



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

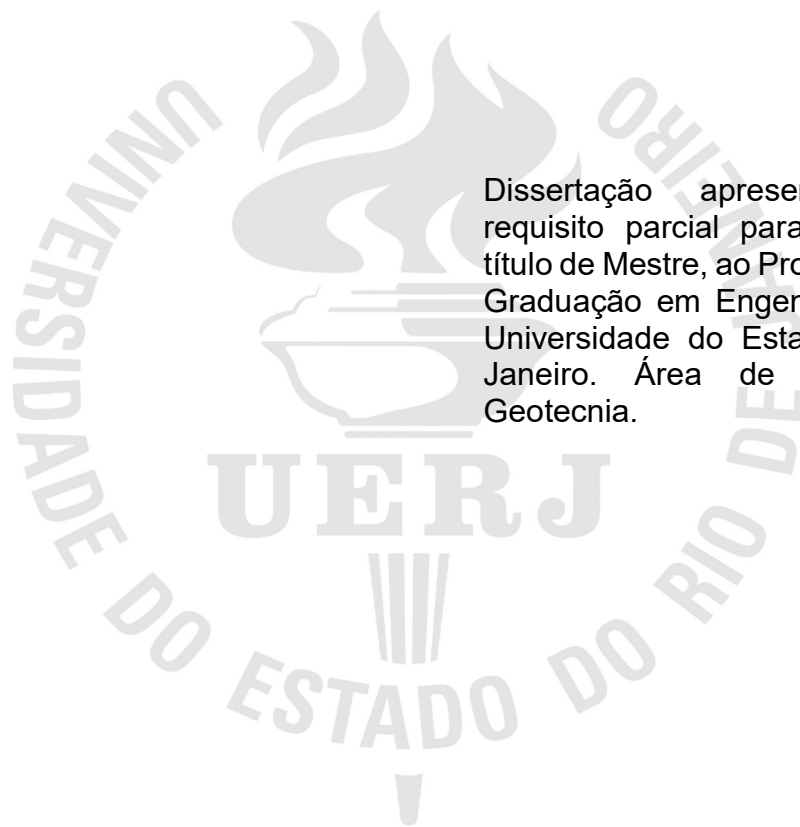
Guilherme Pereira Pinto

**A Influência da Sensibilidade na Estabilidade de Solos Moles  
Brasileiros**

Rio de Janeiro  
2017

Guilherme Pereira Pinto

## **A Influência da Sensibilidade na Estabilidade de Solos Moles Brasileiros**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Prof. Dr. Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

P659 Pinto, Guilherme Pereira.  
A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles  
brasileiros / Guilherme Pereira Pinto. – 2017.  
252f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco e Denise Maria Soares  
Gerscovich.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de  
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Mecânica do solo - Teses. 3.  
Solos argilosos - Teses. 4. Geotecnia - Teses. I. Pacheco, Marcus  
Peigas. II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Universidade do  
Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.131

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial  
desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Guilherme Pereira Pinto

**A Influência da Sensibilidade na Estabilidade de Solos Moles Brasileiros**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 21 de agosto de 2017.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Denise Maria Soares Gerscovich (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Marcio de Souza Soares de Almeida  
Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE

Rio de Janeiro

2017

## DEDICATÓRIA

À minha vizinha que, por muito pouco, não pôde ver seu neto virar mestre. À minha família, namorada e amigos mais próximos, os quais conviveram nos últimos meses com um Guilherme não tão espontâneo e descontraído e, ainda assim, não deixaram por um minuto me faltar amor.

## AGRADECIMENTOS

Por mais piegas que possa soar, tenho plena certeza de que, sem a ajuda de muitas pessoas, eu não teria conseguido concluir esta dissertação. Na melhor das hipóteses, o trabalho teria qualidade inferior à apresentada nos capítulos que seguem. Propositamente, deixei o item “Agradecimentos” para ser escrito por último, de forma a ser justo com todas as pessoas que me acompanharam nesta caminhada.

Primeiramente, gostaria de mencionar meus dois orientadores, Denise Gerscovich e Marcus Pacheco. Embora sempre com muitos afazeres, dispuseram de seu tempo e conhecimento (difícil definir qual dos dois em maior quantidade) para possibilitar a conclusão deste trabalho, sobretudo nos meses finais.

Devo também agradecimento a todos os professores do PGECIV que nos últimos dois anos transmitiram a mim e a meus colegas precioso conhecimento, além de contribuírem para o ambiente saudável e agradável que só quem é, ou já foi um de nós, consegue entender. Seria injustiça não mencionar nominalmente o tão bem querido por todos, professor Armando, que atuou como grande incentivador e fonte de informações valiosas para o desenvolvimento desta Dissertação.

À Helena, secretária do PGECIV, que nunca mediu esforços para ajudar a todos, com invejável bom humor e vontade.

Aos funcionários de limpeza e manutenção da UERJ que nesta grave crise que vive nosso estado, com graves atrasos de salário, fizeram um rodízio entre si, afim de manter nossa Universidade em condições suficientes para que a pós pudesse continuar funcionando.

Ao meu grande amigo, Rodrigo Braga, que sempre esteve comigo, principalmente nos momentos onde o desânimo tentou sobressair à força de vontade. Obrigado pela força, MLP.

A todos meus colegas de mestrado, parceiros e cúmplices desta jornada de 2 anos de mestrado que hoje chega ao fim. Em especial agradeço à Leidi, companheira de trabalhos e listas intermináveis, que veio a se tornar uma amiga insubstituível. Ao amigo Padilha, pelas valiosas discussões, convívio e, em algumas ocasiões, por abrir as portas de sua casa.

A toda minha família pelo suporte financeiro e emocional. Pelos inúmeros parágrafos que os fiz ler e opinar a respeito. Pela compreensão de minha namorada,

a quem, nos últimos meses, não pude oferecer a atenção que merece. A meu irmão e esposa, que disponibilizaram um cantinho de seu apartamento nas minhas idas e vindas à Cidade Maravilhosa.

Por fim, à CAPES pelo apoio financeiro durante o programa de mestrado.

Existem muitas hipóteses em ciência que estão erradas. Isso é perfeitamente aceitável, elas são abertura para achar as que estão certas.

*Carl Sagan*



## RESUMO

PINTO, Guilherme Pereira. *A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros*. 2017. 252f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

A Norma Brasileira que padroniza a execução do ensaio de palheta (NBR 10905) estabelece que devem ser medidas no ensaio a resistência de pico e a resistência amolgada do solo, obtida após a execução de 10 revoluções do equipamento de palheta no solo. Embora ambas as resistências sejam determinadas no ensaio, é prática quase universal considerar apenas a resistência de pico nas análises de estabilidade convencionais, nas quais a resistência é admitida constante para deformações pós-pico (modelo elástico perfeitamente plástico). De fato, os solos moles brasileiros apresentam baixa sensibilidade, quando comparados às argilas canadenses e escandinavas. No entanto, a presente Dissertação propõe o estudo da influência da sensibilidade dos solos moles brasileiros no cálculo do fator de segurança. O fenômeno de amolecimento é referente a perda de resistência após a plastificação sofrida por solos argilosos que apresentam algum tipo de estruturação. Quanto mais acentuado for o amolecimento do solo, maior é a relevância de sua consideração no cálculo do fator de segurança em problemas de estabilidade. Como nas tradicionais análises de Equilíbrio Limite não é possível considerar o efeito do amolecimento, tornou-se necessário utilizar uma solução por elementos finitos. A solução numérica para este tipo de problema é muito complexa e a malha de elementos finitos adotada deve ser desenvolvida com contínuos especiais, denominados contínuos generalizados, os quais não são empregados com frequência em softwares comerciais, como é o caso do utilizado na Presente Dissertação. Dessa forma, foi necessário adaptar um modelo constitutivo, o qual considera queda de resistência abrupta pós-pico, para representar a redução de resistência gradual observada nos ensaios de palheta. A metodologia desenvolvida foi utilizada para reproduzir a ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí (Ortigão, 1980) e a ruptura do Porto de Santana, tendo sido obtidos resultados satisfatórios, considerando o fator de segurança e a superfície de ruptura calculados. Esses dois exemplos mostraram a importância da consideração do efeito da queda de resistência pós-pico (amolecimento do solo).

Palavras-chave: Sensibilidade de Argilas; Amolecimento do Solo; Ruptura Progressiva; Argila de Sarapuí; Estabilidade em Solos Sensíveis; Comportamento Strain-Softening.

## ABSTRACT

PINTO, Guilherme Pereira. *The influence of the sensitivity on the stability of Brazilian soft soils*. 2017. 252f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

The Brazilian Code NBR 10905, which standardizes the Vane Test procedure, establishes that both undisturbed and remolded strengths should be measured. The remolded strength is defined as the soil strength after 10 revolutions of the vane apparatus in the soil. Even though the soil strength (undisturbed and remolded) is determined in the test, it is a common practice to consider only the peak strength in conventional analyses, in which the strength is assumed constant for post-peak deformations (elastic-perfectly plastic model). In fact, the Brazilian soft soils present much lower sensitivity when compared to Canadian or Scandinavian clays. However, the present Dissertation proposes the study of the influence of Brazilian soft soils sensitivity in the calculation of the safety factor in soil stability problems. The phenomenon of strain softening is related to the strength reduction after yielding experienced by clayey soils that present any sort of fabric/structuration. The higher the strain softening, the more relevant is its consideration when calculating the safety factor in stability problems. In traditional Limit Equilibrium Analysis, it is not possible to account for strain softening, thus becoming necessary the utilization of numerical methods (e.g. Finite Element Analysis). The numerical analyses of strain softening are generally very complex and therefore the mesh should be developed with special continua, known as *generalized continua*, which are not usually found in most commercial softwares, as in the case of the software used in the present Dissertation. As a consequence, it was necessary to adapt a constitutive model, which considers an abrupt post-peak strength reduction, in order to represent the gradual strength reduction observed in Vane Test results. The developed methodology was used to reproduce the failure of the trial embankment of Sarapuí I (Ortigão, 1980) and the failure of Porto de Santana. Satisfactory results for the safety factor and the location of the corresponding slip surfaces were obtained in both analysis. These two examples reinforce the importance of considering the effect of the post-peak strength reduction (strain softening) in soil stability problems.

Keywords: Clay sensitivity; Soil Softening; Progressive Rupture; Clay of Sarapuí; Stability in Sensitive Soils; Strain-Softening Behavior.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de sensibilidade (Holts; Kovacs, 1981) .....	40
Tabela 2 – Sensibilidade de algumas argilas brasileiras – Adaptado (Ortigão, 1995) .....	41
Tabela 3 – Ensaio com lixiviação em corpo de prova indeformado da argila de Shellheaven, Amostra B – Adaptado (Skempton e Northey, 1952).....	48
Tabela 4 - Ensaio combinando efeito da lixiviação e do adensamento em corpo de prova amolgado da argila de Shellheaven, Amostra A – Adaptado (Skempton e Northey, 1952).....	48
Tabela 5 - Ensaio combinando efeito da lixiviação e do adensamento em corpo de prova amolgado da argila de Horten – Adaptado (Skempton e Northey ,1952) .....	49
Tabela 6 – Resistência não drenada em ensaios diversos, Adaptado (Bjerrum, 1972) .....	71
Tabela 7 – Parâmetros de entrada para alimentação da planilha de Bernander (2011) .....	92
Tabela 8 – Relação entre fator de segurança e número de elementos da malha (Zhang, Cao e Bao, 2013) .....	105
Tabela 9 – Análise da influência do amolecimento no fator de segurança (Zhang, Cao e Bao, 2013).....	105
Tabela 10 – Zonas de classificação do solo (Robertson, 1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	136
Tabela 11 - Zonas de classificação do solo (Jefferies e Davies, 1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	138
Tabela 12 – Parâmetros de entrada do modelo Mohr-Coulomb.....	148
Tabela 13 – Parâmetros de entrada do modelo (Zhang, Cao e Bao, 2013).....	158
Tabela 14 – Fatores de segurança obtidos nas diversas análises apresentadas ...	159
Tabela 15 – Relação entre número de elementos na malha e fator de segurança calculado .....	161
Tabela 16 – Fatores de segurança obtidos nas diversas análises apresentadas ...	163
Tabela 17 – Análise de Estabilidade por Tensões Efetivas – Adaptado (Almeida, 1985) .....	171

Tabela 18 – Estimativa do Ganho de resistência médio na crosta em cada profundidade .....	180
Tabela 19 – Ganho de resistência na superfície e profundidade limite da influência do confinamento do aterro .....	181
Tabela 20 – Resumo dos diversos perfis de resistência usados em análise do Aterro Experimental I .....	183
Tabela 21 – Características das camadas que formam a estratigrafia do terreno às margens do Porto de Santana.....	197

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Formação do solo sedimentar em regiões de baixada – Adaptado (Wesley, 2009) .....	26
Figura 2 – Solubilidade de alguns minerais de acordo com o pH do meio (Mason, 1966 apud Andrade e Souza, 1986).....	27
Figura 3 - Arranjo químico-espacial; a) Tetraedro de Sílica, b) Folha de Sílica - Adaptado (Mitchell, 1976) .....	29
Figura 4 - Arranjo químico-espacial; a) Octaedro de Alumina ou Octaedro de Magnésio, b) Folha Gibbsita ou Folha Brucita - Adaptado (Mitchell, 1976).....	29
Figura 5 – Representação gráfica dos componentes dos Argilominerais.....	30
Figura 6 – Distância basal e célula unitária da ilita.....	31
Figura 7 – Representação gráfica dos principais argilominerais; a) Caulinita, b) Ilita, c) Esmeclita – Adaptado (Mitchell, 1976).....	32
Figura 8 – Formação da dupla camada de água difusa ao redor das partículas de argila – Adaptado (Das, 2007) .....	34
Figura 9 – Dimensões típicas da dupla camada difusa de uma partícula de Montmorilonita e uma partícula de Caulinita – Adaptado (Das, 2007) .....	35
Figura 10 Espessura da dupla camada difusa vs. concentração de íons (Rankka et al., 2004) .....	36
Figura 11 - Arranjos estruturais das argilas - a) Arranjo disperso, b) Arranjo floculado .....	37
Figura 12 – Distribuição de cargas elétricas em partícula formada por argilominerais do grupo da caulinita (Santos, 1989).....	37
Figura 13 – Ligações entre partículas argilosas – a) Ligação face à face, b) Ligação face-aresta (Santos, 1989).....	39
Figura 14 – Ganho de resistência tixotrópico após amolgamento (Bertuol, 2009) ....	43
Figura 15 – Ganho de resistência por tixotropia das argilas de Beauharnois, Harten e St. Thuribe - Adaptado (Skempton e Northey, 1952) .....	44
Figura 16 – Ganho de resistência por tixotropia das argilas de Detroid I, Detroid II e Shellhaven – Adaptado (Skempton e Northey, 1952) .....	44
Figura 17 – Espessura da dupla camada difusa antes e depois do processo de lixiviação – Adaptado (Skempton e Northey, 1952).....	47

Figura 18 – Ilustração da teoria das tensões efetivas (Terzaghi, 1925, apud Craig, 2004).....	54
Figura 19 – Círculos de Mohr total e efetivo em ensaio UU – Adaptado (Green e Marcusson, 2014).....	58
Figura 20 – Cálculo do empuxo resultante em um muro hipotético a partir de 3 envoltórias de ruptura distintas geradas a partir de um mesmo círculo de Mohr efetivo - a) Dimensões do muro hipotético, b) $c = 0$ e $\phi = 30^\circ$ , c) $c = 9,44\text{kPa}$ e $\phi = 15^\circ$ , d) $c = 18,9\text{kPa}$ e $\phi = 0$ – Adaptado (Green e Marcusson, 2014) .....	59
Figura 21 – Mobilização das parcelas de resistência por atrito ( $\varphi_e$ ) e coesão ( $c_e$ ) em amostras indeformadas da argila de Boston– Adaptado (Schmertmann e Osterberg, 1960, apud Bjerrum, 1973).....	60
Figura 22 – Aumento da resistência do solo devido a maior mobilização inicial da parcela de atrito gerada pelo efeito de fluência (IP=50%, $k_o=0.65$ ; $\kappa=0,15$ ; $\varphi_e = 15^\circ$ ) – Adaptado (Schmertmann e Hall, 1961) .....	61
Figura 23 – Efeito de velocidade na resistência da argila – Adaptado (Taylor, 1948) .....	64
Figura 24 – Resistência tangencial ao escoamento de um fluido viscoso (Newton, apud Martins, 1992) .....	66
Figura 25 – Ensaio de cisalhamento puro em corpos de prova idênticos em diferentes velocidades de deformação.....	67
Figura 26 – Fator de segurança vs. Incidência de plasticidade obtido através de retroanálise por tensões totais com $s_u$ oriundo de ensaios de palheta (Bjerrum,1972) .....	69
Figura 27 – Fator de Correção da resistência não drenada determinada no ensaio de palheta (Bjerrum, 1972).....	69
Figura 28 – Influência da anisotropia no valor de $s_u$ de cálculo – Adaptado (Bjerrum, 1972).....	71
Figura 29 – Análise do estado tensão deformação em solos com embricamento (Gerscovich, 2012).....	74
Figura 30 – Envoltórias de ruptura de pico e residual (Gerscovich, 2012).....	74
Figura 31 Tipos de deformação não homogênea verificados em ensaios triaxiais - Adaptado (Hettler e Vardoulakis, 1984, apud Read e Hegemier,1984).....	76
Figura 32 – Imagens de raio-X obtida para corpos de prova lubrificados e não lubrificados – Adaptado (Deman, 1975, apud Read e Hegemier, 1984) .....	77

Figura 33 – Comportamento tensão vs deformação em ensaios de amostras com baixa razão L/D e diferentes valores de compacidade (Hettler; Vardoulakis ,1984, apud Read e Hegemier, 1984) .....	78
Figura 34 – Aproximação linear do diagrama tensão vs. deformação para solos com amolecimento – Adaptado (Lo e Lee, 1973) .....	80
Figura 35 – Estágios da análise de estabilidade considerando o comportamento tensão deformação do solo – Adaptado (Lo e Lee, 1973).....	81
Figura 36 – Diagrama tensão vs. deformação com amolecimento simplificado adotado – Adaptado (Lo e Lee, 1973).....	82
Figura 37 – Curvas de I simbolizando o estado de deformação do elemento de solo – Adaptado (Lo e Lee, 1973).....	83
Figura 38 – Zona ativa e passiva, mecanismos causadores de instabilidade – Adaptado (Rehnstrom, 2013) .....	85
Figura 39 - Ruptura desencadeada por perturbação lateral.....	85
Figura 40 – Problema modelo, a) Geometria, b) Tensão cisalhante nos pontos da superfície de ruptura, c) Acréscimo de empuxo – Adaptado (Bernander et al., 2016) .....	87
Figura 41 – Talude em equilíbrio com $E_a = 0,95 E_p$ – Adaptado (Bernander, 2011) .	90
Figura 42 – Mobilização da resistência cisalhante para caso de solo com razão entre resistência residual e de pico igual a 0,4 – Adaptado (Bernander et al., 2016).....	90
Figura 43 – Configuração final do talude após a ruptura global – Adaptado (Bernander, 2016) .....	91
Figura 44 – Curva de representação do estado tensão vs. deformação utilizada por Bernander (2011). Notações: $\tau_{el}$ - tensão no limite elástico, S – resistência de pico, $S_R$ – resistência residual, $\gamma_{el}$ - deformação no limite elástico, $\gamma_f$ - deformação na resistência de pico, $\gamma_R$ – deformação de resistência residual, $\gamma_s$ - deformação pós-pico de um ponto $(\tau, \gamma)$ da curva .....	92
Figura 45 – Determinação da equação utilizada no estágio 1 para o cálculo das deformações – Adaptado de Rehnstrom (2013).....	94
Figura 46 - Determinação da equação utilizada no estágio 2,3 e 4 para o cálculo das deformações – Adaptado (Rehnstrom, 2013).....	94
Figura 47 - Resultados obtidos em análise por elementos finitos com variação do tamanho do elemento $\Delta x$ da malha discretizada. a) Logo antes do trecho de	

amolecimento; b) Dentro do trecho de amolecimento – Adaptado (Read e Hegemier, 1984) .....	98
Figura 48 – Diagrama de poropressões globais vs deformação – Adaptado (Thakur, 2014) .....	99
Figura 49 – Função genérica de degradação dos parâmetros de resistência .....	102
Figura 50 – Diferentes tipos de equipamento de Palheta (Ortigão e Collet, 1986)..	110
Figura 51 – Resultado de Ensaio de Palheta com a presença de conchas raízes e outros materiais (Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	111
Figura 52 – Superfície de ruptura produzida por ensaio de palheta com dimensões D e H (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	112
Figura 53 – Mobilização da resistência não drenada no fundo e no topo da superfície de cisalhamento da palheta (Das, 2007).....	114
Figura 54 – Relação entre a espessura da palheta e a resistência não drenada obtida no ensaio (La Rochelle, Roy e Tavenas, 1973, apud Collet, 1978).....	117
Figura 55 – Relação entre a razão de perímetro (a) e a resistência não drenada do ensaio de palheta (La Rochelle, Roy e Tavenas, 1973, apud Collet, 1978).....	118
Figura 56 – Método gráfico para cálculo da anisotropia da resistência não drenada em ensaios de palheta – Adaptado (Collet, 1978) .....	120
Figura 58 - Unidade de cravação do Piezocone UFRJ (Danziger e Schnaid, 2005) .....	123
Figura 59 – Redutores de atrito usuais (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	124
Figura 60 – Ensaio com saturação adequada (CII-2) e com saturação inadequada (CII-1) (Danziger, 1990) .....	126
Figura 61 – Ensaio de dissipação de poropressão: a) Piezocone com saturação adequada, b) Piezocone com saturação inadequada – Adaptado de Campanella e Robertson (1981 apud Danziger e Schnaid, 2005) .....	126
Figura 62 – Posições usuais do elemento poroso na ponteira do piezocone (Danziger e Schnaid, 2005) .....	127
Figura 63 – Ação da poropressão $u_2$ no cálculo da resistência de ponta à penetração (Robertson e Cabal, 2015) .....	128
Figura 64 – Calibração do efeito da poropressão na resistência de ponta em laboratório, obtenção do parâmetro $a_n$ – Adaptado (Mayne, 2007).....	130
Figura 65 – Comparação entre perfil de resistência de ponta corrigida e não corrigida – Adaptado (Mayne, 2007).....	130



Figura 66 – Comparação entre os valores de $k_0$ determinados por diferentes métodos (Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	134
Figura 67 – Ábacos para classificação do solo através de ensaios de piezocone (Robertson, 1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	136
Figura 68 – Ábaco para classificação do solo através de ensaios de piezocone (Jefferies e Davies, 1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	138
Figura 69 – Dimensões do penetrador cilíndrico em ensaios em máquina centrífuga (Stewart e Randolph, 1991, apud Macedo, 2004).....	140
Figura 70 – Aproximação utilizada para a interpretação dos ensaios <i>T-Bar</i> .....	141
Figura 71 – Leitura de ensaio de penetração de cilindro com ciclos realizados nas profundidades de 5m e 15m – Adaptado (Yafrate et al., 2009). Notações: $q_{ex}$ = resistência de ponta na extração; $q_{in}$ = resistência de ponta na inserção; $q_{rem}$ = resistência de ponta amolgada.....	144
Figura 72 – Correção da resistência não drenada obtida em argilas muito moles – Adaptado (Sahdi et al., 2014).....	145
Figura 73 – Curva de degradação do ensaio <i>T-Bar</i> , a) Curva simples, b) Curva normalizada – Adaptado Yafrate et al. (2009).....	145
Figura 74 – Diagrama tensão deformação adotado no modelo Mohr-Coulomb, a) Mohr-Coulomb convencional, b) Mohr-Coulomb com queda abrupta de resistência pós pico.....	148
Figura 75 – Representação do comportamento tensão vs. deformação durante carregamento e descarregamento (Gerscovich, 2012) .....	149
Figura 76 – Superfícies de plastificação do modelo Softening Hardening model – a) Com superfície vertical, b) Com superfície elíptica – Adaptado (REFERENCIAR MANUAL DO RS <sup>2</sup> ).....	150
Figura 77 – Tela de inserção manual da função de endurecimento/amolecimento. ....	152
Figura 78 – Curva típica dos ensaios de palheta na argila do Sarapuí (Jannuzzi, 2009) .....	155
Figura 79 – Curva típica do ensaio de palheta na argila do Porto de Santana (IGEOTEST, 2013).....	155
Figura 80 – Curva Deformação da mola vs. Rotação da Palheta (Collet, 1978).....	156
Figura 81 – Curva típica dos ensaios de palheta de Porto de Santana, representada na escala do gráfico apresentado por Jannuzzi (2009).....	156

Figura 82 – Curva típica dos ensaios de palheta de Sarapuí, representada na escala dos gráficos apresentados nos relatórios de sondagem de Porto de Santana .....	157
Figura 83 – Geometria da sessão estudada por Zhang, Cao e Bao (2013).....	158
Figura 84 – Comparação entre as curvas de degradação utilizadas por Zhang, Cao e Bao (2013) e a queda de resistência abrupta.....	159
Figura 85 – Contornos de deformação cisalhante máxima por elementos finitos, para queda abrupta de resistência ( $S_t = 10$ ). As linhas tracejadas representam as análises por equilíbrio limite .....	161
Figura 86 – Equivalência entre a curva tensão vs. deformação do modelo de queda abrupta e a curva real .....	162
Figura 87 – Contornos de deformação cisalhante máxima por elementos finitos adotando sensibilidade equivalente - $S_t^* = 1,67$ .....	163
Figura 88 – Índice de Liquidez pela profundidade (Ortigão, 1980).....	165
Figura 89 – Parâmetros compilados da argila do Sarapuí I (Carneiro, 2016) .....	166
Figura 90 – Seção transversal principal e vista em planta da geometria do Aterro Experimental levado à ruptura (Ortigão, 1980).....	167
Figura 91 – Sequencia construtiva Aterro Experimental I - início em 7 de novembro de 1977 .....	168
Figura 92 – Dispersão de resultados obtida nos Ensaio de Palheta com haste cega (Ortigão e Collet, 1986) .....	172
Figura 93 – Comparação entre os valores médios encontrados no ensaio preliminar e no ensaio definitivo (sem atrito) (Ortigão e Collet, 1986) .....	173
Figura 94 – Definição da espessura da crosta através da resistência de ponta à cravação corrigida de Danziger (1990) .....	175
Figura 95 – Definição da espessura da crosta através do valor de OCR de Ortigão (1980).....	175
Figura 96 – Resistência não drenada em ensaios de palheta realizados em solo virgem (EP-2, EP-3, EP-4) e em ensaios realizados sob aterro existente (EP-5) – Adaptado (Jannuzzi, 2009).....	177
Figura 97. Perfis de resistencia não drenada em diferentes posições sob o aterro (Lefebvre, Pare e Dascal, 1987).....	178
Figura 98 – Ganho de resistência observado em nos aterros aterros experimentais na argila de Lilla Mellosa (esquerda) e Ska-Edeby (direita) – Adaptado (Larsson e Mattsson, 2003).....	179

