram uma condição estável.

Os resultados dos ensaios, quando comparados à linha do estado crítico do rejeito de ouro, definida por Bedin (2010), demonstraram que o aumento da densidade do material faz com que o estado inicial do mesmo se aproxime da LEC, o que reduz os valores de  $\psi$ . Os resultados encontrados nesta pesquisa corroboram com a existência de uma curvatura na LEC deste rejeito, fato evidenciado com a resposta obtida para o corpo de prova, com índice de vazios inicial de 0.9 e submetido a uma tensão confinante de 25 kPa. Esta condição de estado posicionou-se abaixo da LEC, o que foi corretamente identificado pelo comportamento dilatante deste corpo de prova durante o ensaio e resultou num valor negativo de  $\psi$ . Este fato também demonstra a boa aplicabilidade de  $\psi$  na avaliação deste comportamento.

De acordo com as respostas obtidas, a melhora das condições de estabilidade do rejeito com o aumento da densidade do material, pode indicar uma alternativa para o armazenamento de rejeitos de uma forma mais segura.

### *c) Efeitos da reconstituição de amostras*

Os ensaios realizados em corpos de prova indeformado e reconstituído de rejeitos de mineração de bauxita indicaram diferenças consideráveis entre os resultados. Os ensaios triaxiais

indicaram resistências superiores e comportamento mais dilatante no material indeformado. Aparentemente este material possui uma estruturação natural que não foi reproduzida nos corpos de prova reconstituídos. No espaço *e versus p'* os resultados correspondentes ao material indeformado e reconstituído ocupam regiões distintas, demonstrando se tratar de materiais diferentes ou com estrutura diferenciada entre si.

Na avaliação da suscetibilidade do fluxo por liquefação o material indeformado não apresentou suscetibilidade em nenhuma condição de ensaio. Por outro lado, a amostra reconstituída, quando submetida ao menor nível de tensão confinante ensaiada, ou seja, de 25 kPa, apresentou um comportamento instável ou de liquefação temporária. Os valores de  $\psi$  definidos de forma aproximada apresentaram valores positivos para o corpo de prova reconstituído. Já para o corpo de prova indeformado obtiveram-se valores de  $\psi$  negativos para os níveis de tensão confinante de 25 e 50 kPa, próximos a zero para 100 kPa e positivo para 200 kPa de tensão confinante.

Por meio de ensaios oedométricos verificou-se que a amostra reconstituída, com o mesmo índice de vazios inicial da amostra indeformada, possui uma deformabilidade superior para carregamentos de até 300 kPa. Este comportamento também foi observado após a etapa de consolidação triaxial, onde o corpo de prova reconstituído apresentou menores índices de vazios quando comparado ao corpo de prova indeformado, ambos submetidos ao mesmo nível de tensões. Para tensões superiores a cerca de 300 kPa, a compressibilidade do corpo de prova reconstituído é menor do que o corpo de prova indeformado, comportamento que resulta em valores de  $c_c$  menores no material reconstituído. A forma apresentada pela curva de adensamento e análises de valores de tensão de pré-adensamento, também demonstraram uma possível presença de estruturação natural no material indeformado.

Na análise dos resultados do ensaio oedométrico também se observaram diferenças nos valores de  $c_v$  do material indeformado e reconstituído. Ao se avaliar a variação da altura do corpo de prova com o tempo, verificou-se uma deformação mais rápida no material reconstituído, resultando em valores de  $c_v$  maiores, para tensões de até 300 kPa. Para tensões superiores a esta, os valores de  $c_v$  tenderam a se aproximar em ambos os materiais.

A análise da rigidez, realizada através de leituras de *bender elements* também demonstrou diferenças nos corpos de prova avaliados. Aparentemente a rigidez não foi afetada pela estruturação natural do material indeformado, sendo apenas uma resposta ao índice de vazios dos corpos de prova no momento do ensaio. Como o corpo de prova reconstituído deforma mais

para os níveis de tensão avaliados, a rigidez deste material foi superior ao indeformado. Esta situação também foi verificada através dos ensaios de bancada, embora nestes não se tenha o controle das tensões aplicadas.

*d) Relação entre rigidez e resistência ( $G_0/q_{max}$ ) em laboratório*

A combinação de resultados de resistência e rigidez, obtidos através de ensaios de laboratório, em diferentes materiais, demonstrou a sensibilidade da combinação destes parâmetros na identificação de diversas propriedades de comportamento dos solos. A relação  $G_0/q_{max}$ , apresentada pela literatura para análise de resultados de ensaios de campo, mostrou-se aplicável também a resultados de ensaios de laboratório. As mesmas fronteiras definidas por Schnaid *et al* (2004) para análises de ensaios de campo, parecem ser aplicáveis ao espaço  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$ , inserindo-se alguns ajustes em função das diferenças existentes entre as resistências consideradas em cada caso e medidas de  $v_s$  obtidas em campo e laboratório.