Figura 99 – Correlação entre profundidade e ganho de resistência na crosta .....	180
Figura 100 – Perfis de resistência não drenada de Collet (1978), Ortigão e Collet (1986) e presente trabalho .....	182
Figura 101 – Regiões com diferentes considerações de confinamento .....	183
Figura 102 – Perfil de resistência não drenada considerado nas diferentes condições de confinamento.....	184
Figura 103 – Sensibilidade média da argila do Sarapuí - adaptado (Ortigão e Collet, 1986).....	185
Figura 104 – Determinação da sensibilidade equivalente $S_t^*$ para a argila do Sarapuí (modelo de queda abrupta de resistência).....	186
Figura 105 – Contornos para deformação cisalhante máxima para $S_t^* = 1,30$ .....	187
Figura 106 – Comparação entre a superfície de ruptura obtida na presente Dissertação com às superfícies de ruptura de trabalhos anteriores.....	188
Figura 107 – Sobreposição das diversas superfícies de ruptura citadas no texto...	188
Figura 108 – Localização do Porto de Santana (Azevedo et al., 2014).....	190
Figura 109 – Aumento da exportação nos anos anteriores ao acidente (Docas de Santana, 2017).....	192
Figura 110 – Divisão das exportações no Porto de Santana (Docas de Santana, 2017) .....	193
Figura 111 – Comparação entre a altura de uma pilha próxima à margem, registrada por foto, com a altura da estrutura da esteira transportadora (Pacheco e Gerscovich, 2014).....	193
Figura 112 – Foto área do Porto de Santana registrada por Satélite. Em amarelo, a sobreposição de diversas pilhas registradas em fotos tiradas no período entre 04/2011 e 07/2015 (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	194
Figura 113 – Foto antes e depois da ocorrência da ruptura, evidenciando a divisão em duas regiões, a leste e a oeste da estrutura transportadora .....	195
Figura 114 – Perfil estratigráfico – Seção Leste - Adaptado (Pacheco e Gerscovich, 2014).....	196
Figura 115 – Perfil estratigráfico – Seção Oeste - Adaptado (Pacheco e Gerscovich, 2014).....	196
Figura 116 – Granulometria, teor de umidade e índice de vazios pela profundidade da argila do Porto de Santana (Pacheco e Gerscovich, 2014).....	198

Figura 117 – Ensaios de piezocone executados em 2007 no Lado Leste (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	199
Figura 118 – Ensaios de piezocone executados em 2013, pós-ruptura, no Lado Oeste (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	200
Figura 119 – Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Leste, 2007 (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	201
Figura 120 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Oeste, 2013 (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	201
Figura 121 – Resistência não drenada obtida pelos ensaios de piezocone, $N_{kt} = 14$ (Pacheco e Gerscovich, 2014) .....	202
Figura 122 – Curva tensão vs. deformação de Sarapuí e Porto de Santana – escala 1 .....	204
Figura 123 - Curva tensão vs. deformação de Sarapuí e Porto de Santana – escala 2 .....	204
Figura 124 – Fator de segurança vs. sensibilidade equivalente $St^*$ para Seção Leste e Seção Oeste do Porto de Santana .....	205
Figura 125 – Superfície de ruptura da Seção Leste com $St^* = 1,4$ , sem pilha de minério .....	206
Figura 126 – Superfície de ruptura encontrada para a Seção Leste através de software de equilíbrio limite, considerando a presença de pilhas de minério (Azevedo et al., 2014) .....	206
Figura 127 – Superfície de ruptura da Seção Oeste com $St^* = 1,7$ .....	206
Figura 128 – Posições consideradas para análise da influência da presença de pilhas de minério depositadas na Seção Oeste .....	208
Figura 129 – Superfície de ruptura rasa e localizada, com a pilha de minério na posição 1 .....	208
Figura 130 – Superfície de ruptura com a pilha localizada na posição 2, pouco mais profunda .....	208
Figura 131 – Superfície de ruptura com a pilha localizada na posição 3, com grande profundidade e extensão, como ocorrido em campo .....	209
Figura 132 – Superfície de ruptura com pilhas nas posições 3, 4 e 5 - pouca redução no FS .....	209

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>22</b>
<b>Relevância e Objetivos</b> .....	<b>23</b>
<b>Estrutura da Dissertação</b> .....	<b>24</b>
<b>1 PROCESSO DE FORMAÇÃO, ESTRUTURA MINERALÓGICA E A SENSIBILIDADE DAS ARGILAS</b> .....	<b>25</b>
<b>1.1 Processo de formação das argilas em regiões de baixada</b> .....	<b>25</b>
<b>1.2 Estrutura mineralógica das argilas</b> .....	<b>28</b>
1.2.1 Elementos formadores dos argilominerais.....	28
1.2.2 Desbalanceamento Elétrico dos grãos argilosos .....	31
1.2.3 Principais grupos de argilominerais .....	32
1.2.4 Influência das cargas elétricas no comportamento das argilas.....	33
1.2.5 Íons intercambiáveis .....	36
1.2.6 Arranjo dos grãos argilosos .....	37
<b>1.3 Sensibilidade das argilas</b> .....	<b>39</b>
1.3.1 Tixotropia .....	42
1.3.2 Lixiviação e Índice de liquidez .....	45
1.3.3 Cimentação.....	49
1.3.4 Intemperismo .....	50
1.3.5 Efeito do pH do meio .....	51
1.3.6 Agentes defloculantes.....	52
<b>2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR TENSÕES TOTAIS</b> .....	<b>53</b>
<b>2.1 O Conceito <math>\sigma = 0</math></b> .....	<b>57</b>
<b>2.2 Efeito da velocidade e o comportamento viscoso das argilas</b> .....	<b>62</b>
2.2.1 Contribuição de Martins (1992) no estudo da resistência viscosa das argilas	65
2.2.2 O fator de correção de Bjerrum (1972) .....	68
<b>3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM SOLOS FRÁGEIS CONSIDERANDO A RUPTURA PROGRESSIVA E A PERDA DE RESISTÊNCIA PÓS-PICO</b> .....	<b>73</b>
<b>3.1 Críticas sobre a consideração do amolecimento</b> .....	<b>75</b>
<b>3.2 Métodos de análise de estabilidade com a consideração da queda de ruptura pós-pico</b> .....	<b>78</b>
3.2.1 Trabalho de Lo e Lee (1973) .....	79

3.2.2	Trabalho de Bernander et al (2012).....	84
3.2.3	Trabalhos utilizando o MEF até a década de 90.....	95
3.2.4	Bandas de cisalhamento e contínuos generalizados.....	99
3.2.5	Trabalhos recentes utilizando o MEF .....	101
<b>4</b>	<b>ENSAIOS DE CAMPO.....</b>	<b>107</b>
<b>4.1</b>	<b>Ensaio de palheta .....</b>	<b>107</b>
4.1.1	Interpretação do ensaio .....	112
4.1.2	Efeito da velocidade .....	115
4.1.3	Efeito do tempo.....	116
4.1.4	Efeito da anisotropia .....	118
4.1.5	Efeito da ruptura progressiva.....	120
4.1.6	Resistência amolgada no ensaio de palheta .....	120
<b>4.2</b>	<b>Ensaio de piezocone.....</b>	<b>121</b>
4.2.1	Processo de cravação .....	122
4.2.2	Células de carga, elementos porosos e calibrações.....	124
4.2.3	Parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio de piezocone .....	128
4.2.4	Classificação do solo a partir dos ensaios de piezocone.....	135
<b>4.3</b>	<b>Ensaio <i>T-Bar</i>.....</b>	<b>138</b>
4.3.1	Ensaio <i>T-Bar</i> Cíclico .....	143
<b>5</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA – MÓDULO RS<sup>2</sup> - ROCSCIENCE .....</b>	<b>147</b>
<b>5.1</b>	<b>Modelo Mohr-Coulomb.....</b>	<b>147</b>
<b>5.2</b>	<b>Modelo Softening Hardening Model.....</b>	<b>150</b>
<b>5.3</b>	<b>Comentários sobre os modelos constitutivos .....</b>	<b>152</b>
<b>5.4</b>	<b>Calibração do modelo constitutivo .....</b>	<b>157</b>
5.4.1	Análise com $S_t = 10$ e queda súbita da resistência pós-pico .....	160
5.4.2	Análise com $S_t = 10$ e queda suave da resistência pós-pico .....	161
<b>6</b>	<b>RETROANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL I NA ARGILA DE SARAPUÍ-RJ .....</b>	<b>164</b>
<b>6.1</b>	<b>O Aterro Experimental I.....</b>	<b>166</b>
6.1.1	Ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência .....	168
6.1.2	Retroanálise da ruptura por Ortigão (1980) .....	169
6.1.3	Estudos e discussões a respeito da ruptura do Aterro Experimental I.....	170
<b>6.2</b>	<b>Retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I considerando a sensibilidade do solo medida por ensaios de palheta .....</b>	<b>173</b>

6.2.1	Espessura da região superficial.....	174
6.2.2	Considerações sobre a definição dos parâmetros de resistência na crosta .	176
6.2.3	Cálculo do ganho de resistência devido à drenagem parcial da crosta na definição do perfil de resistência utilizado na retroanálise .....	180
6.2.4	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson .....	184
6.2.5	Resultados da retroanálise da ruptura do aterro Experimental I.....	185
6.2.6	Comentários adicionais.....	189
<b>7</b>	<b>ANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO DO PORTO DE SANTANA.....</b>	<b>190</b>
<b>7.1</b>	<b>Histórico Recente do Porto de Santana.....</b>	<b>191</b>
<b>7.2</b>	<b>Características Geotécnicas da área do Porto.....</b>	<b>194</b>
7.2.1	Seções transversais estudadas .....	195
7.2.2	Ensaio de caracterização.....	197
7.2.3	Ensaio de piezocone.....	199
<b>7.3</b>	<b>Análises numéricas .....</b>	<b>203</b>
7.3.1	Análise sem a presença de pilhas de minério.....	204
7.3.2	Análises considerando a presença de pilhas de minério .....	207
7.3.3	Considerações a respeito da análise de estabilidade do Porto de Santana .	210
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>212</b>
<b>8.1</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>212</b>
<b>8.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>215</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>216</b>
	<b>APENDICE A – TELAS DE ENTRADA DA ANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL DE SARAPUÍ.....</b>	<b>225</b>
	<b>APÊNDICE B – TELAS DE ENTRADA DA ANÁLISE DA RUPTURA DE PORTO DE SANTANA.....</b>	<b>242</b>

## INTRODUÇÃO

A resistência não drenada do solo ( $s_u$ ) pode ser utilizada em análises de estabilidade realizadas em solos argilosos de baixa permeabilidade, situação na qual a dissipação das poropressões induzidas é mínima. Embora as técnicas de amostragem em solos moles tenham evoluído nas últimas décadas, os ensaios de campo são opções atraentes para medição de  $s_u$ , por apresentarem baixo custo, maior rapidez na obtenção dos resultados, menor amolgamento do solo e, em alguns casos, por produzir perfil contínuo da resistência do solo com a profundidade.

Dentre os ensaios de campo, destaca-se o ensaio de palheta, empregado rotineiramente no Brasil na investigação de solos moles. No ensaio de palheta é medida a resistência do solo na condição indeformada e na condição amolgada, sendo a última utilizada apenas na classificação do solo com relação a sua sensibilidade, que no Brasil varia na faixa entre 2 e 10, sendo, em geral, valores de 3 a 5 mais comuns. Isto significa dizer que, na maioria dos casos da região litorânea brasileira, a resistência do solo é reduzida de 3 a 5 vezes, quando o solo é amolgado e sua estruturação perdida.

O emprego da resistência não drenada de pico obtida através de ensaios de palheta em análises de estabilidade produz resultados contra a segurança. Para sanar esse problema, Bjerrum (1972) introduziu um fator de correção para alinhar o  $s_u$  medido em ensaios de palheta com o  $s_u$  mobilizado em campo. Outros trabalhos como o de Azzouz e Baligh (1983) reforçam a hipótese proposta por Bjerrum. Todavia, em trabalhos como os de Ortigão (1980) e Coutinho (1986) o fator de correção se mostrou demasiadamente conservador.

A presente dissertação trabalha com a hipótese de que, previamente à ruptura, o solo mole argiloso experimenta uma perda de resistência em decorrência da quebra de sua estrutura interna, o que deve influenciar no cálculo do fator de segurança. Dessa forma, procura-se incorporar nas análises de estabilidade a sensibilidade dos solos moles, medida através dos ensaios de palheta em dois casos reais de obra: a ruptura do Aterro Experimental I, no campo experimental de Sarapuí I, e a ruptura do Porto de Santana, no Rio Amazonas, Amapá, ocorrida em 2003.



## Relevância e Objetivos

A utilização do fator de correção de Bjerrum pode resultar na adoção de soluções muito conservadoras quando o índice de plasticidade (IP) do solo é elevado. Segundo Sandroni (1993), o fator de correção de Bjerrum adequado para a retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I, construído na argila do Sarapuí, é igual a 0,85. Entretanto, para IP = 80% (IP da argila do Sarapuí), o fator de correção de Bjerrum (1972) seria igual a 0,65.

Quando o IP do solo é baixo, pode ocorrer justamente o contrário e o fator de Bjerrum resultar em obras inseguras, como é o caso do Porto de Santana, com solo silto-argiloso de IP  $\approx$  25%. A introdução da sensibilidade na modelagem do problema visa a obtenção de fator de segurança mais próximo do real, considerando a queda de resistência pós-pico que é peculiar do solo de cada região.

Os objetivos do presente Trabalho são:

- Entender os mecanismos de formação de solos sensíveis com estrutura meta-estável;
- Aprofundar o conhecimento com relação aos ensaios de campo, de forma a poder interpretar os dados de campo utilizados na presente dissertação;
- Apresentar o Estado da Arte na análise de ruptura em solos sensíveis;
- Reavaliar a ruptura do aterro sobre a argila mole de Sarapuí, considerando a perda de resistência pós pico;
- Analisar a ruptura do Porto de Santana, de forma a verificar se sua instabilidade se deu exclusivamente devido ao efeito da sensibilidade.

## Estrutura da Dissertação

A presente Dissertação foi dividida em 8 capítulos, de forma a facilitar a leitura e o entendimento do texto pelo leitor, sendo os 4 primeiros capítulos compostos por revisão bibliográfica. Os arquivos em anexo têm a finalidade de auxiliar o leitor que tiver o desejo de reproduzir as análises numéricas apresentadas nos capítulos 6 e 7.

No Capítulo 1, são estudados o processo de formação, a estrutura mineralógica e o arranjo das partículas de argila, de forma a compreender os mecanismos de desenvolvimento de sensibilidade também discutidos nesse capítulo.

O Capítulo 2 revisa o conceito de análise de estabilidade por tensões totais, que será o tipo de análise adotada nesta dissertação.

No Capítulo 3, apresenta-se, em ordem cronológica, o Estado da Arte do desenvolvimento das análises computacionais considerando a queda de resistência pós-pico.

O Capítulo 4 discute a respeito de dois dos principais ensaios de campo executados no Brasil para a obtenção expedita de parâmetros geotécnicos: o ensaio de palheta e o ensaio de piezocone. Também se introduz nesse capítulo o ensaio T-Bar, que apesar de ainda não ter se popularizado no país, possui grande potencial para obtenção do perfil de resistência não drenada do solo.

O modelo constitutivo utilizado nas análises de elementos finitos é discutido no Capítulo 5. Ainda é feita, nesse Capítulo, a calibração do modelo constitutivo adotado e a introdução de dois importantes parâmetros nas análises com queda de resistência abrupta pós-pico realizadas nesta Dissertação: a sensibilidade equivalente  $S_t^*$  e o fator de redução da sensibilidade  $\eta$ .

No Capítulo 6, a retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I de Sarapuí é refeita, incorporando nos cálculos a queda de resistência pós-pico, a partir dos conceitos introduzidos no Capítulo 5.

A ruptura do Porto de Santana é investigada no Capítulo 7, a fim de se determinar as possíveis causas do acidente.

O Capítulo 8 contém as conclusões que puderam ser obtidas no decorrer de da Dissertação, para em seguida apresentar as referências bibliográficas utilizadas no trabalho, no Capítulo 9.

## **1 PROCESSO DE FORMAÇÃO, ESTRUTURA MINERALÓGICA E A SENSIBILIDADE DAS ARGILAS**

A definição do percentual de argila presente na composição do solo é feita através do ensaio de granulometria (NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica), sendo considerados grãos finos (argila e silte) o material de diâmetro equivalente menor que 0,075mm. O peso próprio do grão argiloso em conjunto com o desbalanceamento elétrico intrínseco dos argilominerais faz da argila um material de comportamento extremamente complexo. A forma como a partícula lamelar argilosa interage com o meio passa a ser dependente não só da força gravitacional atuante no grão, mas também das forças elétricas de atração e repulsão atuantes no mesmo.

A compreensão de um fenômeno natural como a sensibilidade só é possível a partir da investigação e do entendimento dos mecanismos que a causam. Uma breve revisão bibliográfica é feita a respeito do processo de formação de argilas em regiões de baixada, e sobre a estrutura e composição química dos principais argilominerais, a fim de tornar mais claro como se dá desenvolvimento de argilas sensíveis.

### **1.1 Processo de formação das argilas em regiões de baixada**

O solo resultante do intemperismo dos minerais das rochas depende em grande parte das condições do local onde é formado. Fatores como relevo, zona de aeração, drenagem, temperatura, ciclo de chuvas, dentre outros, determinam o produto final do intemperismo da rocha. As áreas de baixada (baixos topográficos) recebem sedimentos das regiões mais altas do seu entorno (altos topográficos), e são caracterizadas por uma má drenagem, sendo então sujeitas ao alagamento. A Figura 1 esquematiza o processo de deposição de sedimentos em uma região de baixada.

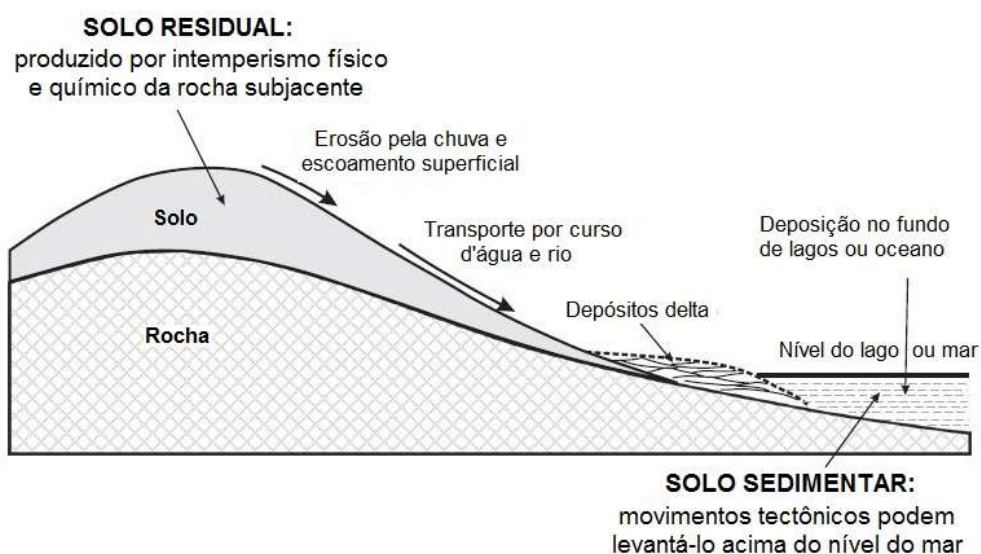


Figura 1 – Formação do solo sedimentar em regiões de baixada – Adaptado (Wesley, 2009)

O solo presente no alto topográfico está sujeito a um nível de intemperismo muito elevado. O nível do lençol freático no alto de morros é baixo nos períodos secos, sendo a região entre o nível do terreno e o nível do lençol freático chamada zona de aeração. A existência da zona de aeração acelera o processo de intemperismo, pois expõe os minerais à oxidação, além de proporcionar a ocorrência de fluxo descendente de água durante períodos de chuva. A percolação da água degrada os minerais fisicamente através do atrito, e também promove a dissolução de íons e minerais (intemperismo químico).

A chuva também é responsável pelo escoamento superficial que carrega os sedimentos do alto topográfico para o baixo topográfico. Esses sedimentos podem ser partículas sólidas de minerais, ou, em grande parte das vezes, íons dissolvidos na água que percola no solo. Os primeiros íons a serem transportados são íons de cálcio, magnésio, sódio e potássio, que possuem maior mobilidade geoquímica. Por exemplo, com pH até nove, o cálcio pode ser removido da rocha/mineral de origem e ser transportado pela água (Menezes, 2016). Sendo a solubilidade dos minerais também dependente do pH da água (Figura 2), conclui-se que este é um fator fundamental para a definição do material que se deposita no solo de baixada.

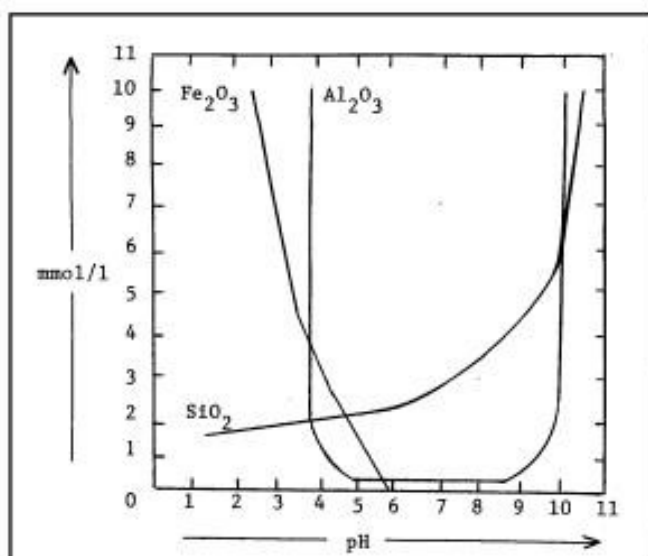


Figura 2 – Solubilidade de alguns minerais de acordo com o pH do meio (Mason, 1966 apud Andrade e Souza, 1986)

Segundo Santos (1989), a grande maioria dos argilominerais (exceção à halosita) pode ser sintetizada em laboratório. A reprodução em laboratório das condições de campo comprova que o argilomineral formado depende da disponibilidade de cátions presentes no sistema. De maneira simplificada, pode-se dizer que em condições de boa drenagem (altos topográficos), nas quais boa parte dos elementos alcalinos e alcalinos terrosos é eliminada, há predominância dos argilominerais caulinífticos. Em contrapartida, quando a movimentação da água é restringida, e existe abundância de sedimentos ferro-aluminosos-magnesianos, a tendência é que se formem esmectitas. As ilitas são geralmente encontradas onde existem íons de potássio em grande quantidade.

É importante a compreensão de que esses argilominerais ocorrem simultaneamente na natureza, o que significa dizer que não se espera encontrar no alto topográfico apenas argilominerais do grupo da caulinita. De maneira análoga, não existe apenas esmectita nos baixos topográficos, mesmo as condições ambientais sendo propícias a sua formação. Na verdade, o planeta pode ser entendido como um ser vivo, e o intemperismo seria o agente responsável pelo sistema digestivo. As partículas de caulinita presentes em ambiente propício à formação de esmectita estão sendo digeridas, e vice-versa. Porém, a escala tempo do planeta é imensuravelmente maior que a escala tempo do ser humano, sendo o processo de digestão executado

gradativamente em um intervalo de tempo muito extenso. Segundo Santos (1989), os sedimentos mais antigos são constituídos por argilominerais do grupo da illita, enquanto as montmorilonitas são encontradas em depósitos de sedimentos relativamente jovens.

## 1.2 Estrutura mineralógica das argilas

As argilas são formadas por minerais secundários, os quais são resultado do intemperismo químico sobre os minerais primários, também denominados argilominerais. Estes pertencem à família dos filossilicatos, ou silicatos de camadas, assim chamados por apresentarem hábito achatado e clivagem basal perfeita. Segundo Mitchell (1976), a maioria dos minerais argilosos apresenta plasticidade quando misturados até certa quantidade de água, e são relativamente resistentes ao intemperismo.

### 1.2.1 Elementos formadores dos argilominerais

Os argilominerais são formados basicamente por duas estruturas que se repetem indefinidamente: o tetraedro de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e o octaedro de alumínio  $[\text{Al}(\text{OH})_3]$ .

O tetraedro de sílica é formado por quatro oxigênios localizados em cada vértice de um tetraedro (Figura 3.a), com um cátion de silício centralizado. Os tetraedros de sílica ligam-se entre si formando uma folha de sílica (Figura 3.b). Na folha de sílica os silicatos estão ligados uns aos outros através de uma ligação covalente entre um de seus átomos de oxigênio da base. Um cristal tetraédrico que esteja com os três oxigênios da base ligados possui valência -1, e deverá se ligar a outras estruturas para alcançar o equilíbrio elétrico.

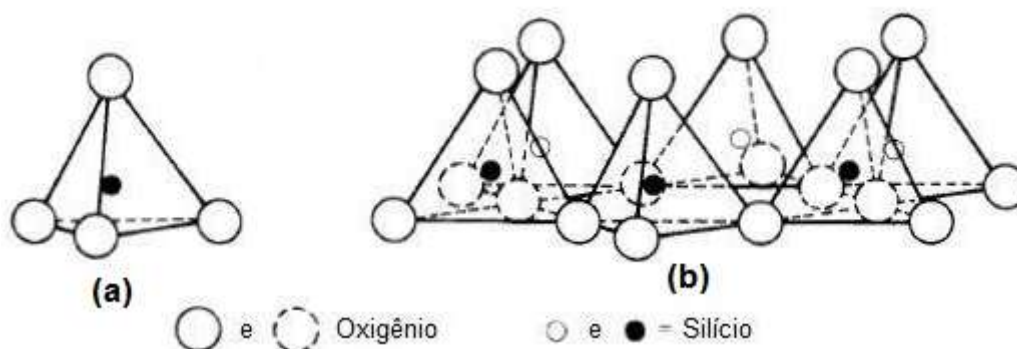


Figura 3 - Arranjo químico-espacial; a) Tetraedro de Sílica, b) Folha de Sílica - Adaptado (Mitchell, 1976)

Já as estruturas octaédricas podem ter diferentes cátions em sua composição. Segundo Santos (1989), os cátions mais comuns são o alumínio e o magnésio, porém em regiões onde existe a abundância de outros cátions, estes podem estar presentes na estrutura octaédrica. Nos vértices dos octaedros encontram-se íons hidroxila responsáveis pela ligação entre os octaedros feita por pontes de hidrogênio (Figura 4). Quando o cátion centrado é o alumínio, o conjunto de octaedros forma a folha Gibbsita, enquanto o conjunto de octaédricos magnesianos é denominado Brucita (Figura 4.b).