De modo geral, a combinação de resultados de ensaios de laboratório no espaço  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$ , demonstrou sensibilidade à efeitos de cimentação natural, aumento de densidade do material, teor de finos, drenagem e reconstituição de amostras. Verificou-se que cada uma das propriedades provoca uma mudança específica dentro do espaço considerado, o que evidenciou a aplicabilidade da combinação de parâmetros de rigidez e resistência na classificação de solos.

*e) Metodologia de classificação de solos com base em ensaios SCPTu*

No presente trabalho foi apresentada uma proposta de classificação de solos a partir de resultados de ensaios SCPTu. O desenvolvimento da metodologia foi fundamentado em conceitos teóricos de expansão de cavidade e teoria do estado crítico. Buscou-se por uma alternativa capaz de avaliar adequadamente o comportamento de rejeitos de mineração, driblar as dificuldades de extração de amostras indeformadas e que aproveita a boa sensibilidade da combinação entre parâmetros de resistência e rigidez para a identificação de diferentes propriedades do solo.

O espaço  $G_0/q_1$  versus  $Q_m$  foi utilizado para classificar materiais de baixa e alta plasticidade, de acordo com a granulometria, densidade, consolidação, efeitos de envelhecimento e cimentação, além de indicar as condições de drenagem esperadas para o material durante a penetração do cone, em velocidade padrão de 20 mm/s. Um vasto banco de dados de ensaios SCPTu realizados

em areias, argilas, siltes e rejeitos de mineração foi utilizado para validação da proposta. Em todos os casos, a metodologia demonstrou uma resposta confiável, em concordância com as propriedades de cada depósito avaliado.

Pode-se concluir que a metodologia de classificação proposta, pode ser aplicada a solos e rejeitos de mineração, constituindo-se num método simples, claro e confiável para análise de comportamento de geomateriais. Além disso, ao permitir a separação entre materiais de baixa plasticidade e alta plasticidade, compõe a primeira etapa para avaliação do potencial de fluxo por liquefação em solos não-plásticos.

*f) Avaliação do potencial de fluxo por liquefação em solos granulares e siltosos não-plásticos*

Em complementação ao sistema de classificação de solos, foi proposto um método para avaliação da suscetibilidade do fluxo por liquefação, com base em valores de  $\psi$ . Para todos os solos identificados como não plásticos no sistema de classificação, propôs-se a determinação dos respectivos valores de  $\psi$ , sendo que quando este assumir um valor positivo, existe a suscetibilidade de ocorrência de fluxo por liquefação no material.

A determinação de  $\psi$  para solos arenosos pode ser realizada com a adoção do equacionamento proposto por Schnaid e Yu (2007), considerando-se resultados de ensaios SCPTu. Entretanto, percebeu-se que este equacionamento somente era válido para valores de resistência obtidos em condições drenadas, durante a cravação do cone. Para os siltes não-plásticos, como é o caso dos rejeitos de mineração, muitas vezes, a resistência de ponta obtida, durante a cravação do cone em velocidade padrão, ocorre em condições de drenagem parcial. Sendo assim, um equacionamento empírico foi proposto para correção de valores da resistência de ponta para condições drenadas, devendo ser adotado sempre que for registrada geração de excessos de poropressões durante a cravação do cone (velocidade padrão), em siltes não-plásticos. Por meio da correção da resistência de ponta do cone para condições drenadas, verificou-se que o equacionamento proposto por Schnaid e Yu (2007) também pode ser aplicado à siltes não-plásticos.

A aplicação da proposta a resultados de ensaios SCPTu em areias apresentou valores de  $\psi$  em concordância com informações fornecidas pela literatura. Resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras reconstituídas, de diversas profundidades do perfil geotécnico da areia

de Araquari, forneceram valores de  $\psi$  bastante próximos aos obtidos através do método proposto. Para o caso dos rejeitos de mineração, avaliaram-se ensaios onde ocorreu e não ocorreu geração de excessos de poropressão durante a cravação do cone. Para os casos onde não foi registrado excessos de poropressões, o valor de  $\psi$  pode ser calculado pela aplicação direta da formulação proposta para areias. Já nos casos onde houve geração de excessos de poropressões, aplicou-se a correção dos valores de  $q_t$  para posterior cálculo de  $\psi$ . No local onde se dispunham de ensaios de cone realizados com velocidade de cravação variável o equacionamento de correção pode ser devidamente calibrado para o material. O comparativo com valores de  $\psi$  obtidos ensaios de laboratório demonstraram uma boa confiabilidade da metodologia proposta tanto para avaliação do comportamento de areias quanto de siltes não-plásticos.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Efetuar uma avaliação química criteriosa da composição dos rejeitos de mineração, com a análise da interação dos elementos químicos com a água e elementos químicos utilizados como defloculante;
- Realizar ensaios triaxiais em diferentes rejeitos de mineração, variando-se a densidade inicial dos corpos de prova e efetuando-se leituras de velocidade cisalhante, buscando-se avaliar, também, a influência das condições iniciais no  $G_0/q_{max}$  versus  $q_1$ ;
- Realizar uma completa campanha de ensaios triaxiais drenados e não-drenados e com maiores níveis de tensão confinante, em amostras indeformadas e reconstituídas de rejeitos de mineração, com o intuito de definir e comparar as LEC's para cada uma das condições;
- Validar a metodologia de classificação de solos e avaliação de suscetibilidade ao fluxo por liquefação em outros bancos de dados;
- Calibrar o equacionamento proposto para correção dos valores de  $q_t$  através de resultados de ensaios de cone, realizados com velocidade de cravação variável;
- Avaliar soluções baseadas em modelagem numérica para correção dos valores de  $q_t$ .