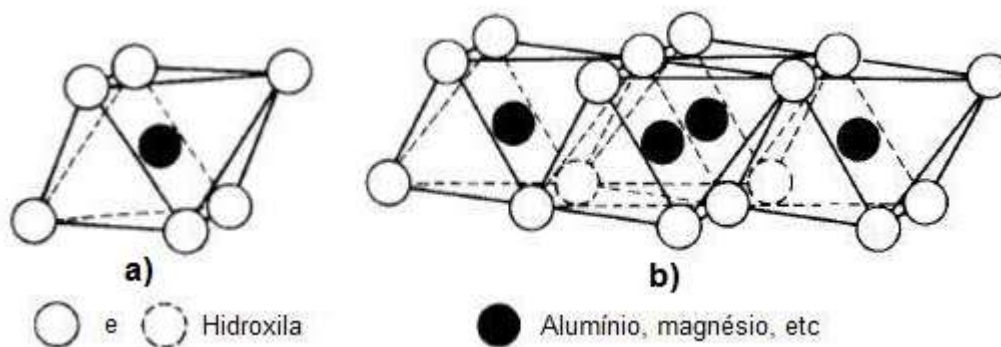




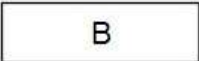

Figura 4 - Arranjo químico-espacial; a) Octaedro de Alumina ou Octaedro de Magnésio, b) Folha Gibbsita ou Folha Brucita - Adaptado (Mitchell, 1976)

Criou-se uma convenção no estudo dos argilominerais para simplificar a representação das unidades tetraédricas e octaédricas, mostrada na Figura 5. As estruturas tetraédricas são representadas através de trapézios, enquanto as estruturas octaédricas através de retângulos. Como a estrutura octaédrica pode ser

formada tanto por cátions de alumínio quanto por cátions de magnésio, utiliza-se a letra G para as folhas de gibbsita e B para as folhas de brucita.

Quando ocorre a ligação entre folhas octaédricas ou tetraédricas pelos seus átomos de oxigênio ou hidroxila, forma-se uma camada. As camadas devem ser classificadas de acordo com o número de folhas octaédricas e tetraédricas que as compõem. Por exemplo, uma camada composta por duas folhas tetraédricas e uma folha octaédrica é uma camada 2:1 - o número de folhas tetraédricas aparece primeiro, seguido de dois pontos e o número de folhas octaédricas.

Todo argilomineral tem sua célula unitária e distância basal bem definidos. A célula unitária pode ser compreendida como a menor fração do argilomineral que ainda o representa. As ilitas (Figura 6), por exemplo, são constituídas por camadas 2:1 conectadas por íons de potássio que se repetem indefinidamente. A célula unitária da illita, então, é composta por duas camadas 2:1 que são ligadas por dois íons de potássio. A distância basal é a distância entre duas camadas que compõem a célula unitária mais a espessura da camada.

	Folha de Sílica
	Folha de Gibbsita*
	Folha de Brucita
	Ion "x" presente na estrutura

\* Na ausência da letra "G" ou "B", subentende-se que se trata de uma folha octaédrica de gibbsita

Figura 5 – Representação gráfica dos componentes dos Argilominerais



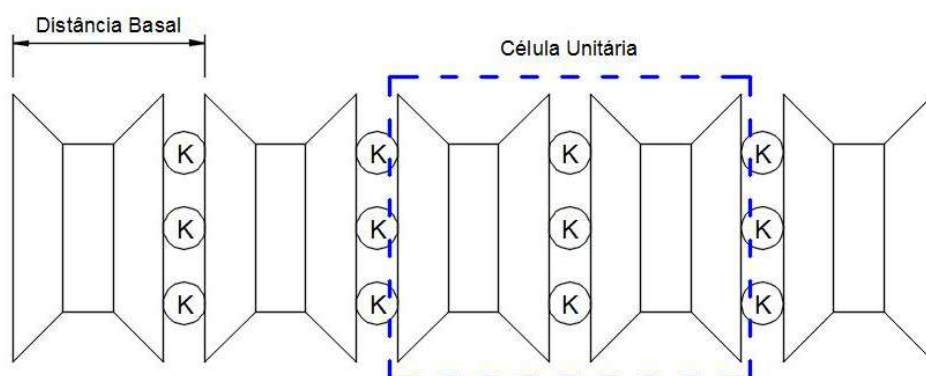


Figura 6 – Distância basal e célula unitária da illita

### 1.2.2 Desbalanceamento Elétrico dos grãos argilosos

A carga elétrica presente na superfície dos grãos de argila é em parte causada pela substituição isomórfica, e em parte pelo efeito de extremidade.

Substituição isomórfica é um fenômeno químico que possibilita que duas ou mais substâncias com diferentes composições tenham a mesma forma cristalina. Neste tipo de substituição, os cátions das estruturas tetraédricas e octaédricas são alterados sem que altere a disposição espacial dos átomos de oxigênio e hidroxila. Mitchell (1976) diz que o termo “substituição” leva a uma interpretação errônea, já que nenhuma substituição de fato ocorre: na verdade, a estrutura apenas apresenta um cátion diferente do comum, sendo esse cátion parte da estrutura desde sua formação.

Em um tetraedro de sílica, por exemplo, pode ocorrer substituição isomórfica do silício pelo alumínio, mantendo a forma original das folhas tetraédricas. Como o silício tem valência +4 e o alumínio valência +3, o tetraedro passa a ter maior eletronegatividade na presença de alumínio em sua formação. Conforme mais substituições ocorrem, maior é a carga elétrica presente no argilomineral.

Ainda que sem substituições isomórficas, a argila necessariamente apresenta desbalanceamento elétrico. Segundo Das (2007), o balanceamento de carga dos tetraedros e octaedros só ocorre quando existe uma continuidade destas estruturas, ou seja, quando aqueles estão cercados por outras estruturas semelhantes. Na superfície do grão de argila esta é uma condição que não se consegue alcançar, resultando em cargas negativas em excesso neste local.

### 1.2.3 Principais grupos de argilominerais

Dos diversos argilominerais existentes, atenção será dada para os 3 principais grupos: caulinita, ilita e esmectita (Figura 7).

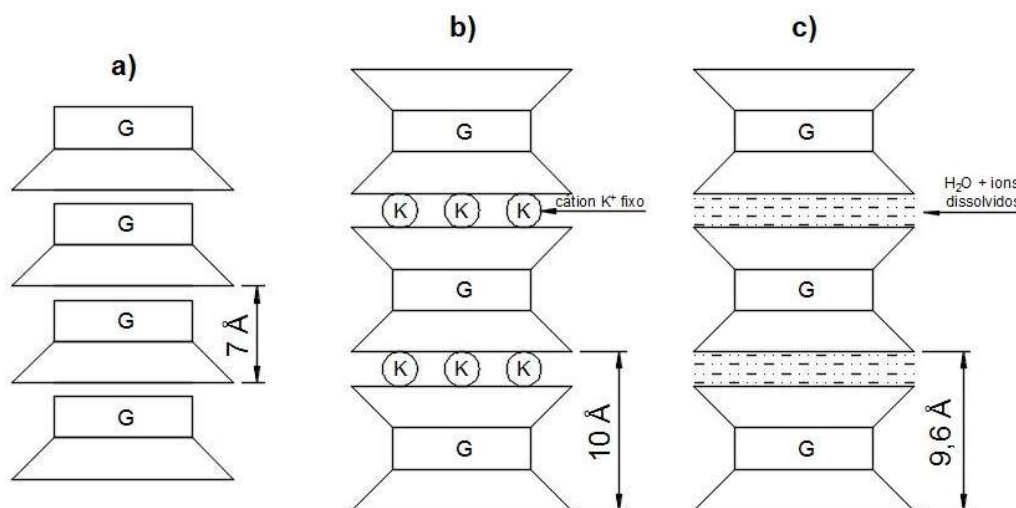


Figura 7 – Representação gráfica dos principais argilominerais; a) Caulinita, b) Ilita, c) Esmectita – Adaptado (Mitchell, 1976)

Segundo Santos (1989), o grupo da caulinita é o mais abundante na natureza. Sua célula unitária é bem simples, constituída por duas camadas 1:1 ligadas entre si por pontes de hidrogênio. A ligação por ponte de hidrogênio é forte, necessitando de bastante energia para sua quebra. As caulinitas não apresentam substituição isomórfica em quantidade significativa, o que a torna um argilomineral neutro, com poucas cargas elétricas. A distância basal do grupo das caulinitas é igual a 7 Å ( $\text{Å} = 10^{-9} \text{ m}$ ).

A ilita, ou mica argilácea compreende os argilominerais formados por duas camadas 2:1 com a presença de substituição isomórfica do silício por alumínio nos cristais tetraédricos. Esta substituição gera um desbalanceamento elétrico, que é o que atrai o cátion de potássio entre duas camadas do argilomineral. A ligação entre o potássio e a camada tetraédrica é iônica e de difícil quebra. A distância basal das ilitas é fixa e igual a 10 Å.

Da mesma forma que as ilitas, as esmectitas tem sua célula unitária formada por duas camadas 2:1, porém sem a presença do íon de potássio fazendo a ligação entre as mesmas. Entre duas camadas de esmectitas, encontram-se cátions

hidratados que são atraídos pelas cargas negativas provenientes do efeito de ponta e da substituição isomórfica. São justamente estes cátions os responsáveis pela ligação entre as camadas que é realizada por forças de Van der Waals. Pelo fato de essas ligações serem muito fracas, as camadas do argilomineral são ligadas frouxamente entre si, de modo que moléculas de água e íons dissolvidos conseguem entrar na estrutura das esmectitas. A entrada de água na estrutura da esmectita faz dela um argilomineral extremamente expansivo, com sua distância basal podendo variar entre 9,6Å e 40Å.

#### 1.2.4 Influência das cargas elétricas no comportamento das argilas

Para mensurar a influência das cargas elétricas no comportamento da partícula, utiliza-se a razão entre a área de superfície e seu peso, denominada superfície específica. Quando a superfície específica é muito pequena, como no caso dos grãos de areia, significa que a força peso norteia o comportamento do material. Por outro lado, as partículas de argila possuem superfícies específicas relativamente grandes, fazendo com que seu comportamento seja muito dependente das cargas elétricas inerentes à sua constituição mineralógica. Cada argilomineral apresenta uma faixa de valores de superfície específica distinta, que varia de acordo com a força de suas ligações químicas.

As camadas das esmectitas são conectadas entre si por ligações de Van der Waals, que são ligações fracas. Segundo Santos (1989), as ligações fracas entre camadas impossibilitam que argilominerais do grupo da esmectita formem grãos maiores e, por isso, apresentam valor muito elevado de superfície específica. O oposto ocorre com grãos de argila formados por argilominerais do grupo caulinita, que conectam suas camadas através de fortes ligações covalentes, permitindo a formação de grãos relativamente grandes. Desta forma, a superfície específica da esmectita é cerca de 100 vezes maior que a superfície específica da caulinita (Pinto, 2006).

Uma das consequências da forte atividade elétrica das partículas de argila é a baixa permeabilidade apresentada por solos argilosos, mesmo que estes solos tenham elevado índice de vazios. A explicação para este fenômeno está na presença da dupla camada de água ao redor das partículas de argila, constituída por água e

íons intercambiáveis. Tanto as partículas de água quanto os íons intercambiáveis estão presos à estrutura da argila pela força de atração exercida pelas cargas negativas dos argilominerais. Logo, boa parte dos vazios de um solo argiloso é composto pela água da dupla camada que não é livre para percolar.

A formação da dupla camada difusa é mostrada com detalhes na Figura 8. As moléculas de água são polares, pois os hidrogênios se ligam aos átomos de oxigênio de forma não simétrica, formando um polo negativo e outro polo positivo. O polo positivo da molécula de água pode ser diretamente atraído pela carga negativa do argilomineral. De maneira análoga, o polo negativo da molécula de água pode ser atraído em direção a um cátion intercambiável que esteja em suspensão, ou adsorvido na superfície do argilomineral. Em ambos os casos a partícula de água é mantida ao redor dos grãos, de maneira direta ou indireta, pela eletronegatividade das partículas de argila. A Figura 8 mostra os dois mecanismos de atração de moléculas de água citados.

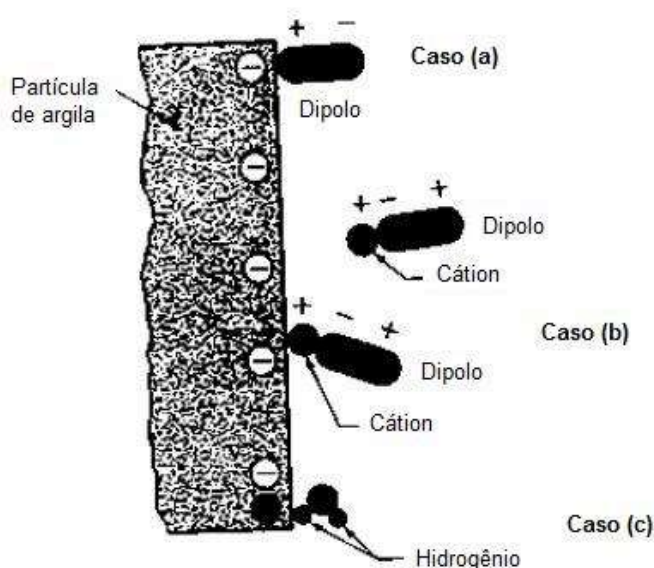


Figura 8 – Formação da dupla camada de água difusa ao redor das partículas de argila – Adaptado (Das, 2007)

Nas proximidades da superfície dos grãos, as forças de atração entre a partícula de solo e a água são muito fortes, sendo a camada mais interna de água denominada água adsorvida, ou água rígida, por ter uma viscosidade muito superior à da água livre nos poros. À medida que se afasta do argilomineral, a força de atração

sobre a água perde intensidade, até que para de exercer influência. A água da dupla camada difusa é de difícil eliminação, e não pode se movimentar livremente pelo solo. A alteração da viscosidade da água na dupla camada difusa das argilas exerce influência notória no comportamento do solo. Na Seção 2.2 são abordadas as consequências do comportamento viscoso da argila na resistência ao cisalhamento mobilizada, tanto em campo, quanto em laboratório.

A quantidade de água “presa” à estrutura da partícula de argila depende do argilomineral constituinte. A Figura 9 mostra como é a composição de uma partícula formada por argilomineral do grupo da esmectita (a montmorilonita pertence ao grupo das esmectitas) em comparação com a composição de uma partícula formada por argilomineral caulínítico. De imediato, observa-se que a proporção entre a espessura de água na dupla camada e a espessura da partícula de montmorilonita ( $60/10 = 6$ ) é muito maior que a proporção na partícula de caulinita ( $820/1000 = 0,82$ ).

A proporção entre a quantidade de água na dupla camada e a espessura da partícula está diretamente relacionada com a plasticidade dos solos argilosos: quanto maior a capacidade da partícula de acomodar a água dos poros em sua dupla camada difusa, maior é sua plasticidade. Uma argila de esmectita, por exemplo, é capaz de receber muita água e ainda apresentar consistência, pois boa parte dessa água fará parte da dupla camada difusa, ao invés de ficar livre nos poros.

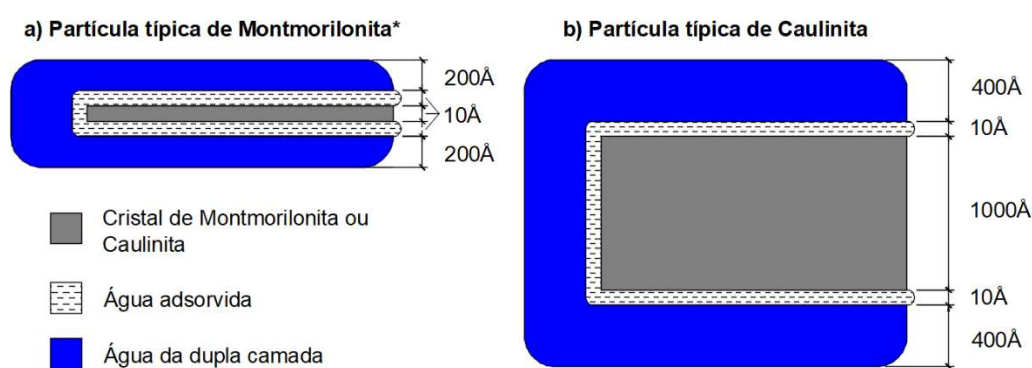


Figura 9 – Dimensões típicas da dupla camada difusa de uma partícula de Montmorilonita e uma partícula de Caulinita – Adaptado (Das, 2007)

### 1.2.5 Íons intercambiáveis

A dupla camada iônica difusa não é governada apenas pela densidade de carga na superfície do argilomineral, mas também pela variedade de íons presentes no sistema. Dadas condições ambientais constantes, o argilomineral tem um valor fixo de carga que precisa balancear com o meio. Esse balanceamento de cargas negativas pode ser feito com íons de variadas valências e raios atômicos, fator que pode levar a diferentes espessuras da dupla camada iônica.

Os cátions mais comuns na natureza são o cálcio ( $\text{Ca}^{++}$ ), magnésio ( $\text{Mg}^{++}$ ), sódio ( $\text{Na}^+$ ) e potássio ( $\text{K}^+$ ). A troca de cátions depende fundamentalmente da valência, da concentração e da dimensão do raio atômico do cátion. Cátions menores e de maior valência tomam o lugar de cátions maiores e com valência inferior, pois a energia de ligação do primeiro é superior a energia de ligação do segundo. Todavia, pode-se substituir um cátion de forte ligação por um cátion de ligação fraca quando a concentração do cátion de baixa energia de ligação é muito superior à concentração do outro íon.

Segundo Mitchell (1976), a espessura da dupla camada difusa é inversamente proporcional à valência do cátion. Os íons bivalentes neutralizam duas vezes mais carga do que os íons monovalentes. A explicação para a dupla camada ser mais espessa nas soluções com cátions monovalentes pode residir exatamente no maior número de íons que são necessários para estabilizar o sistema, e no fato de mais partículas polares de água serem utilizadas na neutralização da carga do argilomineral (Figura 10).

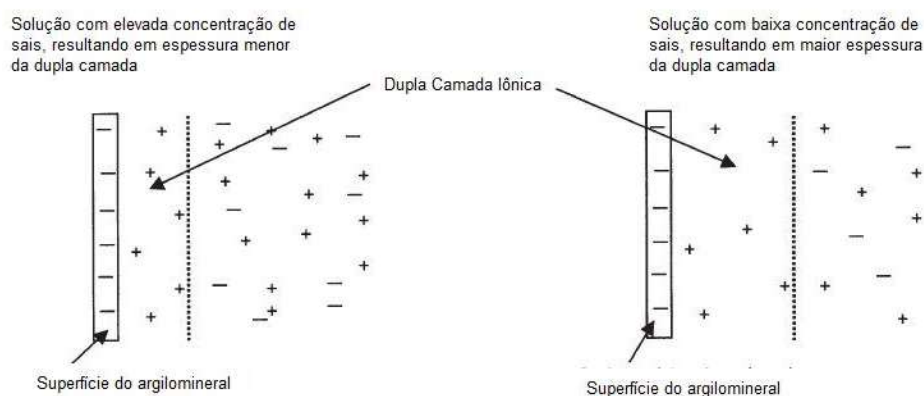


Figura 10 Espessura da dupla camada difusa vs. concentração de íons (Rankka et al., 2004)

### 1.2.6 Arranjo dos grãos argilosos

O arranjo estrutural das partículas de argila é altamente dependente do argilomineral constituinte e das condições físico-químicas do local onde a argila é formada, podendo estar no estado disperso ou no estado floculado. No arranjo disperso (Figura 11.a), as partículas lamelares se orientam perpendicularmente à direção da tensão principal maior. Já no arranjo floculado (Figura 11.b), as partículas se agrupam em flocos e sua orientação é independente do sistema de tensões. Comumente, as argilas com arranjo floculado são denominadas argilas estruturadas.

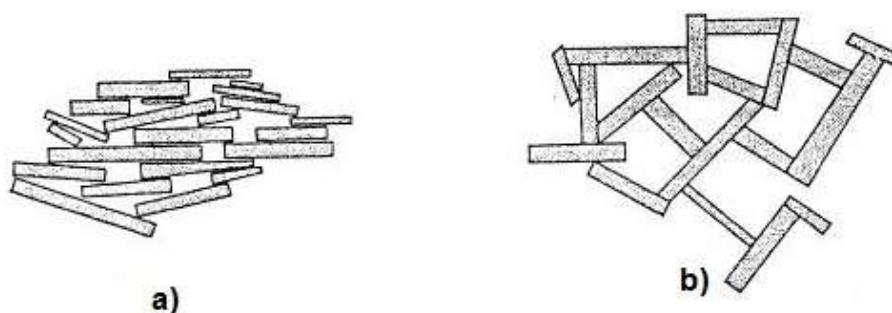


Figura 11 - Arranjos estruturais das argilas - a) Arranjo disperso, b) Arranjo floculado

A formação do arranjo estrutural das argilas será analisada considerando uma dispersão aquosa com a presença apenas de argilominerais do grupo da caulinita. A superfície maior da caulinita é coberta por cargas negativas oriundas das extremidades das folhas de sílica e das folhas de gibbsita, enquanto as arestas laterais apresentam concentração de cargas positivas, devido à interrupção da estrutura cristalina (Santos, 1989). A Figura 12 mostra esquematicamente a distribuição de cargas na partícula de caulinita.



Figura 12 – Distribuição de cargas elétricas em partícula formada por argilominerais do grupo da caulinita (Santos, 1989)

Quando a sedimentação ocorre no mar, em rios ou lagos, as partículas coloidais entram inicialmente em movimento aleatório Browniano, formando um sol aquoso estável de aparência turva (Santos, 1989). Durante o movimento aleatório pode ocorrer ao acaso a aproximação do polo positivo de uma partícula com o polo negativo da outra, de forma que ambas passam a se movimentar em conjunto devido à força de atração entre os polos. Na medida em que mais partículas se associam, a densidade do aglomerado supera o peso da água e o floco se sedimenta.

Em alguns casos, a força de repulsão entre as partículas é tão grande que a aproximação entre o polo positivo e o polo negativo não é possível, dando origem a um depósito de argila com arranjo disperso. A concentração de íons na solução aquosa exerce papel fundamental no processo de sedimentação do solo argiloso, pois a concentração adequada de íons diminui a força de repulsão, possibilitando que ocorra a ligação entre as partículas (Das, 2007).

No caso da estrutura dispersa, a interação entre as partículas se dá face à face, como mostrado na Figura 13.a. O contato se dá, então, através das duplas camadas difusas das partículas, sendo um contato fraco e não efetivo. O contato é frouxo, pois mesmo após a sedimentação, a força de repulsão entre as partículas ainda existe, mantendo as partículas afastadas entre si.

Já no caso da floculação, as partículas se conectam por ligações face-aresta, como mostra a Figura 13.b. Devido à força de atração entre os polos, o contato das ligações face-aresta é realizado pela camada mais interna de água adsorvida. Segundo Santos (1989), a água rígida da dupla camada tem propriedades mais próximas às do gelo do que próximas às da água normal, podendo o contato ser considerado efetivo. O contato efetivo entre os grãos de argila no arranjo floculado é justamente a razão pela qual as argilas estruturadas apresentam maior resistência ao cisalhamento do que as argilas de arranjo disperso.



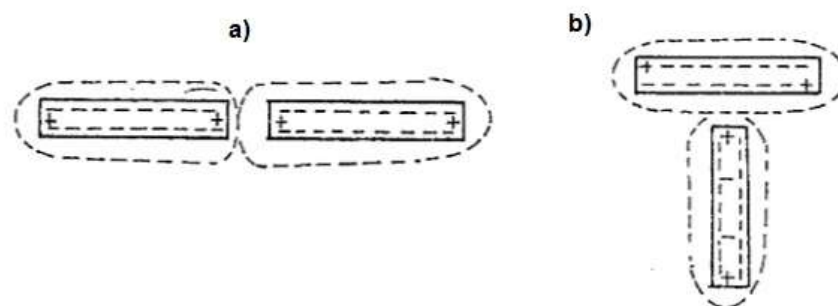


Figura 13 – Ligações entre partículas argilosas – a) Ligação face à face, b) Ligação face-aresta  
(Santos, 1989)

A velocidade de deposição dos aglomerados de argila também influencia na estrutura formada. A sedimentação mais lenta permite com que os flocos se estabilizem antes de serem submetidos a tensões de consolidação significativas, resultando em flocos maiores e com vazios também de maior proporção.

### 1.3 Sensibilidade das argilas

O termo sensibilidade se refere à perda de resistência ao cisalhamento experimentado por solos argilosos após serem submetidos a perturbações. Como visto anteriormente, a resistência dos solos argilosos está intimamente relacionada ao arranjo de seus grãos, podendo este ser disperso ou floculado. As argilas sensíveis apresentam estrutura floculada que, em decorrência de vários processos, tem tendência à dispersão. Este tipo de estrutura é denominado estrutura meta-estável das argilas sensíveis.

É característico da estrutura floculada apresentar um elevado índice de vazios, que é preenchido com água na hipótese do solo saturado. Quando a estrutura meta-estável das argilas entra em colapso, gera-se poropressão devido à tendência na redução do volume. Segundo Skempton e Northey (1952), a poropressão gerada na defloculação das argilas sensíveis é a principal causa da perda abrupta de resistência. Pelo fato de as argilas marinhas formarem flocos com vazios maiores, este tipo de argila pode desenvolver valores elevados de sensibilidade.

Numericamente, a sensibilidade é definida como a razão entre a resistência do solo indeformado e a resistência do solo amolgado, representada na equação 1. Como a sensibilidade é apenas o valor de uma razão, argilas com a mesma sensibilidade podem apresentar valores de resistência distintos. Portanto, a sensibilidade reflete apenas o comportamento do solo, e não pode ser utilizada como critério para definir resistência.

$$S_t = \frac{s_u}{s_{ur}} \quad (1)$$

Onde:

$S_t$  é a sensibilidade da argila,

$s_u$  é a resistência não drenada da argila indeformada,

$s_{ur}$  é a resistência não drenada da argila amolgada

Existem diversas propostas de classificação das argilas quanto sua sensibilidade, sendo a de Holts e Kovacs (1981) mostrada na Tabela 1. Ao considerar a classificação da Suécia, país escandinavo que se destaca internacionalmente o estudo de argilas sensíveis, as argilas brasileiras (Tabela 2) são classificadas como pouco sensíveis. Embora a sensibilidade seja representada apenas por um valor numérico, é de grande importância definir como a perda de resistência ocorre, como será discutido em detalhe no Capítulo 3. Em alguns solos, boa parte da queda de resistência ocorre para pequenas deformações, enquanto, em outras argilas, a resistência decai de forma gradual, tendo menor influência no cálculo do fator de segurança.