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069 (MB-3406): Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

-ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo — Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

- ABREU, C. B. **Processamento de zinco primário para a recuperação de sulfato de cálcio visando aplicação industrial**. Dissertação de mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

- ADAZAR, M.A.Q. e ZARCO, M.A.H. **Compressibility and Hydrocompression of Mine Tailings**. Presented at the Research Congress 2013, De La Salle University Manila, March 7-9, 2013

- AGÊNCIA BRASIL. **Desastre em Mariana é o maior acidade mundial com barragens em 100 anos**. Notícia disponível em: <http://agenciabrasil.ebc.com.br/geral/noticia/2016-01/desastre-em-mariana-e-o-maior-acidente-mundial-com-barragens-em-100-anos>, 2015.

- ARAÚJO, C. B. **Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro**. Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
  
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5778: Standard test method for performing electric friction cone and piezocone penetration testing of soils**. USA: ASTM, 2000.
  
- AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. e CHAPUIS, R. P. **Hydraulic Conductivity of homogenized tailings from hard rock mines**. Canadian Geotechnical Journal, 33: 470-482, 1996.
  
- BALIGH, M. M. **Theory of deep site static cone penetration resistance**. MIT, Cambridge, MA, Research Report R75-56, 1975.
  
- BEDIN, J. **Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita**. Dissertação de mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.
  
- BEDIN, J. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração**. Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.
  
- BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. **A state parameter for sands**. Géotechnique, V 35, n. 2, p. 99-112, 1985.
  
- BELLOLI, M.V.A. **Interpretação de ensaios DMT em solos com drenagem parcial**. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.
  
- BORTOLOTTI, M. S. **Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil**. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2017.
  
- BORUP, M. e HEDEGAARD, J. **Characteristic State Modelling of Friction Materials**. Aalborg University.1995.
  
- BRAWNER, C.O., e CAMPBELL, D.B. **The tailings structure and its characteristics—a soils engineer’s viewpoint**. In Proceeding of Tailings Disposal Today, Tucson, Ariz., 31 October – 3 November 1973. Edited by C.L. Aplin and G.O. Argall, Jr. Miller Freeman Publications Inc., San Francisco, Calif. pp. 59–101. 1973.
  
- BRIGNOLI, E. G. M.; GOTTI, M.; STOKOE II, K. H. **Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers**. Geotechnical Testing Journal, v. 19, n. 4, p. 384-397, 1996.

- BRITTO, C.B. **Análise de rejeito de mineração de zinco: ensaios de adensamento e compressão simples**. Monografia apresentada ao curso de Geologia da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.
- BS- 1377. **Methods of test for soils for civil engineering purposes**. General requirements and sample preparation, British Standards Institution 38 p, 1990.
- CAI, G., LIU, S.; PUPPALA, A. **Liquefaction assessments using seismic piezocone penetration (SCPTU) test investigations in Tangshan region in China**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 41: 141-150. 2012.
- CARRARO, J. A. H., PREZZI, M., e SALGADO, R. **Shear Strength and Stiffness of Sands Containing Plastic or Nonplastic Fines**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(9), 1167-1178. 2009.
- CASAGRANDE, A. **Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slope and Earth Fill**. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, January, p. 13-32, 1936.
- CASTRO, G. **Liquefaction of sand**. Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1969.
- CASTRO, G. E POULOS, S.J. **Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility**. Journal of Geotechnical engineering, ASCE, 103, 501-516, 1977.
- CHEN, B.S-Y. e MAYNE, P.W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical J.33(3): 488-498. 1996.
- CHIEN, L. K., e OH, Y. N. **Influence of fines content and initial shear stress on dynamic properties of hydraulic reclaimed soil**. Canadian Geotechnical Journal, 39(1), 242-253, 2002.
- CHILLARIGE, A. V.; ROBERTSON, P. K.; MORGENSTERN, N. R., CHRISTIAN, H. A. **Evaluation of the in situ state of Fraser River sand**. Canadian Geotech. J. 34 (4):510-519, 1997.
- CHUNG, S. F.; RANDOLPH, M. F.; SCHNEIDER, J. A. **Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:9(1188), 1188-1196, 2006.
- CONSOLI, N. C.; VIANA DA FONSECA, A.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. **Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand**. J. Geotech. Geoenviron. Engng., 135 (9): 1347-1353, 2009.
- COOP, M.R. e ATKINSON, J.H. **The mechanics of cemented carbonate sand**. Geotechnique 43 (1): 53-67. 1993.
- DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2009.

- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson, 2014.
- DAVIES, M. P. e MARTIN T. E. **Upstream constructed tailings dams - A review of the basics**. Tailings and Mine Waste 00. Colorado, USA, A.A. Balkema, Rotterdam: pp. 3-15. 2000.
- DAVIES, M. P.; McROBERTS, E.; MARTIN, T. **Static liquefaction of tailings: fundamentals and case histories**. In: AMEC Earth e Environmental. Vancouver and Edmonton, 2002.
- DE BEER, E. E. W. **Static cone penetration testing in clay and loam**. Sondeer Symposium, Utrecht, 1977.
- DEJONG, J.T. e RANDOLPH, M.F. **Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements**. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138 (7): 777-788. 2012.
- DIENSTMANN, G.; SCHNAID, F. MAGHOUS, S.; DEJONG, J. **Piezocone Penetration Rate Effects in Transient Gold Tailings**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 144(2): 04017116, 2018.
- DOUGLAS, B. J.; OLSEN, R. S. **Soil Classification using electric cone penetrometer**. Cone penetration testing and experience, ASCE National Convention, St. Louis, 209-227, 1981.
- DUARTE, A. P. **Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco**. Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.
- ENGELS, J. **Risk Reduction Actions for Substandard or Impaired Tailings Facilities**. Report of the European RTD project TAILS SAFE, <http://www.tailsafe.com/>, 29 p. 2004.
- EPA - Environmental Protection Agency. **Desing and evaluation of tailings dams**. Technical report, U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Washington, USA, 59 p. 1994.
- ESLAAMIZAD, S. e ROBERTSON, P.K. **A framework for in-situ determination of sand compressibility**. In Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference, St John's, Newfoundland. 1997.
- FEAR, C.E. E ROBERTSON, P.K. **Re-consideration of Initiation of Liquefaction in Sandy Soils**. Journal of Geotechnical Engineering, 121, 249-261. 1995.
- FERNANDES, M. M. **Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais**. Volume 1. Primeira Edição. Oficina de Textos, São Paulo, 2016.
- FINN, W. D. L. **Liquefaction potential: Developments since 1976**. Proc., 1st Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash, ed., University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., 655-681. 1981

- FINN, W. D.L., LEDBETTER, R. H., FLEMING, R.L., JR., TEMPLETON, A.E. , FORREST, T.W., e STACY, S.T. **Dam on Liquefiable Foundation: Safety Assessment and Remediation**. Proc. 17th International Congress on Large Dams, Vienna, pp. 531-553. 1994.
- FIORAVANTE, V. **Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing**. Soils and Foundations, 40 (4): 129-142. 2000.
- FIORAVANTE, V., JAMIOLKOWSKI, M., TANIZAWA, F. & TATSUOKA, F. **Results of CPTs in Toyoura quartz sand**. Calibration chamber testing: Proc. 1st Int. Symp. Calibration Chamber Testing. (ed. A. B. Huang). New York: Elsevier, p. 135–146. 1991.
- FIORAVANTE, V., M. JAMIOLKOWSKI, V.N. GHIONNA, and S. PEDRONI. **Stiffness of Carbonatic Quiou Sand from CPT**. Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 2: 1039–1049. 1998.
- FOURIE, A.B. e PAPAGEOUGIOU, G. **Defining an appropriate steady state line for Merrispruit gold tailings**. Canadian Geotech. Journal, 38:695-706, 2001.
- GORAKHKI, M. R. H. **Pore fluid salinity effects on sedimentation and geotechnical properties of fine-grained soils**. Dissertação de mestrado em Engenharia. Departamento de Engenharia Civil e Engenharia Ambiental, Universidade do Estado do Colorado, Fort Collins, Colorado, 2015.
- GOUDARZY, M. e SCHANZ, T.. **Small strain stiffness of granular materials containing fines**. Soil and Foundations, Tokyo, 56(5): 1-32. 2016.
- GOUDARZY, M., RAHMAN, M., KONING, D. and SCHANZ, T. **Influence of non-plastic fines content on maximum shear modulus of granular materials**. Soils and Foundations, Tokyo, 56(6): 973-983. 2016.
- HARDIN, B. O. e BLACK, W. L. **Sand stiffness under various triaxial stresses**. Soils Mechanics and Foundations Division, 27-42. 1966.
- HARDIN, B. O. **The nature of stress-strain behavior for soils**. Proc. ASCE Geotech. Div. Specialty Conf. on Earthquake Eng. And Soil Dynamics, Pasadena, 1: 3-90, 1978.
- HIGHT, D. W.; GEORGIANNOU, V. N.; FORD, C. J. **Characterization of clayey sand**. Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. Of Offshore Structures, USA, 1:321-340, 1994.
- HLENKA, L. **Estudo dos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos em resíduos de mineração de zinco**. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação da UFRGS, Porto Alegre, 2012.
- HOEG, K.; DYVIK, R.; SANDBAEKKEN, G. **Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens**. Journal of Geotech. and Geoenv. Eng., 126 (7): 606-617, 2000.