Tabela 1 – Valores típicos de sensibilidade (Holts; Kovacs, 1981)

Classificação	Intervalo de $S_t$	
	EUA	Suécia
Baixa sensibilidade	2-4	< 10
Sensibilidade média	4-8	10 - 30
Alta sensibilidade	8-16	> 30
"Quick clay"	16	> 50
"Extra quick clay"	-	> 100

Tabela 2 – Sensibilidade de algumas argilas brasileiras – Adaptado (Ortigão, 1995)

Local	Faixa de Variação	Valor médio de $S_t$
Aracaju, SE	2, – 8,	5,0
Barra da Tijuca	5 - 18	10,0
Cubatão, SP	4 - 8	6,0
Florianópolis, SC	1 - 7	3,0
Jaturnaíba	1 - 19	10,0
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	-	3,4
Santa Cruz, RJ (off-shore)	1 - 5	3,0
Sarapuí, RJ	1 - 7	3,0
Sepetiba, RJ	-	4,0

A maioria das argilas normalmente adensadas ou com baixo grau de sobreadensamento apresenta queda na resistência ao cisalhamento quando amolgadas, ou seja, são argilas sensíveis mesmo que em baixo grau.

Segundo Skempton e Northey (1952), as argilas muito sobreadensadas foram submetidas em sua história a tensões elevadas o suficiente para romper a estrutura metaestável original da argila (caso esta estrutura existisse). De acordo com Vargas (1977), a partir do momento em que se dá início ao adensamento secundário, uma série de fenômenos ocorre no solo, alterando profundamente a estrutura da argila. Independente da perspectiva em que se encara o sobreadensamento (ocasionado pelo histórico de carregamentos ou pelo adensamento secundário), entende-se que nas argilas sobreadensadas a estrutura metaestável já foi rompida, o que justifica a ausência do fenômeno da sensibilidade neste grupo de solos argilosos.

O entendimento do fenômeno da sensibilidade e os mecanismos que levam o solo a desenvolver a estrutura metaestável é mandatório, para que se possa desenvolver metodologias de cálculo de estabilidade e técnicas de melhoramento do solo sensível. Diferente do que se acreditava antes de estudo mais aprofundado, a mineralogia do material não é o único fator com influência direta na formação de solos sensíveis. Segundo Skempton e Northey (1952), existem solos de formação

mineralógica idêntica com níveis de sensibilidade distintos, o que evidencia a afirmação anterior.

Diversos fenômenos são responsáveis pelo surgimento da estrutura metaestável de algumas argilas, dentre os quais destacam-se na literatura a cimentação, o intemperismo, a lixiviação, a presença de agentes dispersores e a tixotropia. Certamente as argilas com alta sensibilidade foram expostas a mais do que um destes processos, pois, isoladamente, os mecanismos têm capacidade limitada (Rankka et al., 2004).

### 1.3.1 Tixotropia

A tixotropia foi definida inicialmente por Freundlich em 1935 como a capacidade de o solo apresentar comportamento plástico em seu estado indeformado, enquanto se comporta como líquido após ser amolgado, sem que haja alteração no teor de umidade. Skempton e Northey (1952) utilizaram o termo tixotropia para se referir aos solos que ganham resistência com o passar do tempo, mantendo seu teor de umidade, sem que necessariamente o solo se comporte como fluido quando amolgado.

Um solo dito perfeitamente tixotrópico é capaz de recuperar toda sua resistência original após ser amolgado. Para verificar a tixotropia em laboratório, diversos corpos de prova do mesmo solo devem ser coletados para análise. Primeiramente, faz-se o ensaio com a amostra de solo indeformada, enquanto as amostras remanescentes são submetidas ao amolgamento.

Uma das amostras amolgadas é ensaiada logo após o processo para se verificar a perda de resistência gerada pela perturbação, enquanto os outros corpos de prova são mantidos em condições externas controladas, a fim de não haver perda de porosidade ou umidade. Para cada intervalo de tempo, uma das amostras mantidas no laboratório deve ser ensaiada para verificar o ganho de resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento do solo tem valor máximo na condição indeformada, atinge seu valor mínimo logo após o amolgamento e recupera gradativamente o valor inicial de resistência com o tempo (solo perfeitamente tixotrópico), conforme a Figura 14 abaixo.

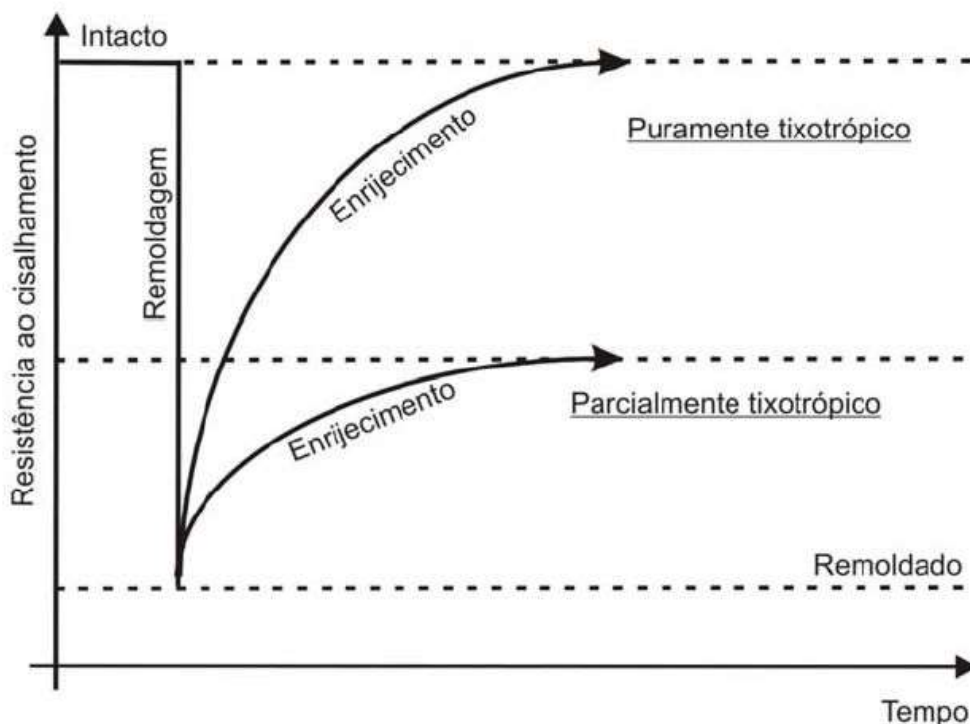


Figura 14 – Ganho de resistência tixotrópico após amolgamento (Bertuol, 2009)

A princípio, acreditava-se que a tixotropia poderia explicar completamente o fenômeno da sensibilidade nos solos argilosos. Os pesquisadores acreditavam que os depósitos argilosos, estando em repouso por milhares de anos, estariam em seu estado natural isentos de qualquer amolgamento, apresentando sua resistência máxima. Todavia, o que se observa em ensaios de laboratório é que os solos argilosos são parcialmente tixotrópicos, ou seja, as argilas encontradas em campo não recuperam integralmente a resistência ao cisalhamento própria de sua estrutura indeformada, implicando na existência de outros fatores para gerar a sensibilidade.

Skempton e Northey (1952) coletaram amostras de argila de diversas localidades para o estudo do efeito da tixotropia, com curvas de ganho de resistência pelo logaritmo do tempo. Em média, o ganho de resistência das argilas foi investigado por um ano, provavelmente pelo grande volume de material necessário para que o estudo fosse feito por um período mais longo de tempo.

No final período de ensaios descrito, a curva de ganho de resistência apresentou comportamento tênue, com inclinação quase horizontal em algumas argilas, como as de Beauharnois, Harten e St. Thuribe, mostradas na Figura 15. Por outro lado, as argilas de Detroid e a argila de Shellhoven apresentaram considerável

inclinação com a horizontal no fim do período de ensaios (Figura 16), sugerindo que estas argilas continuariam a ganhar resistência por tixotropia por mais tempo.

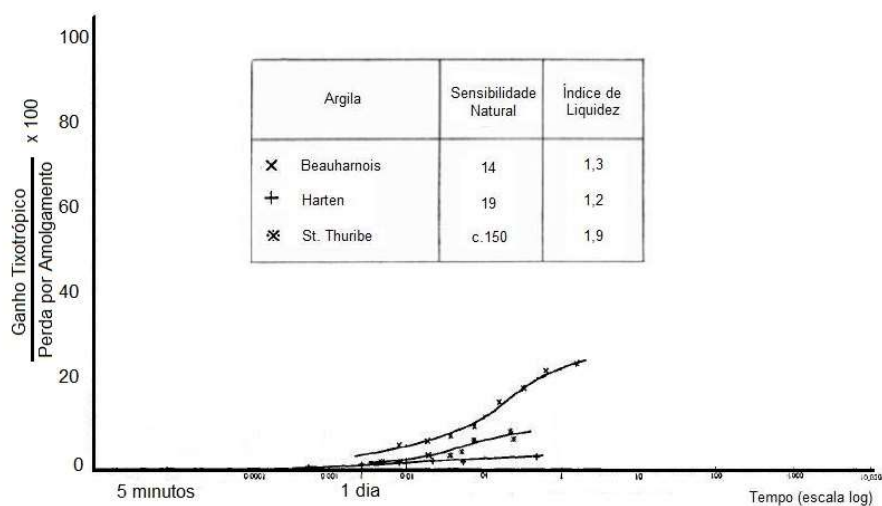


Figura 15 – Ganho de resistência por tixotropia das argilas de Beauharnois, Harten e St. Thuribe - Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

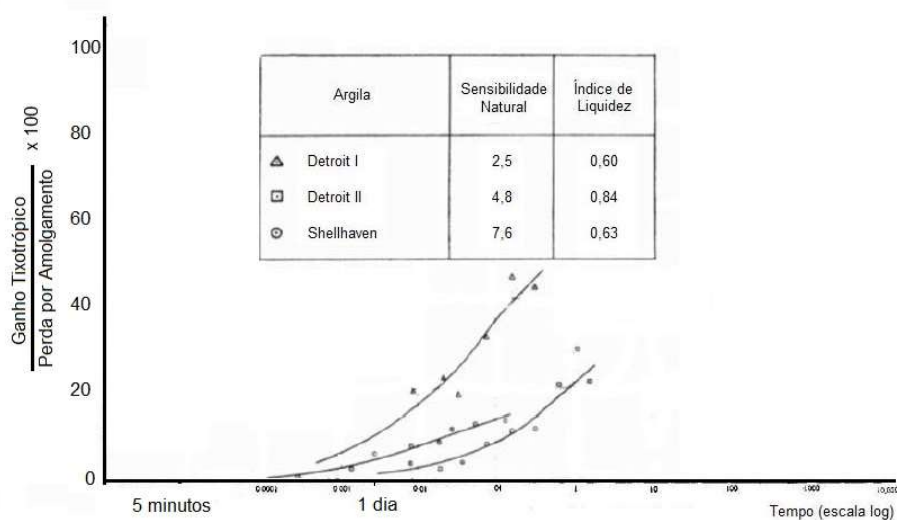


Figura 16 – Ganho de resistência por tixotropia das argilas de Detroit I, Detroit II e Shellhaven – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

Provavelmente, se ensaiadas por período de tempo mais longos, as argilas da Figura 16 apresentariam um ponto de inflexão, como o visto nas argilas da Figura 15, com a tendência de horizontalizar a curva de ganho de resistência. Porém, como os

ensaios se limitaram a um curto período de tempo, nenhuma afirmação pode ser feita a respeito.

Na Figura 15 fica clara a necessidade da existência de outro mecanismo para explicar a sensibilidade das argilas. Ao se extrapolar a curva de ganho de resistência para um período de 10 mil anos (idade máxima estimada para os depósitos estudados), pouco mais de 30% da perda total de resistência seria recuperada pela argila de Beauharnois.

### 1.3.2 Lixiviação e Índice de liquidez

A lixiviação é o processo de extração e solubilização de componentes químicos constituintes do solo. Na natureza, o fluxo contínuo de água pura (ou com pouca concentração de íons) é responsável por fazer a remoção de íons que fazem parte da estrutura da dupla camada difusa da partícula argilosa, promovendo um desbalanceamento elétrico no meio.

Foi constatado através de experimentos que a retirada destes íons provoca a diminuição do limite de liquidez do solo. Como o teor de umidade do solo não é alterado durante o processo, após ocorrida a lixiviação existe a tendência de o limite de liquidez do solo se aproximar da umidade natural do mesmo. Em condições mais severas, é comum que o limite de liquidez se reduza a um valor abaixo da umidade natural do solo.

O índice de liquidez (equação 2), parâmetro criado como indicador de consistência, geralmente está relacionado com a presença da estrutura metaestável em solos argilosos. Analisando a equação 2, pode-se inferir que quando o teor de umidade do solo ( $w$ ) é superior ao limite de liquidez ( $LL$ ), o índice de liquidez adquire valor superior a unidade. Quando muito superior à unidade, o índice de liquidez serve como indício da ocorrência de severo processo de lixiviação na história do solo argiloso.

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (2)$$

Onde:

IL = índice e liquidez (%);

w = teor de umidade natural do solo (%);

LP = limite de plasticidade

LL = limite de liquidez.

As primeiras pesquisas sobre o efeito da lixiviação no comportamento dos solos argilosos foram realizadas na Noruega. Rosenquist (1946, apud Skempton e Northey, 1952) misturou solução de NaCl 3% em corpos de prova de argila, para depois submetê-los à lixiviação em laboratório, através de diálise. Após o tratamento, a argila apresentou resistência superior à resistência obtida antes da retirada do NaCl, porém com sensibilidade da ordem de 100. Segundo Skempton e Northey (1952), o ensaio de cone de queda livre (utilizado por Rosenquist) é pouco preciso, mas a ordem de grandeza encontrada para a sensibilidade da argila de Rosenquist ainda é relevante mesmo considerando-se possíveis erros.

Skempton e Northey (1952) explicam de maneira sucinta o mecanismo de criação da estrutura meta-estável através da lixiviação. Na estrutura floclada, as partículas estão em contato entre si através da interpenetração de suas camadas de água adsorvida, promovendo um contato efetivo entre as partículas. Após a lixiviação, a dupla camada difusa que era espessa, devido à alta concentração de íons, tem sua espessura diminuída, aumentando o percentual de água livre ou intersticial presente na estrutura.

Caso o solo não sofra perturbações excessivas, a estrutura da argila continua a mesma, mantendo a forma como o contato entre os grãos é realizado. Porém, o maior percentual de água livre decorrente da lixiviação não é compatível com o arranjo floclado do solo, que entra em colapso a partir de certa deformação. A mudança do arranjo floclado para o disperso provoca grande alteração no contato entre os grãos e, conseqüentemente, na resistência da argila.



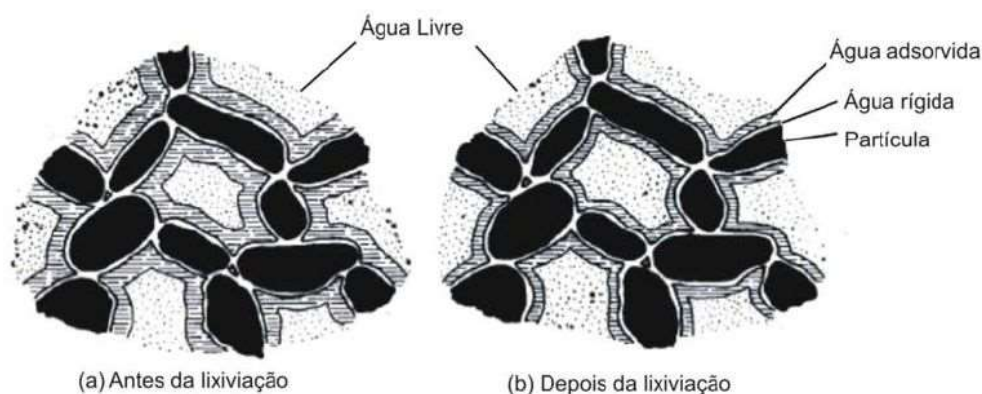


Figura 17 – Espessura da dupla camada difusa antes e depois do processo de lixiviação – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

Mitchell (1976) apresenta outra interpretação para o efeito da lixiviação sobre os solos argilosos. Segundo o autor, ao se diminuir a concentração de sais no meio, a tendência é que a dupla camada difusa se expanda, diferente do que afirmaram Skempton e Northey (1952). A expansão ocorre porque mais água é necessária para balancear o potencial elétrico negativo dos argilominerais após a retirada dos sais que forneciam cátions ao conjunto. Sem estes sais, a eletronegatividade do meio é maior, o que aumenta a força de repulsão entre as partículas do argilomineral, criando um ambiente dispersivo.

A condição essencial para o desenvolvimento da sensibilidade seria, então, o aumento da força de repulsão entre as partículas, o que leva a uma tendência de dispersão das partículas argilosas (estrutura metaestável). Vale ressaltar que a premissa de aumento da espessura da dupla camada difusa, assumida na hipótese de Mitchell (1976), está em acordo com as bibliografias específicas sobre o assunto, enquanto a hipótese de Skempton e Northey (1952) considera justamente o oposto.

Skempton e Northey (1952) refizeram e ampliaram o estudo realizado por Rosenquist nas argilas de Shellheaven e Horten. O estudo incluiu ensaios de caracterização e ensaios de resistência ao cisalhamento em três amostras das argilas: amostra natural, amostra de controle e a amostra submetida a lixiviação. A amostra de controle é utilizada para assegurar que o processo de armazenamento do corpo-de-prova submetido a lixiviação não produz alterações nas características do solo ensaiado. O processo de lixiviação foi executado durante 14 dias e os resultados dos

ensaios são mostrados da Tabela 3 à Tabela 5. **Erro! Autoreferência de indicador não válida.**

Tabela 3 – Ensaio com lixiviação em corpo de prova indeformado da argila de Shellheaven, Amostra B – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

Condição de ensaio	w (%)	Limites de Attemberg (%)		Índice de Liquidez	Resistência (kPa)		S <sub>t</sub>	Concentração de sal na água dos poros (g/L)
		LL	LP		S <sub>u</sub>	S <sub>u,r</sub>		
Estado natural	55	60	25	0,86	22,75	2,28	10	26
Corpo de prova de controle após 14 dias (sem lixiviação)	56	60	25	0,88	21,37	1,86	11	27
Amostra após 14 dias de lixiviação	55	56	25	0,97	19,305	1,03	18	12

Tabela 4 - Ensaio combinando efeito da lixiviação e do adensamento em corpo de prova amolgado da argila de Shellheaven, Amostra A – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

σ consolidação (kPa)	Condição de ensaio	w (%)	Limites de Attemberg (%)		Índice de Liquidez	Resistência (kPa)		S <sub>t</sub>	Concentração de sal na água dos poros (g/L)
			LL	LP		S <sub>u</sub>	S <sub>u,r</sub>		
0 - 3,79	sem lixiviação	107	99	32	1,23	1,03	0,38	2,7	12
	com lixiviação, após consolidação	106	90	32	1,28	1,24	0,30	4,2	11
3,79 - 31,03	sem lixiviação	72	91	32	0,68	7,45	3,10	2,4	11
	lixiviação durante aplicação da carga de consolidação	72	89	32	0,70	7,79	2,14	3,6	10

Tabela 5 - Ensaio combinando efeito da lixiviação e do adensamento em corpo de prova amolgado da argila de Horten – Adaptado (Skempton e Northey, 1952)

$\sigma$ consolidação (kPa)	Condição de ensaio	w (%)	Limites de Attemberg (%)		Índice de Liquidez	Resistência (kPa)		$S_t$	Concentração de sal na água dos poros (g/L)
			LL	LP		$S_u$	$S_{u,r}$		
0 - 8,89	sem lixiviação	31,6	28,6	15,6	1,23	1,00	0,92	1,1	12,6
	com lixiviação, após consolidação	31,2	24,5	15,8	1,75	0,99	0,27	3,7	2,2

Na primeira série de ensaios, executou-se a lixiviação isoladamente em amostras indeformadas da argila de Shellhaven, sem que houvesse carregamento e consolidação. O resultado foi um aumento de 80% na sensibilidade da argila, através da redução de 54% da concentração de sal na água. O experimento 2 foi realizado na mesma argila, porém em seu estado amolgado, ora com a lixiviação ocorrendo após a consolidação, ora com a lixiviação realizada paralelamente à consolidação. Houve um acréscimo de 55% no valor da sensibilidade na primeira tentativa e um acréscimo de 50% no valor da sensibilidade na segunda tentativa, ambas com uma redução na concentração de sal de menos de 10%.

A última série de testes foi executada em amostras amolgadas da argila de Horten, com a lixiviação feita após a consolidação. A sensibilidade teve aumento de 254% através da redução de 83% na concentração de sal da amostra. O resultado dos ensaios foi contundente com respeito à importância do papel da lixiviação no desenvolvimento da estrutura meta-estável das argilas sensíveis.

### 1.3.3 Cimentação

Na natureza existem agentes cimentantes que podem estar presentes nos contatos entre as partículas, resultando em um ganho de resistência. Os agentes cimentantes são carbonatos, óxidos de ferro, óxidos de alumínio e até matéria orgânica, que são geralmente carregados pelas águas subterrâneas até encontrarem um ponto para a deposição. No amolgamento, as ligações cimentadas são

quebradas, produzindo uma drástica queda na resistência do material. Segundo Mitchell (1976), argilas canadenses cimentadas apresentam sensibilidade de até 780.

Bjerrum (1973) compilou a experiência de cerca de 10 anos de estudos sobre o desenvolvimento da cimentação, considerando o seu mecanismo de ação e influência sobre o comportamento de argilas cimentadas do leste canadense. Segundo o autor, as ligações promovidas pela cimentação são de natureza diferente das ligações oriundas do atrito e da coesão efetiva. Por conseguinte, é característico das argilas com algum grau de cimentação apresentarem propriedades que não podem ser explicadas ou relacionadas à sua composição mineralógica, plasticidade ou história de tensões (Bjerrum, 1973).

Embora a maioria das características das argilas sensíveis canadenses seja compatível com as argilas sensíveis escandinavas, a cimentação parece ter a capacidade de preservar as propriedades do período em que a argila estava exposta a maiores tensões de confinamento. A hipótese levantada por Bjerrum (1973) é que as partículas cimentantes, por apresentarem elevada resistência a tração, impedem que a argila aumente de volume e absorva água quando o solo é desconfinado. O material cimentante é provavelmente constituído por microfósseis que teriam se recristalizado antes de ocorrer descarregamento do depósito argiloso.

#### 1.3.4 Intemperismo

O intemperismo atua de forma análoga à lixiviação, pois pode alterar a concentração de íons no solo, afetando o equilíbrio elétrico da estrutura floclada. Porém, a consideração do intemperismo como agente precursor de estrutura metaestável é controversa. Enquanto Mitchell (1976) considera o intemperismo como um dos agentes, Rankka et al. (2004) afirmam que é impossível encontrar argilas sensíveis em regiões expostas a intemperismo severo. Segundo os autores, o intemperismo, na verdade, retira íons da estrutura dos argilominerais e contribui para atenuar a repulsão entre as partículas de argila, condição fundamental para existência da metaestabilidade.

### 1.3.5 Efeito do pH do meio

Segundo Bjerrum (1967), quando o solo argiloso é exposto a um pH baixo o suficiente, partículas de feldspato, mica e clorita se decompõem originando íons multivalentes que ficam agregados à superfície do argilomineral que não foi decomposto. A maior concentração de íons reduz o potencial negativo dos argilominerais, o que é benéfico para a estrutura floculada, ou seja, o baixo pH não favorece a formação da estrutura meta-estável. Bjerrum (1967) afirma que o fenômeno da chuva ácida pode causar considerável diminuição do pH ao ponto de causar as reações descritas anteriormente.

Por outro lado, quando em meio básico, existe a tendência de os íons de hidrogênio que compõem a estrutura cristalina dos argilominerais serem dissolvidos. Mitchell (1976) relata que a dissolução do hidrogênio aumenta a eletronegatividade das partículas de argila, aumentando o potencial de repulsão dentro da estrutura floculada. Como já discutido, a força de repulsão dificulta a refloculação dos argilominerais após sofrerem amolgamento, levando a perda de suporte característica da sensibilidade.

Fallman et al. (2001, apud Rankka et al., 2004) conduziram ensaios de laboratório para determinar a interferência do pH na sensibilidade de solos argilosos. Os ensaios também variaram a razão entre a concentração de íons de sódio e a concentração de outros íons intercambiáveis. Os resultados mostraram que com a proporção de íons usualmente encontrada na natureza (aproximadamente 5,5), a sensibilidade da amostra teve aumento sensível com o pH. Porém, com a razão entre a concentração de íons de sódio igual a 1,5, pouca influência teve o aumento do pH do meio. Provavelmente, no segundo cenário, a presença de íons bivalentes é suficiente para neutralizar as cargas negativas adicionais geradas pela solubilização do hidrogênio.

### 1.3.6 Agentes defloculantes

Existem substâncias capazes de destruir a ligação floclada entre duas partículas de argilomineral, como os polissilicatos de sódio e os polifosfatos de sódio, citados por Santos (1989). Segundo o autor, esses agentes defloculantes fornecem íons de sódio à dupla camada do argilomineral, ao passo que o ânion polissilicato ou polifosfato é adsorvido na aresta menor do argilomineral. Estando ambos, aresta e face, carregados negativamente, a força eletrostática entre os dois passa a ser de repulsão, enfraquecendo a estrutura.

Mitchell (1976) e Rankka et al. (2004) descrevem a ação defloculante de substâncias orgânicas presentes na sedimentação do solo argiloso, ou que foram depositadas à posteriori. Segundo Soderblom (1966), essas substâncias que podem ser ácidos, polifenóis ou taninos, aumentam a força de dispersão entre partículas à medida que são capazes de se ligar com a maioria dos cátions bivalentes que compõem a dupla camada difusa.

A matéria orgânica é muito importante na constituição de argilas de elevado grau de sensibilidade, pois podem agir tanto como agente cimentante, quanto como agente dispersante no solo (Das, 2008).

## 2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR TENSÕES TOTAIS

Na Mecânica dos Solos distinguem-se os conceitos de tensão efetiva e de tensão total. De modo grosseiro e genérico, pode-se dizer que a tensão efetiva é a tensão transferida nos contatos entre as partículas de solo, enquanto a tensão total é a soma da tensão efetiva com a pressão da água. A pressão da água também é referida na Geotecnia pelos termos poropressão ou pressão neutra.