- HUANG, Y-T.; HUANG, A-B.; KUO, Y-C.; TSAI, M-D. **A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan.** *Soil Dynamics and Earthquake Engng*, 24: 733–743, 2004.
- IBRAM - Instituto Brasileiros de Mineração – **Economia Mineral do Brasil, 2018** – relatório disponível em: <http://portaldamineracao.com.br/wp-content/uploads/2018/08/economia-mineral-brasil-set2018.pdf>, 2018.
- IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração – **Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração** – relatório disponível em: <http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf>, 2016.
- ILIESCU, A.I. e GERON, J. **Seismic cone penetration test. Experimental results in onshore areas.** Aalborg University. Available from <http://projekter.aau.dk/projekter/files/63666390/Article1Experimental.pdf>. [accessed April 2017]. 2012.
- IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – **Diagnósticos dos Resíduos Sólidos Urbanos.** Relatório de pesquisa, disponível em: [http://ipea.gov.br/agencia/images/stories/PDFs/relatoriopesquisa/121009\\_relatorio\\_residuos\\_solidos\\_urbanos.pdf](http://ipea.gov.br/agencia/images/stories/PDFs/relatoriopesquisa/121009_relatorio_residuos_solidos_urbanos.pdf), 2012.
- IRTP/ISSMFE. **Subcommittee on Standardization for Europe, report on the penetration test use in Europe.** 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Tokyo, v. 3, p. 95-152, 1997.
- IRTP/ ISSMFE. **International reference testing procedure for cone penetration tests (CPT).** *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils: TC-16, with reference to Test Procedures.* Information 7. Linköping: Swedish Geotech. Inst. P. 6-16, 1988.
- ISHIHARA, K.; TRONCOSO, J.; KAWASE, Y.; TAKAHASHI, Y. “**Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials**”, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, V. 20, No. 4, December, p 127-141, 1980.
- ISHIHARA, K. **Stability of natural deposits during earthquakes.** *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, V 1*, p. 321-376, 1985.
- ISHIHARA, K. **Liquefaction and flow failure during earthquakes.** *Geotechnique*, 43(3), 351–451. 1993.
- IWASAKI T. e TATSUOKA F. **Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands.** *Soils and Foundations*, 17: 19-35. 1977.
- JAEGER, R.A.; DEJONG, J.T.; BOULANGER, R. W.; LOW, H.E.; RANDOLPH, M. F. **Variable penetration rate CPT in an intermediate soil.** *Proc., 2<sup>nd</sup> Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Vols. 1–3*, Omnipress, Madison, WI, 2010.

- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMINE, J. e LANCELLOTTA, R. **New developments in field and lab testing of soils**, Proceedings, 11th Intl. Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, San Francisco, 57-154. 1985.
- JAMIOLKOWSKI, M., LEROUEIL, S. e LO PRESTI, D.C.F. **Theme lecture: Design parameters, from theory to practice**. Proc. Geo-Coast 91, Yokohama, 2: 877-917. 1991.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. e LO PRESTI D. **Remarks on the stiffness at small strains of six italian clays**. Pre-failure Deformation of Geomaterials, pp. 817-836. 1995.
- JEDARI, C.; PALOMINO, A. M.; CYR, H.; DRUMM, E. C.; BOLES, D. **Grain and Floc Size Distribution Analysis of Fine Coal Refuse Slurry**. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017.
- JEFFERIES, M. E BEEN, K. **Soil Liquefaction: A critical state approach**. CRC Press Taylor e Francis Group, 2006.
- JEFFERIES, M. E BEEN, K. **Soil Liquefaction: A critical state approach**. CRC Press Taylor e Francis Group, 2016.
- KIM, K.; PREZZI, M.; SALGADO, R.; LEE, W. **Effect of penetration rate on cone penetration resistance in saturated clayey soils**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134: 8(1142), 1142–1153, 2008.
- KLAHOLD, P. A. **Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária**. Dissertação de mestrado apresentada ao programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2013.
- KLOHN, E. J. **The development of current tailing dam design and construction methods**. Design and Construction of Tailing Dams, D. Wilson (ed.), Colorado School of Mines, Golden, USA, 1981.
- KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 1996.
- KULHAWY, F.H. e MAYNE, P.W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Report EL-6800. Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p. 1990.
- LADANYI, B. **Deep punching of sensitive clays**. 3rd Pan American conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, in: Proceedings of the 3rd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Venezolana de Mecanica del Suelo de Ingenieria de Fundaciones, 533-526, 1967.
- LADANYI, B. e JOHNSTON, G. H. **Behaviour of circular footings and plate anchors embedded in permafrost**. Canadian Geotechnical J.11(4): 531–553.1974.
- LADE, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, V1, n.1, p.16-23, 1978.

- LADE, P.V. e YAMAMURO, J.A. **Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 918-928. 1997.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley and Sons, 1969.
- LARSSON, R.; MULABDIC, M. **Shear moduli in scandinavian clays**. Swedish Geotechnical Institute, report n°. 40, Linkoping, pp. 40–94, 1991.
- LAVALLE, L. V. A. **Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari**. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação da UFRGS, Porto Alegre, 2017.
- LEHANE, B. M.; O'LOUGHLIN, C. D.; GAUDIN, C.; RANDOLPH, M. F. **Rate effects on penetrometer resistance in kaolin**. Geotechnique, 59(1), 41–52, 2009.
- LEI 12.305: **Política Nacional de Resíduos Sólidos**. Presidência da República, Casa Civil, Subchefia para assuntos jurídicos, 12 de agosto de 2010.
- LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Characterization of soils for engineering, In: Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**, T. S. Tan, K. K. Phon, d. w. Hight, S. Leroueil (eds). Singapura, Vol. 1, p. 236-255, 2003.
- LO PRESTI, D.C.F. **Proprietà dinamiche dei terreni**. Atti delle Conferenze di Geotecnica del Politecnico di Torino. 1989.
- LO PRESTI, D. C. F., JAMIOLKOWSKI, M., PALLARA, O., CAVALLARO, A. and PEDRONI, S. **Shear modulus and damping of soils**. Geotechnique 47(3): 603–617. 1997.
- LOTTERMOSER, B. G. **Mine Wastes: Characterization, Treatment and Environmental Impacts**. Terceira Edição. Springer, New York, 2010.
- LUNNE, T., EIDSMOEN, T., GILLESPIE, D. HOWLAND, J.D. **Laboratory and field evaluation of cone penetrometers**. Use of in situ test in Geotechnical Engineering. Proc. Of In Situ'86, a special Conference, American Society of Civil Engineers. Blacksburg, VA, p. 714-729. 1986.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Spon Press, Oxon, 352 pg, 1997.
- LUPINI, J.F, SKINNER, A.E., E VAUGHAN, P.R. **The drained residual strength of cohesive soil**. Geotechnique, 31 (2), 181-213, 1981.
- MANASSERO, M. **Hydraulic conductivity assessment of slurry wall using piezocone test**. Journal of Geotechnical Engineering ASCE V 120, n. 1994.
- MANTARAS, F.M.; ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F. **Using piezocone dissipation test to estimate the undrained shear strength in cohesive soil**. Canadian Geotechnical Journal. v. 52, p. 318-325, 2015.

- MARTIN, T.E. e MCROBERTS E.C. **Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. Tailings and Mine Waste.** 2002.
- MAYNE, P. W. **The Second James K. Mitchell Lecture Undisturbed sand strength from seismic cone tests.** Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 1(4), 239-257, 2006.
- MELLO, J. W. V.; ABRÃO, W. A. P. **Geoquímica da drenagem ácida. In: DIAS, L. E.; MELLO, J. W. V., eds., Recuperação de áreas degradadas.** Universidade Federal de Viçosa, p. 45-57, Viçosa, 1998.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behaviour.** John Wiley, 422p. 1976.
- MORGENSTERN, N.R., VICK, S.G., VIOTTI, C.B, WATTS, B.D. **Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.** August, 2016. Available from <http://fundaoinvestigation.com/the-report/>, acesso em 6/10/2016, 2016.
- NIENOV, F. A. **Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso sob Carregamento Vertical.** Tese de Doutorado em Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS – Porto Alegre – RS, 2016.
- NIERWINSKI, H. P. **Utilização do ensaio de cone sísmico na prospecção geotécnica.** Trabalho de Conclusão de curso de Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil, UDESC/ CCT, Joinville, 2010.
- NYUNT, T. T.; LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. **Strength and Small-Strain Stiffness Characteristics of Unsaturated Sand.** Geotech. Testing J., 34 (5): 551-561, 2011.
- ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F. **Assessment of the Stress History of Quaternary Clay from Piezocone Tests.** Soils and Rocks, 41(2):179-189, 2018.
- OLSON, R. S.; FARR, J. V. **Site Characterization using the cone penetration test.** Proc. in: ASCE Specialty Conference in situ '86: Use of in situ tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 854-868, ASCE, 1986.
- OLSON, S. M. **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.** Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, Ill. 2001.
- OLSON, S. M.; STARK, T. D. **Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments.** J. Geotech. Geoenviron. Eng. 129 (8): 727-737, 2003.
- PEREIRA, F. S. **Nova metodologia para interpretação de ensaios de dissipação do piezocone.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação da UFRGS, Porto Alegre, 2016.
- PERLEA, V. G. **Liquefaction of cohesive soils.** Soil dynamics and liquefaction, 2000, ASCE, Geotechnical Special Publication, 107, p. 58-75, 2000.