O comportamento dos solos é em geral governado pela tensão efetiva atuante no contato entre os grãos. Nos solos granulares, onde a resistência é quase em sua totalidade devida à força de atrito entre as partículas, fica evidente a relação entre tensão efetiva e a resistência do solo ao cisalhamento: quanto maior o contato entre dois corpos, maior é a oposição ao movimento entre ambos, devido à força de atrito existente.

Como discutido na seção 1.2.6, nas argilas saturadas normalmente adensadas ou com leve grau de sobreadensamento, o contato entre os grãos é feito através das camadas de água que envolvem o argilomineral, gerando um contato viscoso. Contudo, a mesma analogia feita para os solos granulares ainda é válida para as argilas, tendo em vista resultados de ensaios de campo e de laboratório que mostram uma resistência crescente com a profundidade e, conseqüentemente, com a tensão efetiva.

No trabalho de Terzaghi (1925, apud Craig, 2004), referenciado como a obra que deu origem à Mecânica dos Solos, o autor demonstra com simplicidade o fenômeno do adensamento e introduz a teoria das tensões efetivas através de um modelo experimental. O modelo é composto por uma mola presa a um pistão dentro de um cilindro cheio de água, contendo uma válvula que pode ser aberta ou fechada (Figura 18). A mola representa o esqueleto do solo, enquanto a água do cilindro representa a água presente nos poros daquele.

Partindo do repouso (Figura 18.a), a mola não sofre deformação no momento de aplicação do carregamento (Figura 18.b), vindo a se deformar somente após o início da drenagem da água do interior do cilindro (Figura 18.c), até que o solo atinge a deformação máxima para o carregamento aplicado (Figura 18.d). Este fenômeno denota a ordem com a qual a tensão é transferida ao solo em meios saturados. Primeiramente, a tensão é absorvida pela água para depois ser transmitida ao

esqueleto sólido com simultânea expulsão de água do conjunto. A tensão transmitida para a água logo após o carregamento é conhecida como excesso de poropressão, que é dissipado no decorrer do tempo, na medida em que a água é expulsa dos poros do solo.

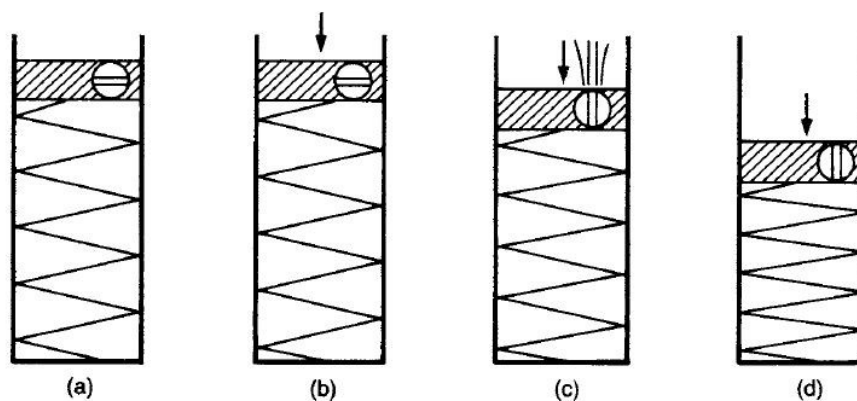


Figura 18 – Ilustração da teoria das tensões efetivas (Terzaghi, 1925, apud Craig, 2004)

Haja vista a relação existente entre tensão efetiva e resistência ao cisalhamento, é natural de se concluir que as análises de estabilidade devem ser conduzidas a tensões efetivas para que estejam conceitualmente corretas. Nos solos de alta permeabilidade, esta tarefa é muito simples, pois neste ambiente o excesso de poropressão gerado pelo carregamento é dissipado muito rapidamente, já que a água possui total liberdade para fluir.

Durante a construção de um aterro sobre solo arenoso, por exemplo, a dissipação da poropressão leva poucos segundos, enquanto a construção da atura final do aterro rodoviário pode demorar vários dias. Em solos com alta permeabilidade, a análise é dita drenada, pois a água pode facilmente se mover para dentro ou para fora do solo no período de tempo em que o solo é sujeito a um carregamento (Duncan, Wright e Brandon, 2014).

Nos solos argilosos a análise por tensões efetivas não é tão simples. Diferente dos solos não-coesivos, os solos argilosos apresentam valores baixíssimos de permeabilidade, fazendo com que o excesso de poropressão leve bastante tempo para ser dissipado. Como é muito difícil definir com precisão o excesso de poropressão gerado no solo após aplicação de trajetórias de tensão predominantemente cisalhantes, a análise por tensões efetivas torna-se dispendiosa. A composição mineral da argila e as condições de contorno do problema são alguns



dos fatores que vão influenciar no modo como a poropressão será induzida no solo que sofre carregamento.

Com a disseminação do método dos elementos finitos, grande avanço foi obtido na análise por tensões efetivas em solos coesivos. Todavia, os modelos constitutivos em elementos finitos vão se tornando cada vez mais robustos e complexos na medida em se tenta aproximar a modelagem à realidade. Os dados de entrada dos modelos constitutivos mais complexos exigem uma campanha de investigação geotécnica que muitas vezes não ocorre na prática.

Nos principais modelos constitutivos associados ao método dos elementos finitos, a variação do excesso de poropressão é calculado pela equação 3.

$$\Delta u = \Delta \epsilon_v + k_w \quad (3)$$

Onde:

$\Delta \epsilon_v$  = variação volumétrica do esqueleto sólido, sob saturação completa;

$k_w$  = módulo volumétrico da água.

A equação 3 tende a subestimar ligeiramente  $\Delta u$  na maioria dos casos. Um critério qualitativo simples pode ser utilizado para antecipar quão significativamente o valor de  $\Delta u$  é subestimado, utilizando o parâmetro de poropressão  $B_q$  do ensaio de CPTU, o qual será estudado na Seção 4.2. Para valores de  $B_q$  próximos à unidade, pode-se subestimar significativamente  $\Delta u$ . Por outro lado, para  $B_q < 0,5$ , a equação 3 tende a fornecer valores de  $\Delta u$  realistas, talvez levemente subestimados.

Terzaghi (1943) defende a utilização da análise em tensões totais devido a sua simplicidade. Segundo o autor, tanto a análise em tensões efetivas quanto a análise em tensões totais representam uma estimativa do que ocorre no campo. Ainda nas palavras do autor, quanto mais simples o método, mais visíveis se tornam as consequências práticas de uma mudança nas condições de projeto, o que facilita a tomada de decisão do projetista. Ainda que a afirmativa tenha sido expressa há mais de 70 anos, a mesma se mantém atual. Dessa forma, as análises por tensões efetivas com modelos constitutivos mais elaborados tendem a ter seu uso limitado aos meios acadêmicos.

A análise por tensões totais é o primeiro método racional desenvolvido para a análise da estabilidade em solos argilosos saturados. Segundo Bjerrum e Kjaernsli (1957) o método foi desenvolvido na Suécia em 1916 e apresentado por Fellenius em 1918 como um caso especial de análise de estabilidade. O método veio a se popularizar a partir de John Olsson, que reconheceu o potencial do método e se dedicou a criar meios para a obtenção da resistência não drenada das argilas, o que possibilitou a utilização da análise em tensões totais na prática.

Em um de seus trabalhos mais célebres, intitulado “The  $\phi = 0$  Analysis”, Skempton (1948) discorre sobre as bases teóricas da análise de estabilidade por tensões totais. Logo de início o autor define as argilas saturadas como solos que apresentam resistência puramente coesiva quando não se permite a drenagem durante o carregamento, afirmando que o ângulo de atrito em tais condições seria igual a zero. O autor, inclusive, refere-se claramente à resistência não drenada como simplesmente coesiva, ao dizer que em ensaios triaxiais não adensados não drenados a coesão é igual a metade da tensão desviadora aplicada.

No entanto, Skempton (1948) também comenta sobre as limitações da análise por tensões totais, sendo uma delas justamente relacionada à consideração de que o ângulo de atrito interno das argilas é igual a zero em tais condições. O autor chega a tal conclusão ao analisar que a superfície de ruptura obtida em laboratório é sistematicamente diferente da inclinação teórica calculada para o caso de ângulo de atrito nulo, fato que será discutido com mais detalhes adiante. Outras duas limitações citadas dizem respeito às condições em que este tipo de análise se aplica, ou seja, em argilas totalmente saturadas, com a drenagem da água dos poros impedida devido à sua baixa permeabilidade, em comparação com a execução do carregamento.

O autor relata que o uso da análise a tensões totais fornece fator de segurança compatível com o fator de segurança real de campo. Contudo, desaconselha o uso da teoria em retroanálise, pois a superfície de ruptura que dá o fator de segurança crítico não é a mesma superfície de ruptura que ocorre na prática. Como exemplo, Skempton (1948) faz referência a alguns casos práticos de ruptura onde a retroanálise ofereceu valores de fator de segurança superiores a unidade. O autor não foi claro quanto ao tipo de ensaio utilizado para obter a resistência não drenada (ensaio triaxial ou palheta de campo), impossibilitando discussão mais aprofundada sobre as possíveis causas da discrepância.

Na presente Dissertação, ao ser considerada a queda de resistência pós-pico da argila, compara-se, nos Capítulos 6 e 7 a posição da superfície de ruptura prevista em análises de elementos finitos por tensões totais, com as superfícies de ruptura observadas em campo.

## 2.1 O Conceito $\phi = 0$

Russel A. Green e William F. Marcuson publicaram em 2014 um artigo muito elucidativo sobre a análise de estabilidade por tensões totais. Diferentemente de Skempton (1948), os autores se basearam no conceito de ruptura de Mohr e na hipótese da tensão efetiva de Terzaghi (1925) para mostrar a validade do conceito. A obra dos autores é uma análise crítica sobre como o conceito de equilíbrio por tensões totais é levado ao estudante através das literaturas comumente adotadas internacionalmente.

Embora o método de análise por tensões totais tenha sido criado em 1916, Green e Marcuson (2014) citam que até o final da década de 40 muitos trabalhos eram dedicados ao desenvolvimento do assunto, devido à incompatibilidade entre o Conceito  $\phi = 0$ , o princípio das tensões efetivas de Terzaghi e as diferentes inclinações das superfícies de rupturas observadas. O termo “Conceito  $\phi = 0$ ” veio a substituir o usualmente utilizado “Análise  $\phi = 0$ ” a partir do momento em que se conseguiu relacionar a análise em tensões totais com o princípio das tensões efetivas (Green e Marcusson, 2014).

O segundo enunciado do princípio das tensões efetivas de Terzaghi diz que se a tensão efetiva de confinamento do corpo de prova não se alterar, a tensão desviadora necessária para leva-lo a ruptura também não se altera. Os ensaios não drenados realizados em corpos de prova saturados sustentam a assertiva de Terzaghi, na medida em que são obtidos círculos de ruptura aproximadamente de mesmo diâmetro, ainda que alterando a tensão total de confinamento (sem alteração na tensão efetiva).

Desta forma, a envoltória de ruptura esperada de um ensaio não-adensado não-drenado tem inclinação horizontal, como é mostrado na Figura 19 abaixo, ou seja, com  $\phi = 0$ . Como a superfície de ruptura tem inclinação igual a  $45 - \phi/2$ , era de se

esperar que em uma ruptura não-drenada a superfície de deslizamento tivesse inclinação igual a 45, o que não é observado tanto em laboratório quanto em campo. Isto foi responsável por gerar grande polêmica e até dúvidas sobre a validade da análise  $\phi = 0$  (Green e Marcusson, 2014).

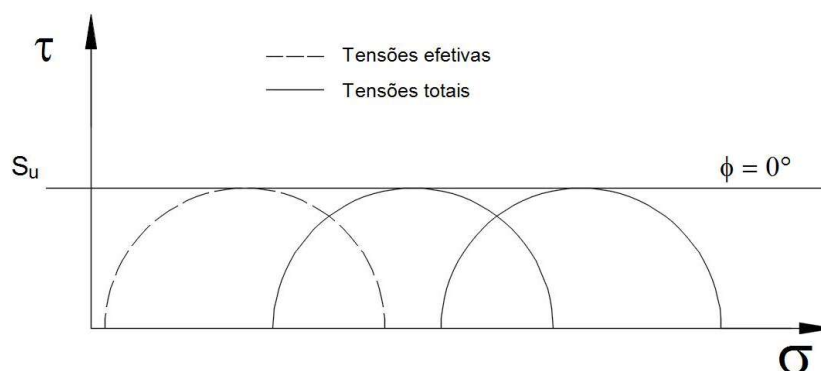


Figura 19 – Círculos de Mohr total e efetivo em ensaio UU – Adaptado (Green e Marcusson, 2014)

O termo  $\phi = 0$  induz o leitor ao erro, pois dá a entender que para solicitações não drenadas, toda a resistência mobilizada seria de natureza coesiva, já que o ângulo de atrito é igual a zero. O mal-entendido tem origem conceitual, pois todos os círculos de Mohr oriundos de ensaios triaxiais UU na ruptura representam um, e somente um círculo de Mohr de tensões efetivas (Figura 19). Havendo apenas um círculo de Mohr efetivo, existem infinitas envoltórias de ruptura que podem ser traçadas, já que a única condição de contorno para a formação da envoltória é que a mesma tangencie o único círculo de Mohr efetivo existente.

Green e Marcusson (2014) apresentam 3 possíveis representações de envoltória de ruptura e demonstram que para todas elas a resultante de empuxo calculada para um muro hipotético é a mesma. A partir do exposto pelos autores, pode-se concluir que adotar a envoltória com  $\phi = 0$  é apenas uma das opções em um universo de infinitas possibilidades, sendo impossível definir o valor do ângulo de atrito e do intercepto coesivo em um ensaio UU.

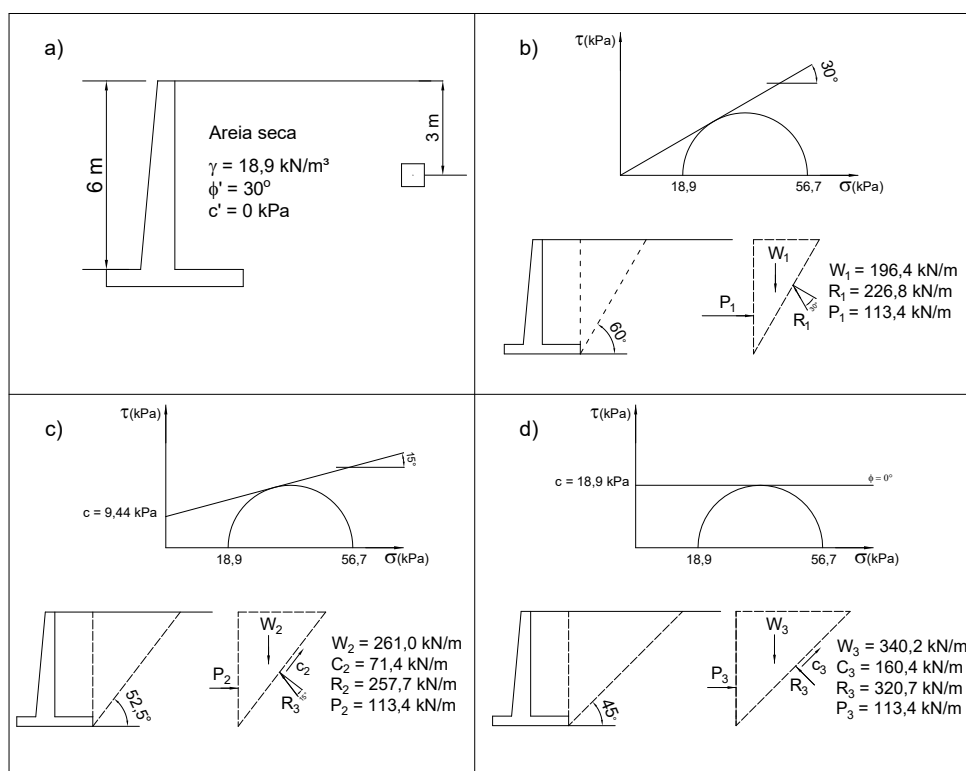


Figura 20 – Cálculo do empuxo resultante em um muro hipotético a partir de 3 envoltórias de ruptura distintas geradas a partir de um mesmo círculo de Mohr efetivo - a) Dimensões do muro hipotético, b)  $c = 0$  e  $\phi = 30^\circ$ , c)  $c = 9,44\text{kPa}$  e  $\phi = 15^\circ$ , d)  $c = 18,9\text{kPa}$  e  $\phi = 0$  – Adaptado (Green e Marcusson, 2014)

Hvorslev (1937, apud Bjerrum, 1973) conduziu um trabalho pioneiro visando separar a contribuição da parcela coesiva da contribuição do atrito entre as partículas na resistência dos solos argilosos. Posteriormente, Schmertmann e Osterberg (1960, apud Bjerrum, 1973) desenvolveram uma técnica que permitiu estudar a evolução das duas contribuições com a deformação do solo. Os autores constataram que, enquanto a coesão é mobilizada a pequenas deformações, o pico da resistência de atrito carece de deformações sensivelmente maiores para ocorrer. Os autores sugerem que a necessidade da maior deformação para atingir o pico do ângulo de atrito se dá pelo fato de que a deformações provocam o movimento das partículas, as quais eventualmente encontram a configuração espacial que fornece maior resistência. A Figura 21 ilustra os resultados obtidos por Schmertmann e Osterberg.

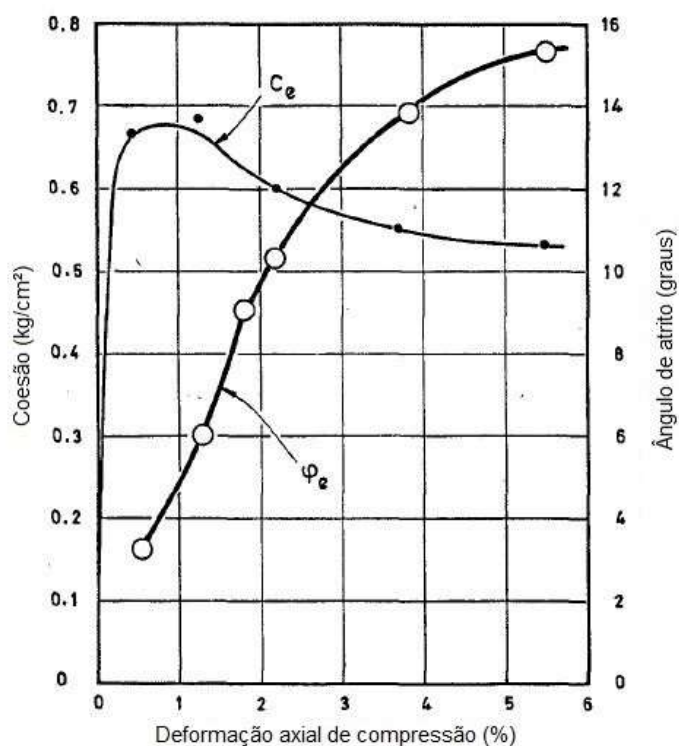


Figura 21 – Mobilização das parcelas de resistência por atrito ( $\phi_e$ ) e coesão ( $c_e$ ) em amostras indeformadas da argila de Boston– Adaptado (Schmertmann e Osterberg, 1960, apud Bjerrum, 1973)

Posteriormente, Schmertmann e Hall (1961) descobriram que, quando o solo é deixado em repouso, as parcelas de resistência por atrito e de resistência por coesão se alteram. Tal efeito é causado pela fluência que faz com que ocorra um rearranjo na organização das partículas do solo, deixando-as cada vez mais próximas umas das outras. A maior proximidade entre as partículas de solo proporciona uma melhor interação entre os grãos e, conseqüentemente, maior resistência por atrito entre os mesmos, sendo necessária menor parcela coesiva para resistir à determinada sollicitação. Então, na medida em que o solo envelhece, maior é a mobilização da componente de atrito e maior é a disponibilidade da parcela coesiva para resistir a um possível carregamento.

Os gráficos da Figura 22 são resultados experimentais em ensaios drenados e não drenados, obtidos por Schmertmann e Hall (1961), que facilitam a compreensão da hipótese descrita acima. As amostras foram adensadas sob uma única tensão normal inicial ( $p_0$ ), porém submetidas a diferentes graus de envelhecimento, representados pela razão entre componente de atrito ( $p_0 \text{ tg}\phi_e$ ) e a tensão cisalhante inicial ( $\tau_0$ ). Quanto maior o grau de envelhecimento, maior é a razão descrita

anteriormente, tendo sido estudadas razões iguais a 0% (A), 33%, 67% e 100% (D).

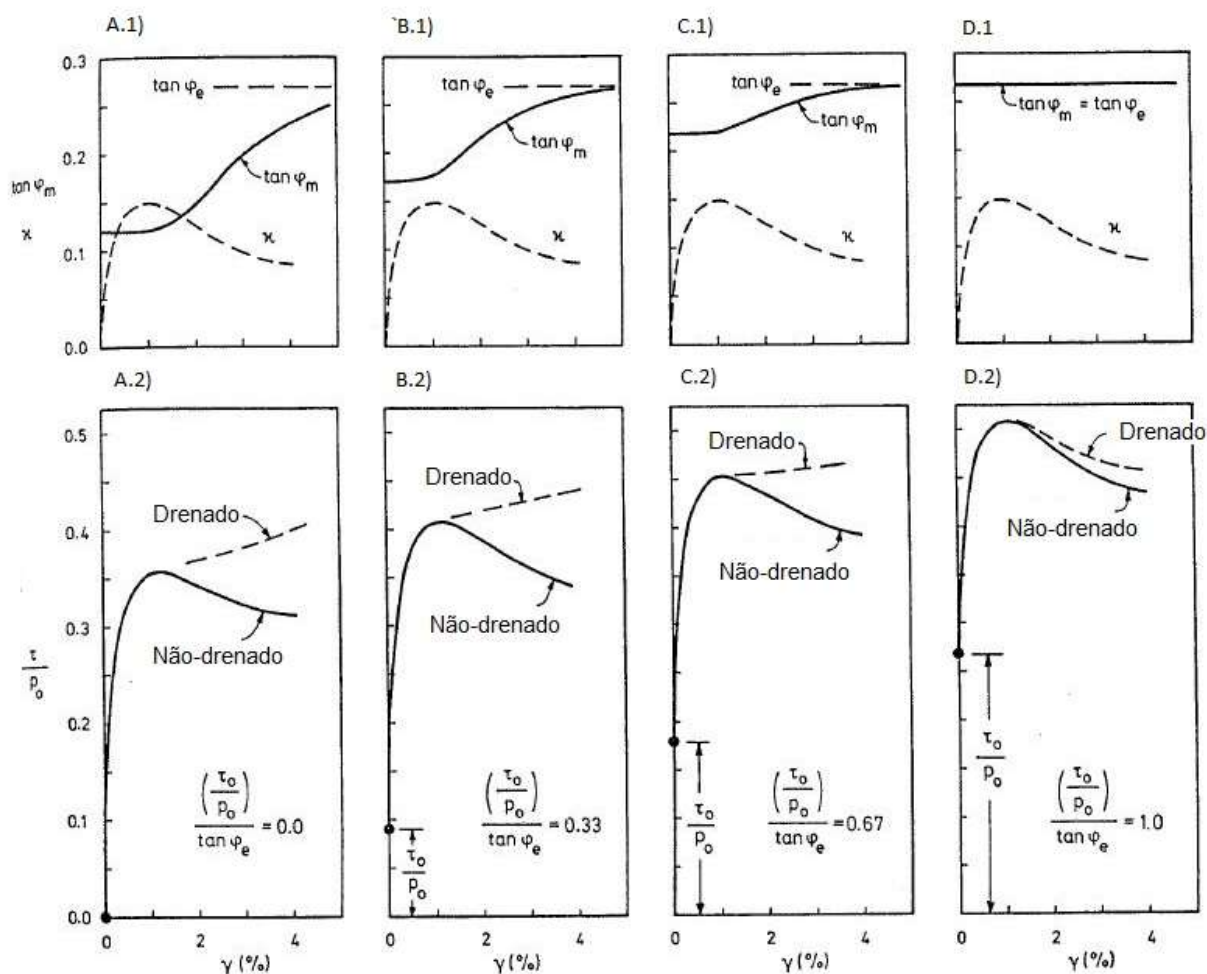


Figura 22 – Aumento da resistência do solo devido a maior mobilização inicial da parcela de atrito gerada pelo efeito de fluência (IP=50%,  $k_o=0.65$ ;  $\kappa=0,15$ ;  $\varphi_e = 15^\circ$ ) – Adaptado (Schmertmann e Hall, 1961)

Observa-se que quanto maior é a mobilização prévia da parcela de atrito, maior é a resistência não drenada apresentada pelo corpo de prova. Em condições não drenadas as deformações antes da ruptura não têm magnitude suficiente para proporcionar a total mobilização da parcela de atrito da resistência. Quando esta é alcançada previamente, tanto a resistência proveniente da coesão quanto a resistência proveniente do ângulo de atrito são completamente mobilizadas no carregamento não drenado, resultando em valores maiores de  $S_u$ .

As análises levam à importante conclusão de que, de acordo com a condição inicial que se encontra o solo, o ângulo de atrito mobilizado na ruptura não drenada varia. Isto poderia explicar a grande variabilidade da inclinação da superfície de ruptura nas solicitações não drenadas. Segundo Green e Marcuson (2014), a

inclinação da superfície de ruptura é melhor explicada através da teoria da plasticidade, embora a teoria de Schmertmann e Hall (1961) tenha sido essencial em sua época para conferir maior credibilidade ao conceito  $\phi=0$ . A teoria da plasticidade foge ao escopo desta Dissertação e, por isso, não será abordada.

## **2.2 Efeito da velocidade e o comportamento viscoso das argilas**

Bjerrum (1973) atribuiu ao efeito da velocidade a diferença entre a resistência obtida no ensaio de palheta e a resistência mobilizada de campo. Segundo o autor, em 1931 Terzaghi havia feito uma publicação alertando sobre a existência e a importância da consideração do efeito da velocidade no cálculo de capacidade de carga de fundações. O autor faz menção ainda ao trabalho de Casagrande e Wilson (1951), que teria mostrado, através de ensaios, que amostras de argila indeformadas sofrem fluência quando submetidas à determinada carga permanente antes de se romperem sob esta mesma tensão. A tensão de ruptura observada quando se permite a ocorrência do efeito de fluência foi significativamente menor do que a resistência obtida através de ensaios convencionais.