- PITMAN, T.D. ROBERTSON, P.K. e SECO, D.C. **Influence of fines on the collapse of loose sands**. Canadian Geotechnical Journal, 31, 728-739, 1994.
- PRASHANT, A.; BHATTACHARYA, D.; GUNDLAPALLI, S. **Stress-state dependency of small-strain shear modulus in silty sand and sandy silt of Ganga**. Géotechnique, online article, <<https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.100>> (August, 2017), 2018.
- QIU, Y. J.; SEGO, D. C. **Laboratory properties of mine tailings**. Canadian Geotechnical Journal, V 38 (1), p. 183-190, 2001.
- RANDOLPH, M. F.; HOPE, S. N. **Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressure**. Proc., Int. Symp. on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Yodogawa Kogisha Co. Ltd, Osaka, Japan, 147–152, 2004.
- ROBERTSON. P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., e GREIG, J. **Use of Piezometer Cone data**. In-Situ'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering, GSP 6, ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, pp 1263-1280, 1986.
- ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158, 1990.
- ROBERTSON, P. K.; FEAR, C. E. **Liquefaction of Sands and its evaluation**. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng., Tokio, keynote lecture, 1995.
- ROBERTSON, P. K.; SASITHARAN, S.; CUNNING, J. C.; SEGS, D. C. **Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction**. Journal of Geotech. And Geoenv. Eng., ASCE, 121 (3): 262-273, 1995.
- ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3): 442-459, 1998.
- ROBERTSON, P. K. **Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 842:853, 2010.
- ROBERTSON, P.K. **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system: an update**. Canadian Geotechnical J., 53 (12): 1910-1927, 2016.
- SALGADO, R.; BANDINI, P. e KARIM, A. **Shear strength and stiffness of silty sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(5): 451-462. 2000.
- SANDVEN, R. **Strength and deformation properties obtained from piezocone tests**. PhD Thesys, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim: 342 p., 1990.
- SANTOS, J. A.; GOMES, R. C.; LOURENÇO, J. C.; MARQUER, F.; COELHO, P.; AZEITEIRO, R.; SANTOS, L. A.; MARQUES, V.; VIANA DA FONSECA, A.; SOARES, M.; ABREU, É.; TABORNA, D. M. G. **Coimbra Sand – Round Robin Tests to Evaluate**

**Liquefaction Resistance.** *Proc. 15<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engng – 15 WCEE*, Lisbon, Portugal, 2012.

- SCHNAID, F.; LEHANE, B. M.; FAHEY, M. **In situ test characterization of unusual geomaterials.** In *Proceedings 2nd Int. Conf. on Site Characterization*. Milpress, Porto, 1: 49-74, 2004.

- SCHNAID, F. **Geocharacterisation and properties of natural soils by in situ tests.** In *Proceedings of the International Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Eng.* AA Balkema Publishers, 16(1): 3. 2005.

- SCHNAID, F.; YU, H. S. **Interpretation of Seismic Cone Test in Granular Soils.** *Geotechnique*, 57 (3), 265-272, 2007.

- SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics: the main tests.** Taylor e Francis, London: 329p. 2009.

- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2<sup>a</sup> Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

- SCHNAID, F.; SOSNOSKI, J. ODEBRECHT, E. **The effects of test procedure on DMT results in intermediate soils.** *Canadian Geotechnical Journal*, 2016.

- SCHNEIDER, J.A.; MAYNE, P. W. **Soil Liquefaction Response in Mid-America Evaluated by Seismic Piezocone Tests.** *Mid-America Earthquake Center*. Report MAE-GT-3A. Geosystems Program Civil & Environmental Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, GA. 1999.

- SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, B.M.; SCHNAID, F. **Velocity effect of piezocone measurements in normally and overconsolidation clay.** *Int. J. Phys. Modell. Geotech.*, 2(2), 23–34, 2007.

- SCHNEIDER, J.A.; MOSS, R.E.S. **Linking cyclic stress and cyclic strain based methods for assessment of cyclic liquefaction triggering in sands.** *Géotechnique Letters*, 1 (2): 31-36, 2011.

- SEED, H. B. **Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes.** *J. Geotech. Engrg. Div.*, 105(2), 201–255. 1979.

- SENFT, D.; MASALA, S.; NIK, R.; MARTENS, S.; ESPOSITO, G. e EATON, T. **Comparison of particle size distributions obtained by laser diffraction and sieve-hydrometer methods for oil sand tailings.** In *Proceedings 64th Canadian Geotechnical Conference, 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, and 5th Pan-American Conference on Teaching and Learning of Geotechnical Engineering*, Toronto, Ontario, October 2-6, 2011. Toronto: Canadian Geotechnical Society. 2011.