Como o comportamento do solo argiloso é consequência de sua estrutura mineralógica, para explicar o efeito do tempo na resistência das argilas será necessário recorrer a tais conceitos. Conforme já discutido no presente trabalho, a dupla camada difusa formada ao redor das partículas de argila é decorrente do desbalanceamento elétrico dos argilominerais constituintes do grão. Os elétrons em excesso nas arestas das partículas de argila atraem as moléculas de água para si, sendo a força de atração inversamente proporcional à distância entre a molécula de H<sub>2</sub>O e o grão de argila elevada a uma determinada potência (dependente do tipo de ligação).

Na periferia das partículas de argila a força de atração é muito intensa e as moléculas de água se aglutinam de forma tão densa que a água nessa região é conhecida como “água rígida”, com viscosidade muito elevada. Quanto menor a força de atração entre a argila e as partículas de água, menos viscosa se torna a água, até que se atinge uma distância em que a viscosidade é igual à da água ambiente. É



justamente a viscosidade da água que confere ao solo argiloso comportamento viscoso.

Quando a argila é solicitada por esforços cisalhantes, a distorção não ocorre de imediato, pois a viscosidade confere certa resistência ao movimento. Por isso, as deformações são bem lentas e continuam a ocorrer sob tensão efetiva constante, movimento conhecido como creep ou fluência. A velocidade com que ocorre a deformação por fluência é proporcional à tensão à qual o solo é submetido e à espessura da dupla camada difusa (Bjerrum, 1973).

Bjerrum (1973) explica que a ruptura na argila, assim como na areia, ocorre quando o ponto de contato entre as partículas não consegue suportar a tensão efetiva à qual é submetido. Existe uma deformação máxima que pode ser experimentada pelos pontos de contato da argila antes que haja a ruptura, provavelmente porque esses pontos de contato ficam cada vez menores conforme o solo sofre deformações. Como as deformações por fluência ocorrem de forma bem lenta, pode demorar certo tempo para que se atinja a deformação máxima suportada pelos pontos de contato, gerando uma ruptura tardia do aterro lançado sobre solo mole. Este é o efeito do tempo na ruptura das argilas.

Sendo a velocidade da deformação por fluência proporcional à tensão aplicada ao solo, maiores tensões levam a amostra à ruptura em um menor intervalo de tempo. Isso porque a deformação apontada por Bjerrum (1973) necessária para romper os pontos de contato é alcançada com maior rapidez. Essa mesma deformação de ruptura poderia ter sido alcançada imprimindo-se menor carregamento na amostra, porém esperando o tempo necessário para que os movimentos por fluência ocorressem. Então, quanto maior é a velocidade em que se imprime o carregamento no solo, maior será a tensão necessária para que este seja levado à ruptura, porém menor o tempo necessário para que ela ocorra.

Taylor (1948) diz que todos os materiais viscosos e materiais plásticos apresentam resistência à deformação por cisalhamento que varia com a velocidade com que a deformação ocorre. O autor faz referência a um trabalho autoral não publicado, no qual são executados ensaios de compressão a diferentes velocidades de deformação, cujos resultados são apresentados na Figura 23. Os ensaios foram realizados na argila de Boston amolgada, com teor de umidade de 29%, valor baixo

comparado com valores encontrados nas argilas moles da costa brasileira, como a argila do Sarapuí, por exemplo.

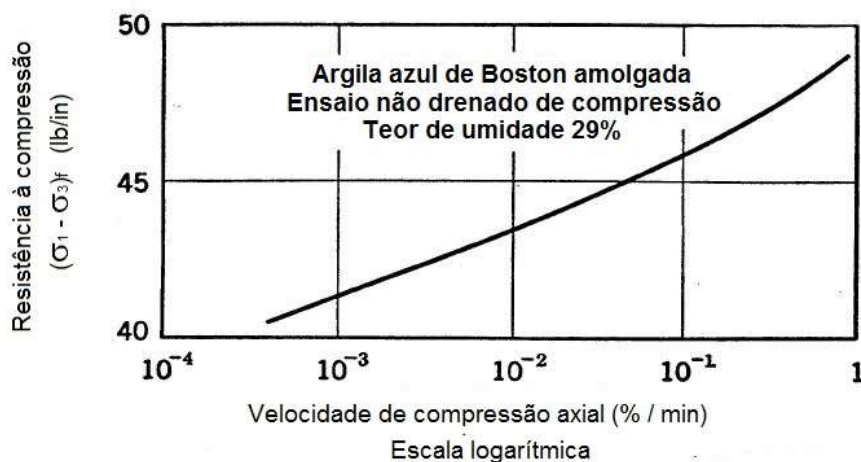


Figura 23 – Efeito de velocidade na resistência da argila – Adaptado (Taylor, 1948)

Taylor (1948) concluiu que as argilas possuem uma resistência plástica à distorção, a qual é tão maior quanto maior for a velocidade de deformação experimentada pela amostra (efeito de velocidade). Por esta razão, o autor aconselha que o projetista seja cuidadoso na hora da interpretação dos resultados dos ensaios não drenados em argila.

Hvorslev (1960, apud Aguiar, 2014) estudou os componentes físicos da resistência das argilas saturadas. O estudo foi realizado em argilas da Áustria e da Dinamarca, através de ensaios de cisalhamento direto. Apesar de a teoria de Hvorslev ter sido revisada por outros autores, seus princípios básicos continuam válidos. O autor define que a resistência ao cisalhamento nos solos argilosos é definida pela equação 4:

$$s_f = \sigma'_f \cdot \tan \phi'_e + \kappa \sigma'_e \quad (4)$$

Onde:

$\sigma'_f$  = tensão normal efetiva no plano de ruptura

$\phi'_e$  = ângulo de atrito efetivo

$\kappa$  = parâmetro função da duração do ensaio (vel. de deformação) da temperatura, da composição mineralógica e arranjo estrutural

$\sigma'_e$  = tensão efetiva de adensamento equivalente que, segundo Aguiar (2015), pode ser definida como a tensão de adensamento que a argila normalmente adensada tem que ser submetida para atingir o índice de vazios na ruptura.

A primeira parcela da expressão 4 corresponde à resistência devido ao atrito efetivo interno, enquanto a segunda parcela é a resistência coesiva do solo, denominada pelo autor coesão efetiva ( $c_e = \kappa \sigma'_e$ ). Segundo Hvorslev (1960, apud Aguiar, 2014), a coesão efetiva ainda pode ser dividida em dois fatores conforme mostra a expressão 5:

$$c_e = c_0 + c_\eta \quad (5)$$

Onde:

$c_0$  = parcela da coesão última, ou seja, para onde tende o valor da coesão quando o ensaio é realizado a pequenas taxas de deformação. Seu valor depende principalmente do índice de vazios da argila, composição mineralógica e arranjo estrutural;

$c_\eta$  = parcela de coesão que depende da velocidade com que o ensaio é executado, ou seja, a parcela de resistência viscosa apresentada pelo solo argiloso.

### 2.2.1 Contribuição de Martins (1992) no estudo da resistência viscosa das argilas

Em grande contribuição para o estudo do comportamento de argilas saturadas, Martins (1992) classifica a coesão como resistência puramente viscosa, exceto na existência de agentes cimentantes na composição do solo. Grande parte do trabalho de Martins (1992) foi inspirada nas obras de Taylor e Merchant (1940), Taylor (1942) e Taylor (1948), as quais foram de certa forma abstraídas na época em que foram produzidas. Taylor (1942) apresentou uma teoria do adensamento que contrariou um dos enunciados da teoria clássica de Terzaghi, que dizia que o índice de vazios do solo era proporcional à tensão efetiva atuante no mesmo. Taylor (1942) acrescentou em sua teoria do adensamento, intitulada Teoria B, a hipótese de que existe uma parcela de resistência à compressão dos solos devida à velocidade de deformação.

A fim de explicar a relação entre a resistência coesiva da argila e a velocidade de deformação, Martins (1992) discute a relação entre resistência viscosa e velocidade num fluxo uniforme provada por Isaac Newton. Newton mostrou que a tensão tangencial entre duas camadas vizinhas de um fluido deveria ser proporcional à relação  $dv/dy$  (Figura 24) com a qual a velocidade variava transversalmente em um fluxo laminar. Dá-se o nome de viscosidade dinâmica à resistência tangencial apresentada pelos fluidos. O valor da resistência tangencial é denotado pela Equação 6:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad (6)$$

Onde:

$\tau$  = resistência tangencial

$\mu$  = coeficiente de viscosidade dinâmica

$dv/dy$  = variação transversal da velocidade do fluxo

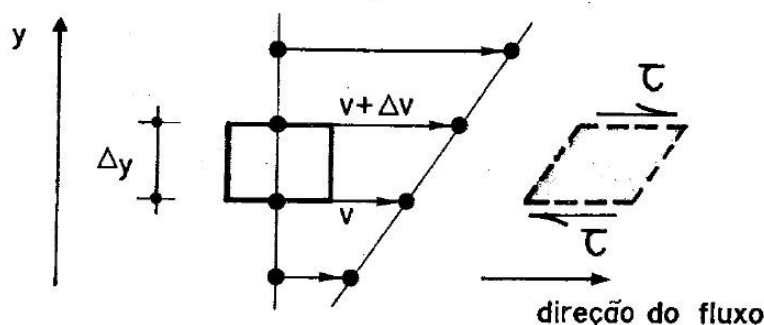


Figura 24 – Resistência tangencial ao escoamento de um fluido viscoso (Newton, apud Martins, 1992)

Ao aplicar a teoria de Newton à Mecânica dos Solos, Martins (1992) converteu a taxa de variação da velocidade  $dv/dy$  em taxa de deformação cisalhante ( $d\varepsilon_s/dt$ ), sem apresentar, contudo, como ocorre essa transformação. Notadamente, a unidade de  $dv/dy$  e  $d\varepsilon_s/dt$  é a mesma (1/s). A fim de compreender tal conversão, o autor do presente trabalho sugere a seguinte explicação.

A parte superior da Figura 25 mostra três corpos de prova idênticos durante um ensaio hipotético onde se aplica apenas tensão cisalhante nos mesmos. Já a parte inferior mostra a imagem ampliada do que ocorre nas ligações viscosas quando o solo é submetido à distorção, onde os círculos coloridos representam as moléculas de

água que serão estudadas. Apenas para efeito ilustrativo, foi considerada uma ligação aresta-aresta dos grãos de argila, onde o contato é feito totalmente pela dupla camada difusa que circunda o grão argiloso.

No primeiro corpo de prova a velocidade de deformação cisalhante  $d\varepsilon_s/dt$  é igual a zero, enquanto o segundo corpo de prova é ensaiado com velocidade de deformação igual a  $x\%$  por segundo, e o terceiro corpo de prova com velocidade de deformação igual a  $2x\%$  por segundo. Observa-se na Figura 25 que cada molécula de água se desloca de forma diferente na horizontal, sendo a molécula verde a que mais se desloca e a molécula preta a que menos se desloca. Isto faz com que haja necessariamente um gradiente de velocidade no eixo vertical. Este gradiente  $dv/dy$  é tão maior quanto maior for a velocidade de deformação cisalhante  $d\varepsilon_s/dt$ , como pode ser visto ao se comparar B-2 com C-2 na Figura 25, conferindo uma proporcionalidade entre um e outro.

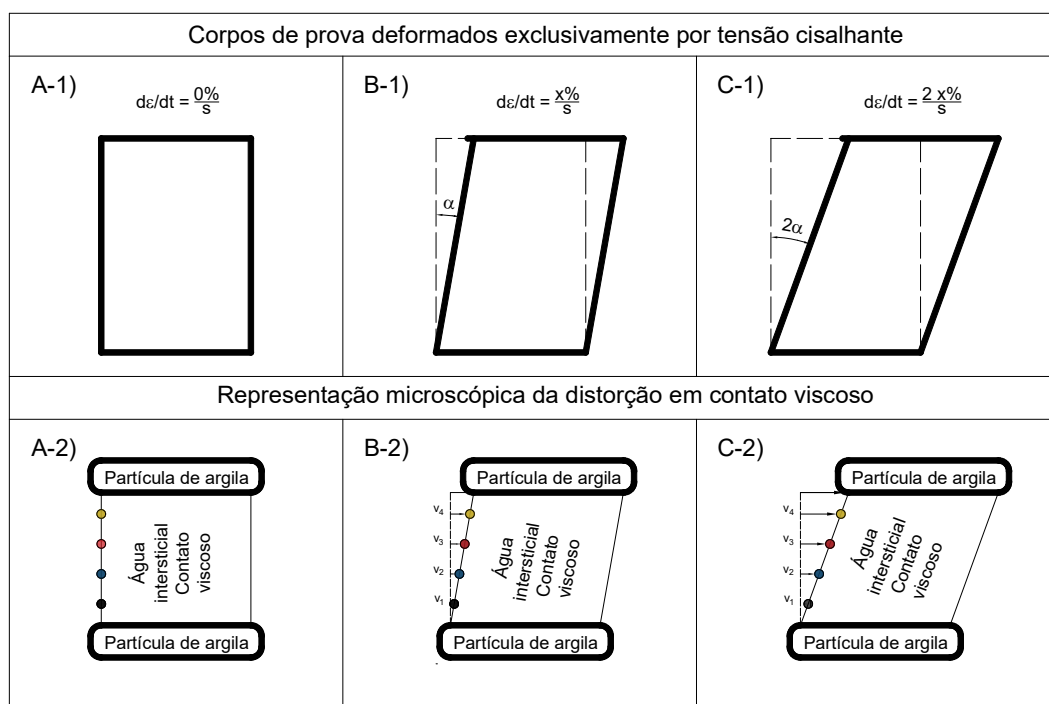


Figura 25 – Ensaio de cisalhamento puro em corpos de prova idênticos em diferentes velocidades de deformação

Ao incorporar os efeitos viscosos nas equações de resistência do solo, Martins (1992) sugeriu a representação do círculo de Mohr através de duas elipses, sendo uma delas referente às forças de origem viscosa e outra à força de atrito. Em

homenagem ao autor norte-americano, Martins (1992) batizou a elipse viscosa de Elipse de Taylor.

### 2.2.2 O fator de correção de Bjerrum (1972)

Bjerrum (1972) realizou a retroanálise de 14 casos de ruptura de aterro assente em fundação de argila mole bem documentados. A retroanálise foi feita em tensões totais, com a resistência obtida através de ensaios de palheta. Em 12 dos 14 casos analisados, o autor encontrou valores de fator de segurança superiores a 1, sendo tão maiores quanto maior fosse o índice de plasticidade do solo, como mostra a Figura 26. A partir destes resultados, o autor sugeriu a utilização de fatores de correção para alinhar a resistência obtida em ensaios de palheta com a resistência ao cisalhamento que realmente é desenvolvida no campo durante a ruptura (Figura 26).

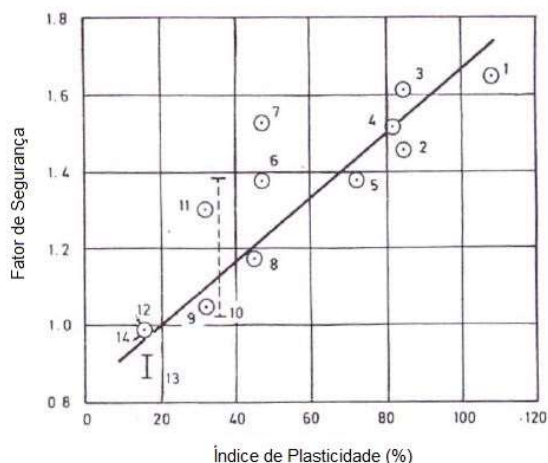


Figura 26 – Fator de segurança vs. Índice de plasticidade obtido através de retroanálise por tensões totais com  $s_u$  oriundo de ensaios de palheta (Bjerrum, 1972)



Figura 27 – Fator de Correção da resistência não drenada determinada no ensaio de palheta (Bjerrum, 1972)

O autor descreveu a discrepância entre o valor de resistência medida no ensaio de palheta e a resistência obtida na retroanálise de casos de ruptura reais como sendo fruto de três fatores, que são enumerados abaixo em ordem de importância.

1. A resistência ao cisalhamento depende da velocidade de carregamento;
2. A resistência ao cisalhamento é uma grandeza anisotrópica;
3. A resistência ao cisalhamento pode ser reduzida devido à ruptura progressiva.

Na época da publicação dos fatores de correção, a influência do fator velocidade na resistência das argilas já era conhecido e consagrado na comunidade

geotécnica. O próprio autor menciona que o fator de correção proposto por ele consistia apenas em uma conexão entre teoria já existente e a prática.

Para justificar a relação entre o fator de correção da resistência ao cisalhamento com o índice de plasticidade da argila, Bjerrum (1972) faz referência à abundância de evidências que demonstram que o efeito da velocidade está associado à parcela coesiva da resistência ao cisalhamento. Apesar de o real motivo da relação residir no fato de que as argilas mais plásticas exibem comportamento viscoso mais pronunciado, a relação proposta por Bjerrum (1972) mantém-se válida.

A correção do valor de  $s_u$  devido à anisotropia da resistência do solo deve ser levada em conta porque em cada posição da superfície de ruptura a argila é solicitada de maneira distinta. Como ilustra a Figura 28, na parte descendente da superfície de ruptura circular, a solicitação se aproxima de um ensaio de compressão, enquanto que na parte inferior e na parte ascendente, a solicitação se aproxima do ensaio de cisalhamento simples e do ensaio de extensão, respectivamente. Como os métodos de análise convencionais utilizam apenas os parâmetros de resistência em uma das direções, deve ser utilizado um valor médio de resistência entre os três ensaios para se obter corretamente o fator de segurança de campo.

Deste modo, para se utilizar diretamente o valor da resistência não drenada fornecido pelo ensaio de palheta, este valor deveria representar a resistência média desenvolvida na superfície de ruptura ( $\bar{\tau}_f$ ). Segundo Bjerrum (1972) as argilas altamente plásticas são menos anisotrópicas, fazendo com que a utilização de  $s_u$  obtido pela palheta seja uma aproximação razoável de  $\bar{\tau}_f$ . Porém mesmo para estes casos seria desejável a correção da anisotropia. A Tabela 6 mostra os diferentes valores de resistência obtidos através de ensaios de compressão, cisalhamento simples e extensão para diversos materiais.

É importante deixar claro que  $\bar{\tau}_f$  não é igual a média aritmética entre os resultados de ensaios de compressão, cisalhamento e extensão, mas a média ponderada destes valores que depende do formato da superfície de ruptura. No caso de uma superfície de ruptura rasa, por exemplo, a resistência obtida no ensaio de cisalhamento simples comandaria o valor da resistência média atuante.



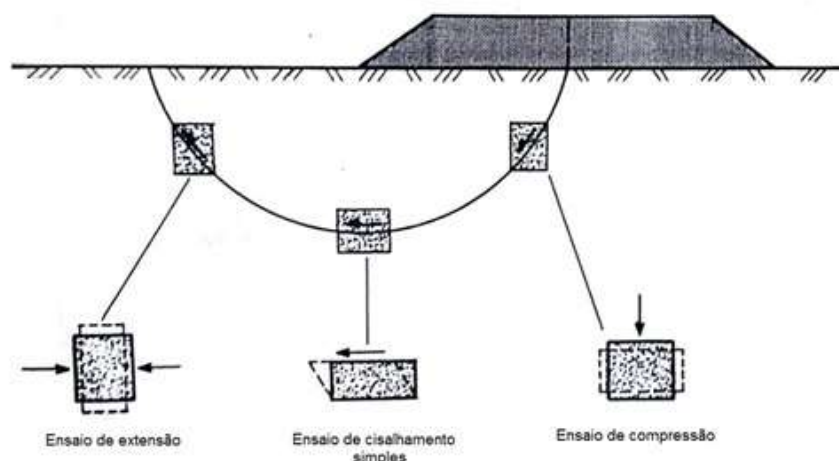


Figura 28 – Influência da anisotropia no valor de  $s_u$  de cálculo – Adaptado (Bjerrum, 1972)

Tabela 6 – Resistência não drenada em ensaios diversos, Adaptado (Bjerrum, 1972)

Tipo de Solo	Propriedades (%)				Ensaio Triaxiais		Cisalh. simples	Média aritmética	Ensaio de Palheta ( $s_u/p_0$ )	
	w	LL	LP	IP	Comp.*	Ext.*	$\tau_h/p_0$	$\tau_h/p_0$	Medido	Corrigido
Argila de Bangkok	140	150	65	85	0,70	0,40	0,41	0,50	0,59	0,47
Argila de Matagami	90	85	38	47	0,61	0,45	0,39	0,48	0,46	0,40
Argila plastica de Drammen	52	61	32	29	0,40	0,15	0,30	0,28	0,36	0,30
Argila de Vaterland	35	42	26	16	0,32	0,09	0,26	0,22	0,22	0,20
Argila de Studenter-lunden	31	43	25	18	0,31	0,10	0,19	0,20	0,18	0,16
Argila dura de Drammen	30	33	22	11	0,34	0,09	0,22	0,22	0,24	0,21

\*Compressão e extensão.

De certa forma pode-se dizer que o fator de correção de Bjerrum fornece valores específicos de correção da resistência para os casos analisados pelo autor. Mesmo no trabalho que deu origem ao fator de correção pode-se notar relevante dispersão nos dados. Aterros com o mesmo índice de plasticidade, que no caso receberiam o mesmo fator de correção, apresentam fatores de segurança (FS) bem diferentes. Este é o caso dos aterros 6, 7 e 8 que apresentam FS variando entre 1,20 e 1,55, e dos aterros 10 e 11 com FS de 1,05 e 1,30 respectivamente (Figura 26).

De todas as retroanálises compiladas por Bjerrum (1972), a maior discrepância entre o fator de segurança calculado e o fator de segurança esperado foi verificada no aterro construído em Matagami, ao sul da “James Bay”, localizada na região central do Canadá. Utilizando a resistência de pico dos ensaios de palheta, obteve-se fator de segurança igual a 1,55.

A diferença reportada entre a argila de Matagami e as demais argilas estudadas pelo autor é que o solo de Matagami era constituído por argila sensível, sujeita à queda de resistência pós pico. Embora o acréscimo de resistência viscosa devido à velocidade do ensaio de palheta também tenha influência, é a ruptura progressiva a causa principal da superestimativa do FS nos solos sensíveis. A ruptura progressiva será estudada com detalhes no Capítulo 3.

Infelizmente o artigo de Bjerrum (1972) não contém dados de sensibilidade dos casos de estudo utilizados na criação do fator de correção, nem puderam ser acessadas as bibliografias originais. O impacto da ruptura progressiva no fator de segurança varia com a sensibilidade do solo de fundação. Nos casos onde as argilas tenham sensibilidade média inferior à sensibilidade dos solos estudados por Bjerrum, a utilização do fator de correção resultaria em obras superdimensionadas. No sentido inverso, quando a sensibilidade da argila for maior que a sensibilidade média das argilas estudadas por Bjerrum, o fator de correção levaria a resultados contrários à segurança. Logo, considerar a queda de resistência pós-pico específica de cada caso mostra-se imprescindível para se obter resultados confiáveis.

### **3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM SOLOS FRÁGEIS CONSIDERANDO A RUPTURA PROGRESSIVA E A PERDA DE RESISTÊNCIA PÓS-PICO**

A ruptura progressiva é um fenômeno que pode ser relevante na ruptura de taludes, dependendo da natureza das respectivas curvas tensão vs. deformação. Para um determinado nível de carregamento, algumas regiões do solo atingem o estado de tensão de ruptura e se plastificam, enquanto em outros pontos a tensão não é suficiente para que ocorra a plastificação. A partir do momento em que um elemento de solo sofre plastificação, é esgotada sua capacidade de carga e todo futuro acréscimo de tensão neste elemento é transferido para o elemento vizinho não plastificado. A ruptura do solo ocorre quando existe a união de vários elementos que alcançaram a condição de plastificação formando uma superfície de deslizamento.

A consideração da ruptura progressiva é importante nos solos de ruptura frágil, onde ocorre queda na resistência de pico do elemento a partir de sua plastificação até atingir uma resistência residual. Neste caso, quando um elemento do solo sofre plastificação e perde parte de sua resistência, cabe ao elemento adjacente suportar a tensão que excede o valor residual da resistência do solo. Esta transferência de carga pode ser suficiente para levar o elemento vizinho à ruptura e gerar um efeito em cadeia até se formar a superfície de ruptura. A ruptura progressiva afeta sensivelmente o cálculo do fator de segurança nos solos ditos frágeis, sendo a influência tão maior quando se aumenta a diferença entre resistência de pico e resistência residual do solo (sensibilidade).

A Figura 29 ilustra um talude de areia muito compacta, onde são analisados os pontos 1 e 2 de uma superfície de ruptura potencial. Pode ser observado que o ponto 1 encontra-se bem próximo de sua resistência de pico, perto de se plastificar, enquanto o ponto 2 está distante da plastificação. Supondo que a altura do talude aumentasse até o ponto 1 atingir a resistência de pico, este ponto se plastificaria, fazendo com que acréscimos de deformação fossem acompanhados por perda de resistência do solo nesta região, fenômeno conhecido como amolecimento do solo. O amolecimento de vários elementos do solo vai gradualmente reduzindo a resistência média disponível na superfície de ruptura potencial, até que chegar ao ponto em que a força resistente é menor que a força instabilizante e ocorre o deslizamento.

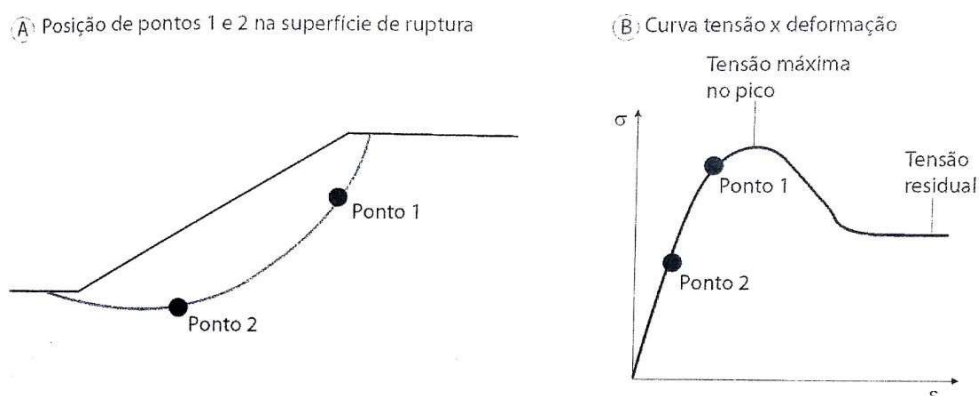


Figura 29 – Análise do estado tensão deformação em solos com embricamento (Gerscovich, 2012)

Embora Gerscovich (2012) desenvolva a ideia de ruptura progressiva para taludes de solos arenosos com embricamento, a mesma analogia pode ser utilizada para as argilas sensíveis, pois o fator relevante para a consideração da ruptura progressiva nos cálculos é a queda de resistência pós-pico, presente em ambos os tipos de solo mencionados. Como nas análises convencionais por equilíbrio limite não é possível considerar a deformação do solo, três são as opções para escolha do parâmetro de cálculo neste tipo de análise: utilizar a envoltória de tensões de pico, a envoltória de tensões residuais, ou uma envoltória de tensões intermediária a estas duas (Figura 30).

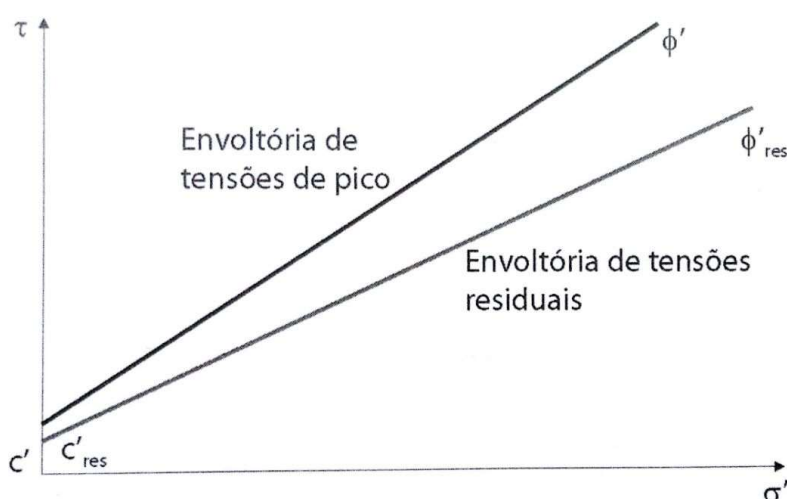


Figura 30 – Envoltórias de ruptura de pico e residual (Gerscovich, 2012)

A utilização da envoltória de tensões de pico é uma alternativa que vai contra a segurança da obra nos solos com ruptura frágil. Como em argilas muito sensíveis a deformação necessária para alcançar a resistência de pico é muito baixa, a utilização dos parâmetros de resistência de pico depende da garantia de que as deformações

da obra serão ainda menores que aquelas. Assegurar esta condição para obras de aterro sobre solo mole é irreal, pois deformações de campo relativamente grandes são inerentes a este tipo de solo.

Por outro lado, utilizar a envoltória de parâmetros residuais leva a um dimensionamento antieconômico por razões óbvias. Para a altura crítica calculada através dos parâmetros de resistência residuais, diversos pontos da superfície de deslizamento não teriam na realidade atingido a ruptura local (ou plastificação), preservando sua resistência de pico, o que elevaria o fator de segurança bem acima da unidade. Quanto maior for a diferença entre as resistências residual e de pico, mais sobredimensionado é o projeto ao se considerar o parâmetro residual na análise de equilíbrio limite.

Se a utilização do parâmetro de pico traz fatores de segurança acima do real, e a utilização do parâmetro residual resulta em fatores de segurança abaixo dos de campo, existe um parâmetro de resistência intermediário aos dois que fornece o fator de segurança correto. Empregar um parâmetro intermediário é uma alternativa para o cálculo do fator de segurança sem utilizar métodos mais complexos que consideram a queda de resistência do solo a partir de sua plastificação local. Todavia, surge o empecilho de como mensurar o valor desse parâmetro intermediário, sendo que o mesmo dependeria de vários fatores como módulo de elasticidade, sensibilidade e estado de tensões do solo, bem como da própria geometria do aterro construído.

### **3.1 Críticas sobre a consideração do amolecimento**

Nas décadas de 70 e 80, trabalhos como os de Deman (1975), Hettler (1981), Vardoulakis (1981, 1983), Read e Hegemier (1984) e Hettler e Vardoulakis (1984) apontavam que o amolecimento verificado em ensaios de compressão triaxial em solos arenosos com embricamento na verdade não é uma propriedade do material. Segundo Read e Hegemier (1984), o amolecimento é na realidade fruto da deformação não homogênea desenvolvida durante o carregamento, que pode ser vista inclusive em escala macroscópica. Pode-se citar como exemplo de deformação heterogênea o abaulamento, o embarrilamento e a existência das chamadas “shear bands”, que são zonas onde se concentram as deformações plásticas (Figura 31).

Ainda segundo os autores, a deformação não homogênea ocorre devido ao mau controle das condições de contorno do ensaio e que, tomando as devidas precauções, é possível obter deformações uniformes nos corpos de prova. Deman (1975, apud Read e Hegemier, 1984) investigou a deformação de corpos de prova através de pequenas esferas sensíveis ao raio-X, posicionadas no interior dos mesmos. Alguns ensaios foram executados com a correta lubrificação dos pratos posicionados no topo e na base do corpo de prova, enquanto outros ensaios foram realizados sem a lubrificação. A Figura 32 mostra os resultados do experimento mencionado.

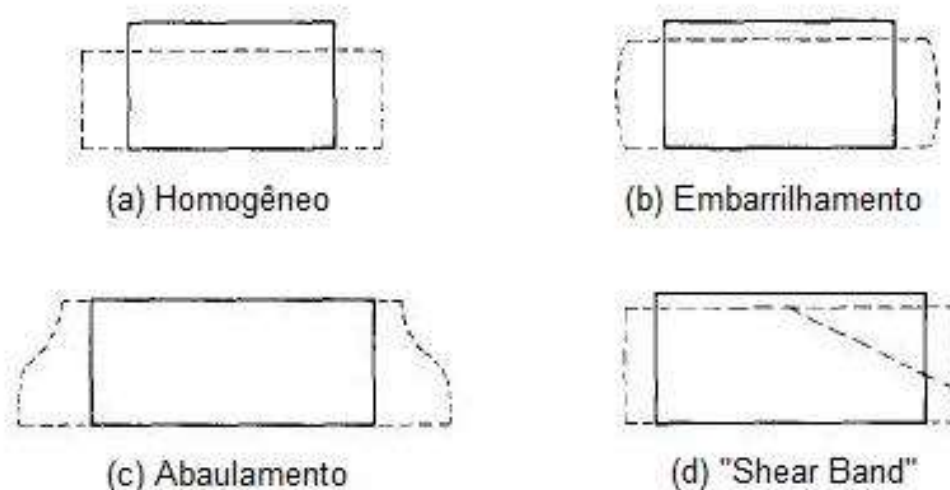


Figura 31 Tipos de deformação não homogênea verificados em ensaios triaxiais - Adaptado (Hettler e Vardoulakis, 1984, apud Read e Hegemier, 1984)

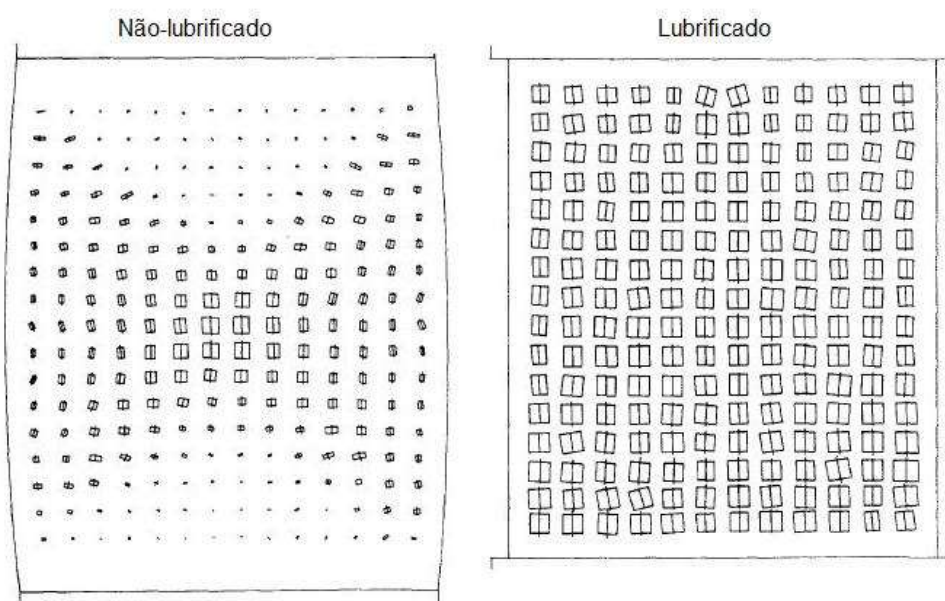


Figura 32 – Imagens de raio-X obtida para corpos de prova lubrificadas e não lubrificadas – Adaptado (Deman, 1975, apud Read e Hegemier, 1984)

As esferas inseridas no corpo de prova do ensaio lubrificado apresentam deformação quase que homogênea em toda a área estudada. Já no corpo de prova do ensaio sem lubrificação, observa-se maior deformação na região central, enquanto nas proximidades da base e do topo do corpo de prova a deformação é quase nula, formando um núcleo rígido (Read e Hegemier, 1984). O comportamento da curva tensão deformação dos dois experimentos é completamente diferente, sendo o amolecimento bem mais pronunciado quando não há lubrificação dos pratos do ensaio.

Hettler e Vardoulakis (1984, apud Read e Hegemier, 1984) realizaram ensaios na mesma areia de Deman (1975), variando a porosidade dos corpos de prova. Os autores utilizaram um aparelho triaxial desenvolvido especialmente para promover deformações homogêneas, o qual dispunha de dispositivo para eliminar o atrito entre o corpo de prova e os pratos, além de ensaiar corpos de prova com razão entre altura e diâmetro igual a 0,36. Razões L/D baixas diminuem a probabilidade de ocorrer embarrilhamento e abaulamento do corpo de prova. O resultado foi que independentemente da porosidade da amostra ensaiada, os ensaios demonstraram pouco ou nenhum amolecimento do solo, como mostra a Figura 33.

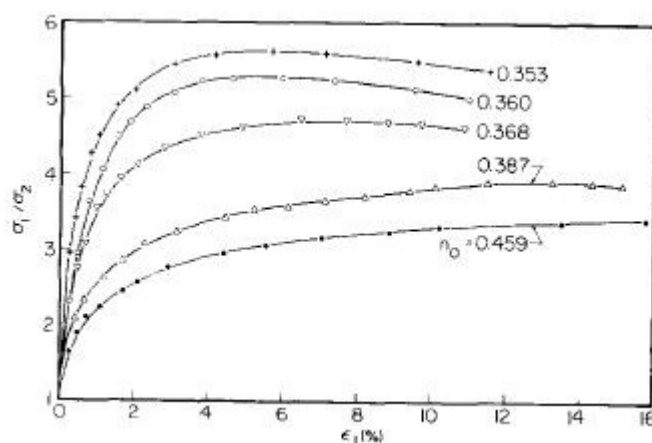


Figura 33 – Comportamento tensão vs deformação em ensaios de amostras com baixa razão L/D e diferentes valores de compacidade (Hettler; Vardoulakis, 1984, apud Read e Hegemier, 1984)

No entanto, Read e Hegemier (1984) concluem que para deformações acima de 14% dá-se início à formação das “shear bands” ou bandas de cisalhamento. De acordo com os autores, este é um processo impossível de ser evitado em ensaios triaxiais, ainda que o corpo de prova seja homogêneo e todas as precauções sejam tomadas na execução do ensaio. Em outras palavras, os autores confirmaram a existência do amolecimento em corpos de prova de argilas sensíveis e areias com embricamento a partir de determinada deformação plástica.

### 3.2 Métodos de análise de estabilidade com a consideração da queda de ruptura pós-pico

A influência da ruptura progressiva na estabilidade de taludes é reconhecida há muito tempo pela comunidade geotécnica. Bishop (1971) relata que o problema já foi discutido por Taylor (1948), Terzaghi e Peck (1948), Haefeli (1951), Turnbull e Hvorslev (1967), Peck (1967), Rowe (1969) e por ele mesmo Bishop (1967). Zhang, Cao e Bao (2012) reconhecem que os pesquisadores do Imperial College, Skempton e Bishop, foram os responsáveis pelos primeiros métodos utilizados para tratar a ruptura progressiva em solos frágeis, tendo Skempton (1964) apresentado o conceito de fator residual.

A totalidade dos trabalhos citados acima busca meios conceituais para tratar o problema complexo que é a ruptura progressiva com amolecimento. Bjerrum (1967),



por exemplo, discute sobre a diferença entre o fator de segurança obtido utilizando os parâmetros e pico e o fator de segurança utilizando os parâmetros residuais, em busca de encontrar um modo para definir de qual dos dois fatores se aproxima mais o fator de segurança real (considerando o amolecimento).

Atualmente a ruptura progressiva de solos frágeis é uma importante linha de estudo em grandes escolas de Geotecnia no mundo, com destaque para o Canadá, Noruega e Suécia. Na sequência do presente trabalho será apresentada a evolução dos métodos utilizados para o cálculo do fator de segurança em solos de ruptura frágil.

### 3.2.1 Trabalho de Lo e Lee (1973)

Lo e Lee (1973) publicaram um dos trabalhos percursores da análise de estabilidade considerando a ruptura progressiva com amolecimento do solo. Embora já existisse ciência de que a estabilidade de solos frágeis necessitava de um estudo diferenciado dos demais solos, este era um problema de difícil solução analítica. O advento dos softwares de elementos finitos foi o que possibilitou um tratamento mais adequado e completo ao problema da ruptura progressiva.

O trabalho de Lo e Lee (1973) não teve muita repercussão em sua época, não sendo nem mesmo citado no “State of Art” de obras em solos moles publicada pelo NGI (Norwegian Geotechnical Institute) de 1974. Além disso, outras obras abordando a ruptura progressiva através de elementos finitos só vieram a ser publicadas no início da década de 80. Pode ser que a publicação de Bjerrum (1972) tenha, de certa forma, ofuscado o brilhante trabalho de Lo e Lee (1973) no período em que foi publicado, pois o fator de correção proposto por Bjerrum, além de ter abordagem muito mais simples, proporcionava bons resultados na prática.

Lo e Lee (1973) utilizaram um comportamento tensão deformação simplificado para representar o solo, constituído por três retas (Figura 34). Inicialmente, o método dos elementos finitos foi aplicado para se obter o estado de tensão deformação do solo sem considerar qualquer plastificação, utilizando o módulo de elasticidade  $E_1$ . A partir do resultado obtido, os elementos da malha eram categorizados de acordo com a tensão cisalhante atuante nos mesmos em: elementos nos quais a tensão cisalhante

ultrapassa a resistência de pico do solo, e elementos nos quais a tensão cisalhante é menor que a tensão de pico.

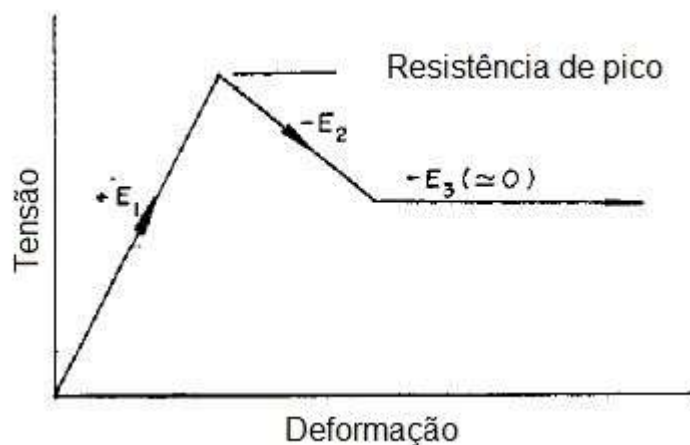


Figura 34 – Aproximação linear do diagrama tensão vs. deformação para solos com amolecimento –  
Adaptado (Lo e Lee, 1973)

Nos elementos com tensão cisalhante ultrapassando a tensão de pico, a tensão em excesso era subtraída do elemento para, posteriormente, ser aplicada novamente no modelo. O elemento do qual o excesso de tensão foi subtraído passa agora a ter em sua constituição o módulo de elasticidade  $E_2$  ao invés de  $E_1$ . Ao reaplicar a tensão no modelo, parte da tensão será absorvida pelos elementos vizinhos, e outra parte pelo elemento já plastificado, dando início a outro ciclo da rotina mencionada anteriormente. O processo iterativo termina no momento em que a tensão absorvida pelo elemento plastificado é tão pequena a ponto de poder ser negligenciada, tendo a vizinhança absorvido toda a tensão que ultrapassou o limite de resistência do elemento rompido.

Durante o amolecimento do solo, o módulo de elasticidade do elemento deveria ser negativo, igual a  $-E_2$  (Figura 34). Porém isto resultaria em deformações negativas durante os processos de iteração. Em contrapartida, utilizar o módulo de  $E_2$  a partir da plastificação do elemento não produz o efeito desejado de perda de resistência após sua plastificação. Para alinhar o modelo constitutivo com a realidade, Lo e Lee (1973) propuseram uma solução bastante simples. Utiliza-se sempre o módulo de  $E_2$ , para obter tensões e deformações positivas, porém o acréscimo de tensão que ocorre no elemento durante as iterações é subtraído duas vezes, sendo a primeira vez para voltar ao estado de tensões anterior, e a segunda para simular o amolecimento.

Como exemplo, toma-se um elemento de solo que foi inicialmente carregado além de sua tensão de pico, até o ponto  $P_1'$ . Na primeira iteração, subtrai-se a tensão e deformação em excesso, levando a curva tensão-deformação para o ponto  $P_1$ . Ainda na primeira iteração, o excesso de tensão é reaplicado ao modelo, agora com módulo de elasticidade  $E_2$ , levando a curva tensão-deformação do elemento para o ponto  $P_2'$ . Ao subtrair o acréscimo de tensão gerado nesta iteração uma vez, volta-se ao mesmo nível de tensão do ponto  $P_1$ . Subtraindo novamente este mesmo valor, chega-se ao ponto  $P_2$  pertencente à curva tensão-deformação com amolecimento idealizada para o solo em estudo. Todo o procedimento é realizado no número de iterações necessárias para tornar o erro da análise negligenciável.

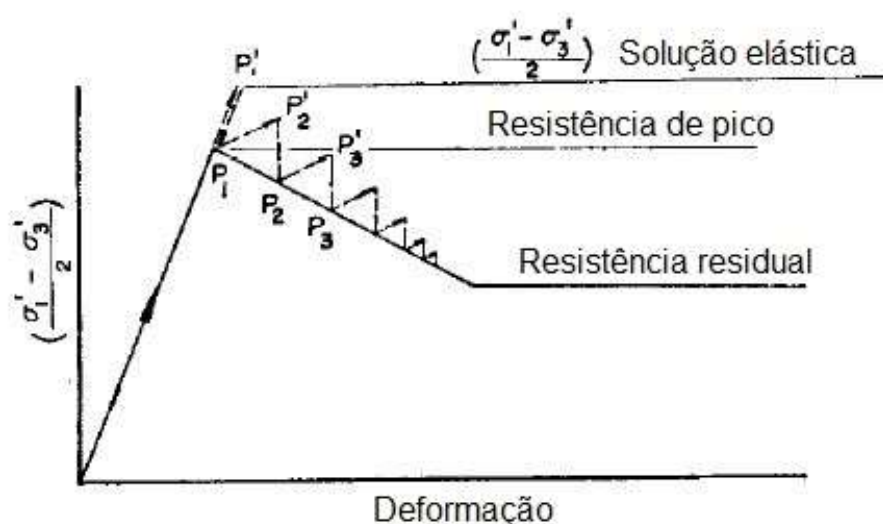


Figura 35 – Estágios da análise de estabilidade considerando o comportamento tensão deformação do solo – Adaptado (Lo e Lee, 1973)

Embora de simples entendimento, o método de correção de Lo e Lee (1973) exigia esforço computacional muito grande até a convergência do modelo, quando considerando a tecnologia disponível na época. Nos casos em que o fator de segurança do modelo se aproxima de 1, grande quantidade de elementos da malha alcança o estado de tensões pós-pico, sendo o processo descrito nos parágrafos anteriores realizado para cada um destes elementos plastificados. Para tornar a análise menos dispendiosa, o autor propôs um modelo mais simples para simular o amolecimento do solo. No novo modelo a queda de tensão pós-pico é abrupta, considerando que o solo sai diretamente da condição de pico para a condição residual, como mostra a Figura 8.



Figura 36 – Diagrama tensão vs. deformação com amolecimento simplificado adotado – Adaptado (Lo e Lee, 1973)

Os softwares modernos utilizam a técnica de redução dos parâmetros de resistência para definir, automaticamente, o fator de segurança do problema. Como sugere o nome, esta técnica reduz os parâmetros de resistência do solo por um fator de redução, até que a ruptura é deflagrada. O fator de segurança obtido é igual ao fator de redução necessário para a falha do talude.

A técnica de redução dos parâmetros de resistência (“ $\phi/c$  reduction”) ainda não havia sido desenvolvida até a data da publicação de Lo e Lee (1973). O software de elementos finitos apenas fazia a redistribuição das tensões devido ao efeito da ruptura progressiva com amolecimento do solo. Para encontrar o fator de segurança o autor combinou a análise em elementos finitos com análise feita por equilíbrio limite. Na saída da análise por elementos finitos criou-se o parâmetro  $\lambda$  que variava entre 0 e 1 que representava o percentual da resistência do elemento que estava sendo solicitada (Figura 37).

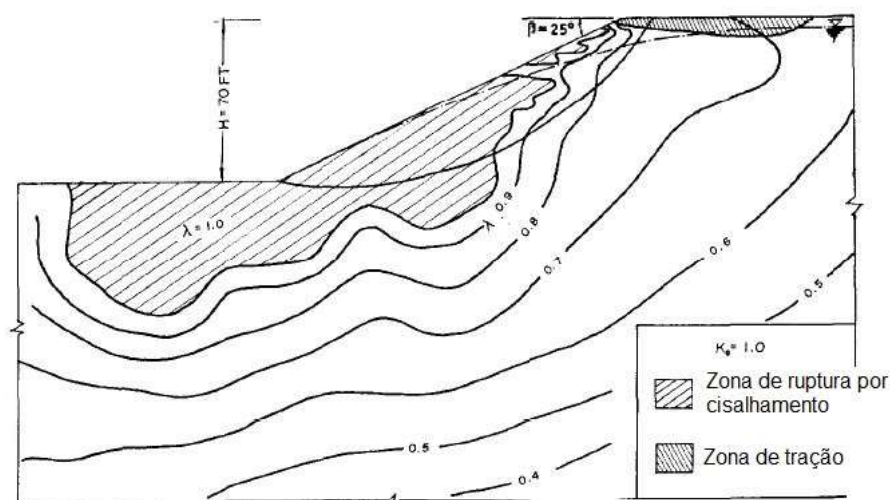


Figura 37 – Curvas de  $I$  simbolizando o estado de deformação do elemento de solo – Adaptado (Lo e Lee, 1973)

O número 1 significa que o elemento de solo havia se plastificado e contribui para o equilíbrio do talude com sua resistência residual. Na análise por equilíbrio limite, ao sobrepor a superfície de ruptura crítica com a saída da análise por elementos finitos, era possível definir o comprimento  $D$  da superfície de ruptura em que o solo estava plastificado. A partir do valor de  $D$  e da extensão total  $L$  da superfície de ruptura, definia-se o que Skempton (1964) intitulou fator residual  $R = D/L$ , que representa o percentual da superfície de ruptura que é composta por elementos plastificados. O parâmetro de resistência médio utilizado na análise por equilíbrio limite para determinar o fator de segurança do problema é dado pela expressão 7 a seguir:

$$\tau_{eq} = R \tau_r + (1 - R) \tau_p \quad (7)$$

Onde:

$\tau_{eq}$  = parâmetro de resistência equivalente

$\tau_r$  = parâmetro de resistência residual

$\tau_p$  = parâmetro de resistência de pico

$R$  = fator residual de Skempton (1964);

Contudo, utilizar a superfície de ruptura obtida por análise de equilíbrio limite está longe de ser a situação ideal, pois ao considerar a ruptura progressiva com o amolecimento do solo, a configuração da superfície de ruptura pode ser alterada.

### 3.2.2 Trabalho de Bernander et al (2012)

Na Suécia os estudos sobre a ruptura progressiva em solos com amolecimento iniciaram-se com uma grande ruptura de um talude natural localizado Gothenburg, ocorrida em 1977. Vários outros deslizamentos da mesma natureza ocorriam na região, e a reprodução dessas rupturas através do método de equilíbrio limite não produzia resultados satisfatórios.

O professor Stig Bernander, da Chalmers University of Technology, se dedica à pesquisa da ruptura progressiva na Suécia desde a década de 70, sendo um dos principais nomes da área no país e internacionalmente. O grupo de pesquisas de Bernander elaborou um método de análise que utiliza a técnica de diferenças finitas, que vem apresentando ótimos resultados na previsão da ocorrência de deslizamentos em argilas sensíveis.

O mais surpreendente sobre o método desenvolvido pelos suecos está em sua simplicidade: todo o cálculo de estabilidade é realizado através de planilhas de Excel. Embora o modelo tenha sido concebido ao longo de 4 décadas de pesquisa e ainda esteja em processo de desenvolvimento, no presente trabalho será feita referência a Bernander (2011), obra publicada pelo autor que compila as informações relevantes e atualizadas sobre o assunto.

Em taludes naturais, a instabilidade pode ser desencadeada pelo incremento de tensões na zona ativa da superfície de ruptura, ou pela redução das tensões na zona passiva da mesma. Exemplos para estes dois casos são a construção de um aterro no topo do talude (incremento na zona ativa - Figura 10) e a escavação do terreno próximo a seu “pé”. A partir desta premissa, Bernander (2011) classificou a ruptura progressiva em três categorias: ruptura progressiva “uphill”, ruptura progressiva “downhill” e ruptura progressiva lateral.

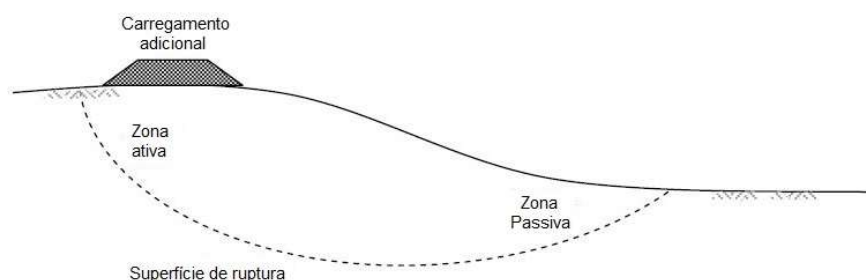


Figura 38 – Zona ativa e passiva, mecanismos causadores de instabilidade – Adaptado (Rehnstrom, 2013)

Na ruptura progressiva “uphill” a falha é desencadeada por uma perturbação no pé do talude, e o solo se plastifica de baixo para cima até que toda a superfície de deslizamento seja formada. Por outro lado, a ruptura progressiva “downhill” ocorre de cima para baixo, ou seja, é provocada pela perturbação do solo na zona ativa da superfície de ruptura.