- SENNESET, K.; SANDVEN, R.; JANBU, N. **Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests**. Transportation Research Record 1235. Geotechnical Division, The Norwegian Institute of Technology, N-7034 Trondheim, Norway, 1989.
- SESTREM, L.P. **Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.
- SHARMA, R.; BAXTER, C.; JANDER, M. **Relationship between shear wave velocity and stresses at failure for weakly cemented sands during drained triaxial compression**. *Soils and Foundations*, 51 (4): 761-771, 2011.
- SHUTTLE, D. A.; JEFFERIES, M. G. **Dimensionless and unbiased CPT interpretation in sand**. I. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 22: 351-391, 1998.
- SHUTTLE, D. A.; CUNNING, J. **Liquefaction Potential of silts from CPTu**. *Canadian Geotechnical Journal*, V44: 1-19, 2007.
- SKEMPTON, A. W. **The bearing capacity of clays**. In: Building research congress, London. Proc. ÖLondon: Building Research Congress, p. 180-189, 1951.
- SINGH, S. **Liquefaction characteristics of silts**. Geotechnical and Geological Engineering, 14 (1): 1-19, 1996.
- SMITH, M. **Liquefaction in Dump leaching**. Mining Magazine, 2002.
- SMITH, N. **A History of Dams**, Peter Davies, London, 1971.
- SOSNOSKI, J. **Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária**. Dissertação de mestrado apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. 2016.
- SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Terceira edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2006.
- STRACHAN, C. e GOODWIN, S. **The role of water management in tailings dam incidents**. Proceedings Tailings and Mine Waste 2015 Vancouver, BC, October 26 to 28, 2015.
- SUZUKI, Y.; LEHANE, B. M. **Rate dependence of qc in two clayey sands**. Proc., 3rd Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Vol. 1, Omnipress, Madison, WI, 411–4108, 2014.
- TEH, C. **An analytical study of the cone penetration test**. PhD thesis, Oxford University, 1987.
- TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischen Grundlagen**. Deuticke, Wien. 1925.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Inc, New York, 1943.

- TERZAGHI, K. e PECK, R. B., **Soil Mechanics in Engineering Practice**, John Wiley and Sons, New York. The second edition by Ralph B. Peck, 1948.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. e MERISI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 3rd edn., John Wiley & Sons, New York, 549 pp. 1996.
- THEVANAYAGAM S, SHENTHAN T, MOHAN S, LIANG J. **Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 128(10): 849-859. 2002.
- TRONCOSO, J.H. – **Geotechnics of Tailings dams and sediments** – International Congress of Environmental Geotechnics – ICEG pp.1405-1423, 1997.
- TSUCHIDA, H. “**Prediction and Counter Measure against the Liquefaction in Sands Deposits**”. Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, Ministry of Transport, p. 3.1 - 3.33, 1970.
- VESIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. Soil Mech. Series, 38, Durham, NC, 1975.
- VICK, S.G. **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams**. John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983.
- WANG, W. **Some Findings in Soil Liquefaction**. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17. 1979.
- WICHTMANN T., HERNANDEZ M.A.N. e TRIANTAFYLLIDIS T. **On the influence of a noncohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping o quartz sand**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 69: 103–114. 2015.
- WIJEWICKREME, D.; SANIN, M. V. **Response of undisturbed and reconstituted low-plastic fine-grained soils**. Proc. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), P. 3384-3387, 2011.
- WRIDE, C.E. e ROBERTSON, P.K. **CANLEX: The Canadian Liquefaction Experiment: Data Review Report (Five Volumes)**. BiTech Publishers Ltd., Richmond, BC Canada, 1081 p. 1999.
- WROTH C.P. **The interpretation of in situ soil tests**. Twenty Fourth Rankine Lecture, Géotechnique 34(4): 449-489. 1984.
- WROTH, C.P. **Penetration testing – a more rigorous approach to interpretation**. Proc. International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 1, 301-311, Balkema Pub, Rotterdam, 1988.

- YAMAMURO, J. A.; LADE, P. V. **Effects of strain rate on instability of granular soils.** Geotech. Testing J., 16(3), 304-313, 1993.
  
- YAMAMURO, J. A.; LADE, P. V. **Static liquefaction of very loose sands.** Can. Geotech. Journal, Ottawa, Canada, 34: 918-928, 1997.
  
- YAMAMURO, J. A.; LADE, P.V. **Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands.** Journal of Geotech. And Geoenv. Eng., 124 (9): 868-877, 1998.
  
- YANG, J.; LIU, X. **Shear wave velocity and stiffness of sand: the role of non-plastic fines.** Géotechnique 66 (6): 500–514, 2016.
  
- YOSHIMINE, M. e ISHIHARA, K. **Flow potential of sand during liquefaction.** Soils and Foundations, 38(3): 189-198. 1998.
  
- YU, H.S.; HOULSBY, G. **Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis.** Géotechnique 41 (2): 173-183, 1991.
  
- YU, H., SCHNAID, F., e COLLINS, I. **Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands.** J. of Geotechnical Geoenvironmental Eng., 122 (8): 623-632. 1996
  
- YU, H. S. **Cavity Expansion Methods in Geomechanics.** Springer-Science+Business Media B.V. 399 p. 2000.
  
- ZHANG, G.; ROBERTSON, P.K.; BRACHMAN, R.W.I. **Estimating liquefaction induced ground settlements from CPT for level ground.** Can. Geotech. J. 39 (5): 1168–1180, 2002.