A ruptura progressiva é classificada como lateral quando a perturbação aplicada em uma seção do talude não desencadeia ruptura nesta seção, mas em uma seção vizinha com piores condições de estabilidade. A Figura 39 mostra um talude que é solicitado em seu topo por uma construção ou perturbação qualquer na região da seção B. Esta perturbação é intensa o suficiente para plastificar elementos de solo na seção B, porém não o suficiente para formar uma superfície de ruptura nesta mesma seção. Os pontos do solo que sofreram plastificação redistribuem a tensão para pontos adjacentes tanto da seção A quanto da seção C.

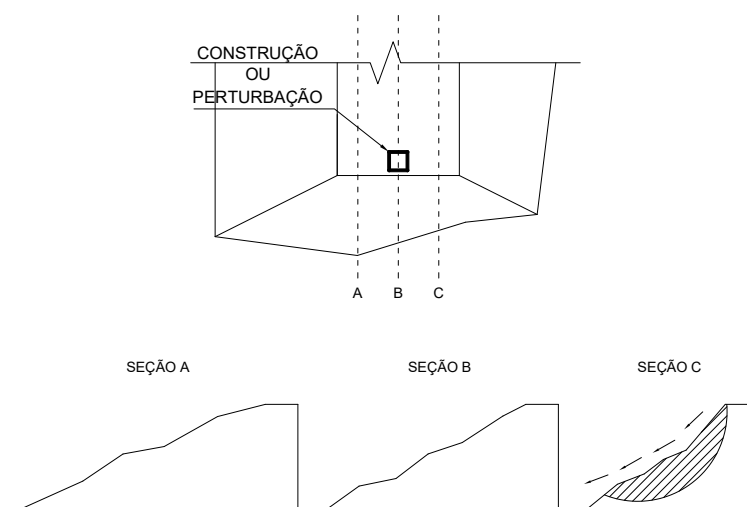


Figura 39 - Ruptura desencadeada por perturbação lateral

A redistribuição de tensões pode desencadear a ruptura na seção C, pois nessa seção os elementos de solo estão sujeitos a um estado de tensões severo devido à inclinação em que se encontram. Já na seção A é impossível que o mesmo ocorra, pois o estado de tensões inicial do solo é ainda mais moderado do que o encontrado na seção B.

A base teórica do modelo proposto por Bernander (2011) divide a ruptura de taludes em 5 fases distintas: (1) repouso, (2) perturbação, (3) instabilidade dinâmica; (4) equilíbrio transitório ou permanente e (5) ruptura global. Dois destes estágios podem coexistir na análise de um talude, com a parte superior do mesmo apresentando a superfície de ruptura completamente desenvolvida, enquanto a parte inferior ainda se encontra no estágio de instabilidade dinâmica.

O objetivo da análise é determinar a amplitude da carga 'q' aplicada no topo do talude que causa o deslizamento por ruptura progressiva. Além dos parâmetros de resistência e deformação do solo, faz-se necessário inserir a altura H de solo acima da superfície potencial de ruptura. Segundo Bernander et al.(2016), é comum na Escandinávia e em outras regiões a estratigrafia formada por uma argila sensível sedimentar sobrejacente a uma camada de solo competente. Esta configuração gera uma região de fraqueza na interface entre os dois solos, caracterizando uma superfície preferencial de deslizamento, o que facilita a definição da altura H.

Para facilitar o entendimento dos diversos estágios da ruptura progressiva, considera-se a geometria mais simples possível, na qual a inclinação do talude é constante e a altura H de solo acima da superfície potencial de ruptura também não se altera em toda sua extensão, composta por apenas um tipo de solo.

Em cada iteração realizada, a carga 'q' sofre um pequeno acréscimo, até que a condição crítica seja alcançada. No decorrer dessas iterações, a deformação cisalhante em cada trecho é computada e comparada com a curva tensão deformação definida para o solo do talude. Caso a deformação ultrapasse a deformação de pico, calcula-se o amolecimento do solo, afim de redefinir as tensões e deformações apresentadas em cada trecho.

A Figura 40.a contem em sua parte superior a geometria do problema, seguida pelas curvas de resistência cisalhante mobilizada, e, na parte inferior, o gráfico da força de empuxo  $N_q$  ao longo do comprimento da superfície de ruptura. O estado de tensões do solo varia tanto com a posição no eixo X do ponto considerado, como com



a profundidade em que este ponto se encontra. Todavia, na análise, só é relevante a tensão cisalhante dos pontos presentes na superfície de ruptura. Logo, as curvas da Figura 40.b dizem respeito à tensão cisalhante nesta profundidade

Cada uma das diferentes curvas representadas nos gráficos diz respeito a um momento específico durante o desenvolvimento da ruptura. Vale ressaltar que a força de empuxo  $N_q$  corresponde apenas ao acréscimo no empuxo gerado pela perturbação  $q$ , sendo o empuxo total igual a soma do empuxo no repouso com o acréscimo  $N_q$ .

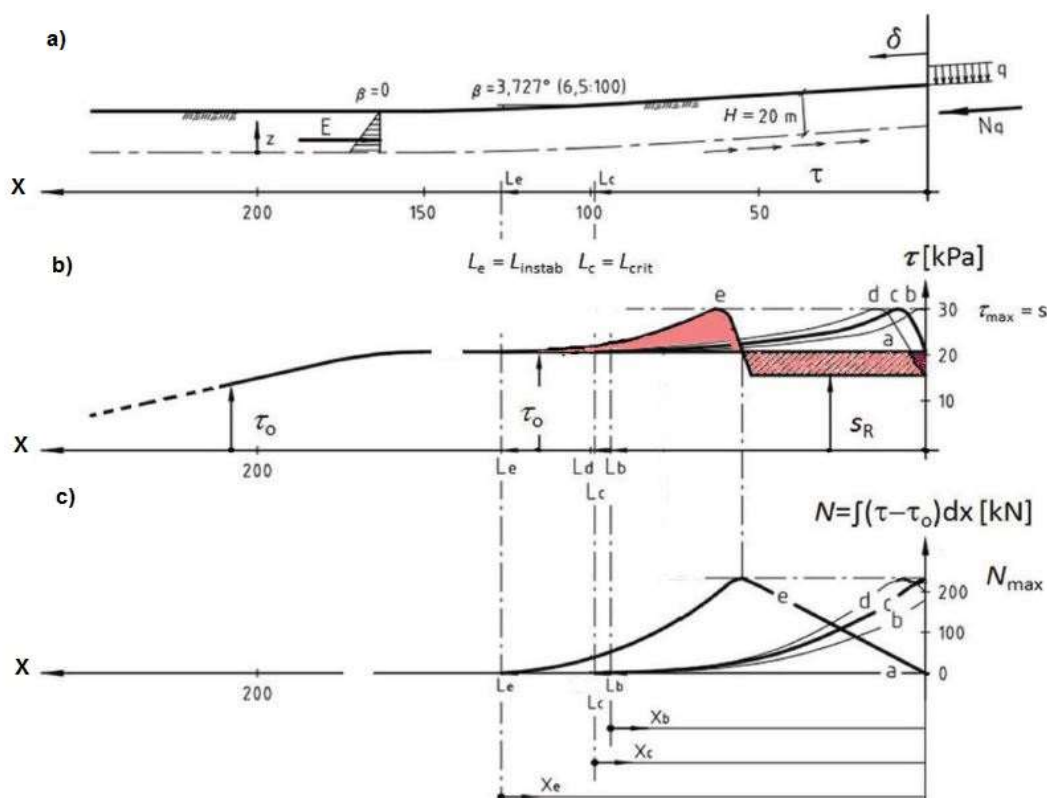


Figura 40 – Problema modelo, a) Geometria, b) Tensão cisalhante nos pontos da superfície de ruptura, c) Acréscimo de empuxo – Adaptado (Bernander et al., 2016)

### 3.2.2.1 Fase 1 –Repouso

Na fase de repouso a perturbação ainda não foi aplicada ao sistema e o estado de tensões do solo é determinado pelo peso específico do material e o coeficiente de empuxo do mesmo. Nestas condições, o valor da tensão cisalhante é igual a  $\tau_0$ , e

ainda não existe qualquer acréscimo  $N_q$  de empuxo. Este momento é representado pelas curvas identificadas com a letra 'a' nos gráficos da Figura 40.

### 3.2.2.2 Fase 2 – Perturbação

Na fase de perturbação, considera-se a presença do carregamento 'q' no topo do talude. A aplicação deste carregamento gera o aumento da força de empuxo que varia de acordo com a distância entre o ponto considerado e o ponto de aplicação de 'q'. Na vertical da aplicação do carregamento (reta  $x=0$ ), por exemplo, todo carregamento é convertido em empuxo, sendo  $N_q(x=0) = qH$ . Em determinado ponto do eixo  $x$  o acréscimo de empuxo é tão pequeno que pode ser negligenciado.

Como descrito anteriormente, o carregamento no topo do talude vai sendo acrescido em pequenas parcelas. O momento  $b$  é o instante no qual o carregamento 'q' foi capaz de mobilizar a resistência de cisalhamento de pico no ponto  $x=b$ . A partir então, qualquer acréscimo no carregamento passa a provocar deformação essencialmente plástica com amolecimento do solo. Neste momento tem-se o valor da força de empuxo  $N_q = N_b$  e a resistência mobilizada  $\tau_b = \tau_{max}$

Nesta etapa o talude ainda se encontra em estabilidade estática, podendo-se continuar com o acréscimo do carregamento no topo do talude. Assim, simultaneamente se tem o amolecimento do solo e o acréscimo da força  $N_q$ , até que o valor da resistência no ponto  $x=0$  alcança o valor inicial  $\tau_0$ . Isto significa que a resistência do solo agora é suficiente apenas para suportar o seu próprio peso, e o solo fica na eminência do movimento. Isto marca o final da fase de perturbação para dar início a fase de instabilidade dinâmica.

### 3.2.2.3 Fase 3 – Instabilidade dinâmica

A terceira fase leva o nome de instabilidade dinâmica pelo fato de que a força máxima admissível diminui conforme o solo se deforma e perde resistência. Segundo Bernander (2011), o equilíbrio estático nesta fase se torna impossível, ao menos que

o acréscimo de carga seja controlado conforme a deformação sofrida pelo solo. Se não for este o caso, o solo continua a se deformar pela ação da força  $N_q$ , reduzindo sua capacidade de carga, tendo que transferir cada vez mais carregamento para os arredores. Quando o solo no ponto  $x=0$  alcança sua resistência residual, por exemplo, a força admissível para que haja equilíbrio reduz de  $N_c$  para  $N_d$ .

Sem que haja qualquer alteração no carregamento 'q', o talude chega a situação crítica em que a força  $N_q$  admissível se iguala a zero. Neste momento boa porcentagem da parte superior do talude alcançou a condição de resistência residual, de forma que o solo se torna incapaz de segurar seu próprio peso. Então, cabe à parte inferior, ainda não plastificada, suportar todo esse excesso de empuxo proveniente da parte superior do talude. Este momento é representado pela curva 'e' mostrada na Figura 12.b, onde a área entre a curva de resistência mobilizada no repouso e a curva da resistência residual (área hachurada) é igual a área entre a curva de resistência mobilizada no repouso e a curva da resistência mobilizada na parte passiva da cunha de ruptura.

#### 3.2.2.4 Fase 4 – Equilíbrio transitório ou permanente

Ainda que se atinja a carga  $N_{crit}$  e a superfície de deslizamento esteja completamente formada, o talude pode estar em equilíbrio transitório ou permanente. Tomemos como exemplo o talude da Figura 41 que sofreu perturbação no topo e a massa de solo não tem resistência suficiente para se sustentar. Caso o terreno no pé deste talude tenha inclinação horizontal ou muito pequena e seja extenso o suficiente para fornecer empuxo passivo que detenha o empuxo ativo da massa de solo instável do talude, o deslizamento não ocorrerá.

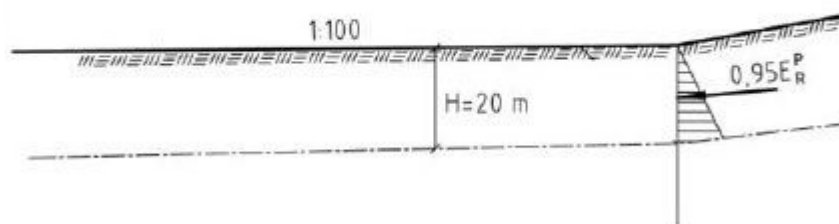


Figura 41 – Talude em equilíbrio com  $E_a = 0,95 E_p$  – Adaptado (Bernander, 2011)

A Figura 14 mostra a mobilização do empuxo passivo na massa de solo resistente em um solo onde a razão entre a resistência residual e a resistência de pico é igual a 0,4. A tensão de pico considerada é igual a  $1,2 \tau_{max}$  como sugerido por Bernander (2011), para corrigir a resistência medida em laboratório com relação à velocidade de carregamento que, neste caso, é muito maior no campo. Se a parcela de resistência oriunda do efeito de velocidade do carregamento for imprescindível para a estabilidade do talude, o equilíbrio alcançado no curto prazo será transitório, já que a parcela viscosa de resistência é dissipada com o passar do tempo.

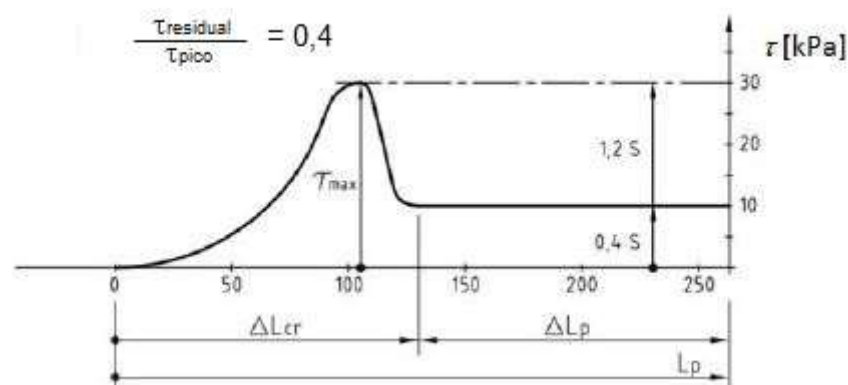


Figura 42 – Mobilização da resistência cisalhante para caso de solo com razão entre resistência residual e de pico igual a 0,4 – Adaptado (Bernander et al., 2016)

### 3.2.2.5 FASE 5 – RUPTURA GLOBAL

A ruptura global vai ocorrer caso o empuxo passivo disponível para conter o talude não seja suficiente. A Figura 43 mostra uma seção típica de escorregamento quando há o fenômeno de amolecimento do solo. Observa-se que o solo localizado entre a massa de solo que sofreu ruptura passiva e o solo que passou pelo processo de amolecimento permanece com sua estrutura intacta. Outro importante detalhe é que a superfície de ruptura se estende além da zona passiva, o que sugere que antes de o empuxo passivo ser mobilizando, acontece a formação desta extensa banda de cisalhamento, onde ocorrem grandes deformações e conseqüentemente amolecimento do solo (Bernander e outros 2016).

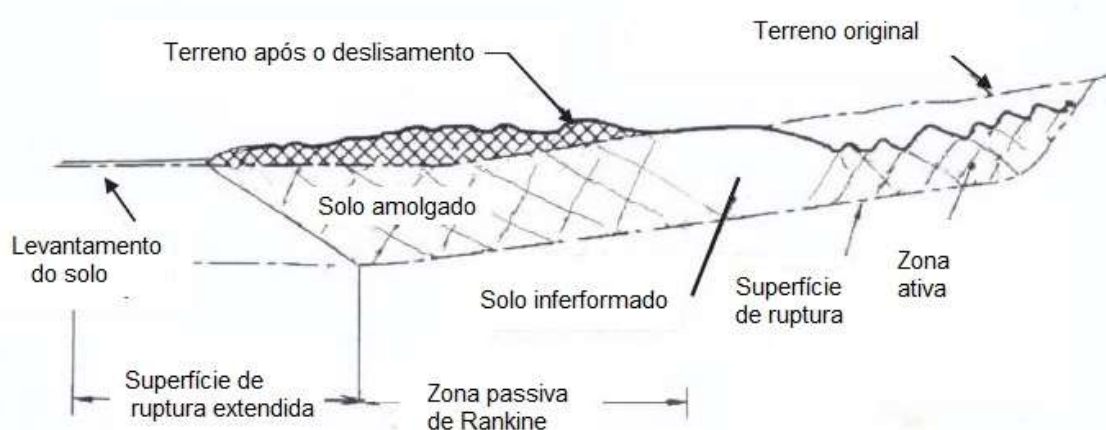


Figura 43 – Configuração final do talude após a ruptura global – Adaptado (Bernander, 2016)

### 3.2.2.6 Princípios básicos do modelo de diferenças finitas

A partir dos dados de entrada inseridos pelo operador da planilha de cálculo, a curva do comportamento tensão deformação do solo estudado é modelada de forma simplificada como mostra a Figura 44. A curva é composta por um trecho elástico linear, seguido de uma parábola de segundo grau que se estende até a tensão de resistência de pico. O amolecimento também é representado através de uma relação linear até alcançar a resistência residual do solo na devida deformação. A Tabela 7 contém os dados de entrada necessários para a execução da análise.

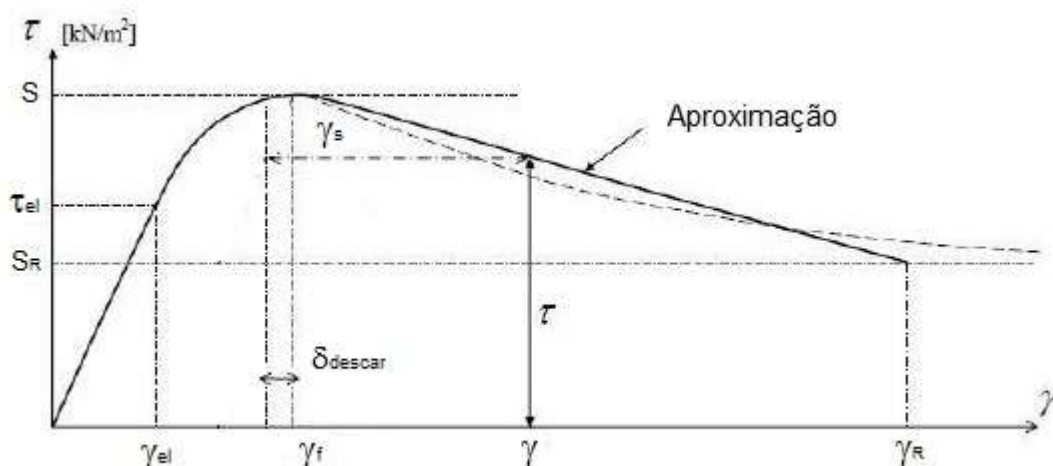


Figura 44 – Curva de representação do estado tensão vs. deformação utilizada por Bernander (2011).

Notações:  $\tau_{el}$  - tensão no limite elástico,  $S$  – resistência de pico,  $S_R$  – resistência residual,  $\gamma_{el}$  - deformação no limite elástico,  $\gamma_f$  - deformação na resistência de pico,  $\gamma_R$  – deformação de resistência residual,  $\gamma_s$  - deformação pós-pico de um ponto  $(\tau, \gamma)$  da curva

Tabela 7 – Parâmetros de entrada para alimentação da planilha de Bernander (2011)

Parâmetro de entrada	Notação	Unidade
Resistência na superfície do terreno	$S_0$	kPa
Resistência de pico obtida em laboratório	$S$	kPa
Fator de incremento da resistência de pico	$S_{fac}$	%
Resistência residual	$S_R$	kPa
Tensão no limite elástico	$t_{el}$	kPa
Deformação no limite elástico	$g_{el}$	%
Deformação de pico	$g_f$	%
Módulo elástico no cisalhamento	$E$	kPa
Coefficiente de poisson	$n$	-
Deformação de resistência residual	$g_R$	%
Peso específico	$d$	$kN/m^3$
Profundidade da superfície de ruptura	$H$	m
Inclinação da superfície	$i$	-

\*Fator de incremento para considerar comportamento viscoso no problema

Os cálculos são realizados no intervalo entre dois pontos com as condições de contorno conhecidas. O primeiro ponto localizado em  $x=0$  é a posição no talude onde os efeitos da perturbação 'q' são pequenos ao ponto de poderem ser negligenciados.

E o segundo ponto se encontra na vertical onde o carregamento é aplicado. Após determinadas as tensões cisalhantes iniciais  $\tau_0$  atuantes na superfície de deslizamento, inicia-se o processo iterativo para solução do problema.

A partir do ponto  $x=0$ , determina-se o número de intervalos  $\Delta x_n$  até o ponto de aplicação do carregamento. Um maior número de intervalos define maior qualidade na resolução do problema. Cada intervalo  $\Delta x_n$  está relacionado a um incremento de tensão cisalhante  $\Delta \tau_n$ . O acréscimo de empuxo  $N_n$  decorrente do incremento de tensão cisalhante  $\Delta \tau_n$  é determinado através da equação 8.

$$N_n = N_{n-1} + (\Delta \tau_n \times \Delta x_n) \quad (8)$$

Onde:

$N_n$  = Acréscimo de empuxo horizontal na posição  $x = n$  da superfície de ruptura;

$N_{n-1}$  = Acréscimo de empuxo horizontal na posição  $x = n-1$  da superfície de ruptura;

$\Delta \tau_n$  = Acréscimo de tensão cisalhante entre  $x = n$  e  $x = n-1$ ;

$\Delta x_n$  = Espaçamento entre os pontos  $x = n$  e  $x = n-1$  analisados na superfície de ruptura.

Como  $\Delta \tau_n$  e  $N_n$  atuam no mesmo ponto, deve-se atender ao critério de compatibilidade de deformações que implica que a deformação causada pela tensão cisalhante  $(\tau_0 + \Delta \tau_n)$  seja igual a deformação causada pela força horizontal  $N_n$ . A planilha de cálculo trabalha com um método iterativo que arbitra inicialmente um valor para  $\Delta \tau_n$  e calcula o novo valor de  $N_n$ . A deformação causada pela força  $N_n$  é obtida e então comparada com a deformação cisalhante no mesmo ponto até que a compatibilidade seja alcançada

A deformação cisalhante em cada elemento de solo depende de seu estado inicial e final de tensões, pois estes dois valores definem o trajeto percorrido na curva tensão vs. deformação mostrada anteriormente na Figura 44. Rehnstrom (2013) montou um esquema que mostra a lógica utilizada na planilha de Excel para definir a equação utilizada em cada situação no estágio 1 e 2. A partir do final do estágio 2 a resistência do solo é a residual, sendo, então, a equação II:c utilizada nos estágios

sequentes. As equações não serão transcritas neste trabalho, podendo ser consultadas em Rehnstrom(2013).

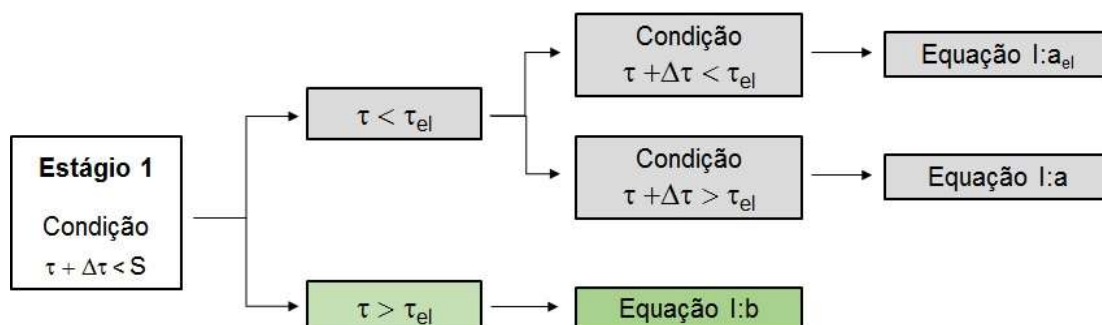


Figura 45 – Determinação da equação utilizada no estágio 1 para o cálculo das deformações – Adaptado de Rehnstrom (2013)

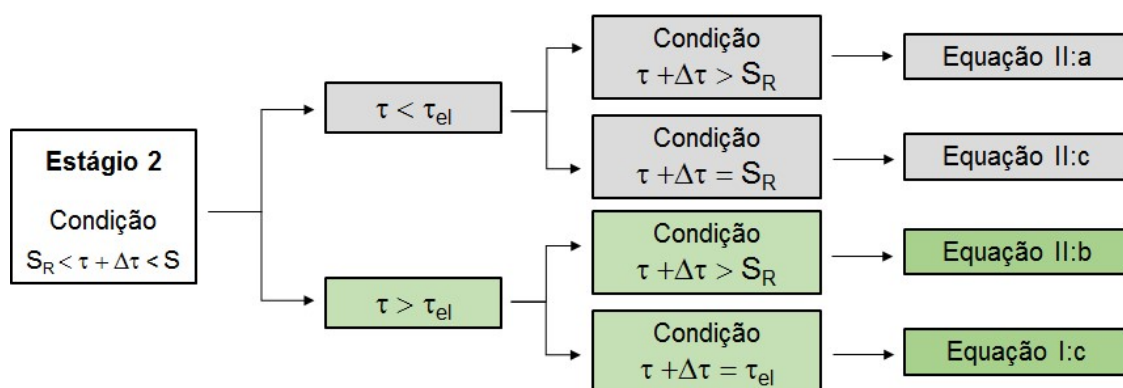


Figura 46 - Determinação da equação utilizada no estágio 2,3 e 4 para o cálculo das deformações – Adaptado (Rehnstrom, 2013)

O método de cálculo de Bernander (2011) foi desenvolvido para condições bem específicas de estabilidade: taludes naturais em solos com amolecimento, onde se conhece a profundidade da superfície de ruptura. Contudo, o mesmo conceito de diferenças finitas poderia ser adaptado para a resolução de problemas de aterros sobre fundação em solos moles, desde que conhecida a priori a superfície de ruptura, que é o caso das retroanálises.



### 3.2.3 Trabalhos utilizando o MEF até a década de 90

De acordo com Potts (1990), a primeira análise completa da influência da ruptura progressiva em elementos finitos foi realizada em 1972 por Hoeg. A partir desta data, poucos trabalhos deram continuidade a esta linha de pesquisa, fato possivelmente explicado pelo considerável esforço computacional exigido para a análise de problemas reais.

Read e Hegemier (1984) alertam sobre a instabilidade numérica gerada quando os modelos constitutivos utilizados na representação dos materiais consideram seu amolecimento. Segundo os autores, a consideração do fenômeno pode gerar implicações no desenvolvimento das tensões no interior do material estudado. Afim de demonstrar tal instabilidade, é apresentada uma solução analítica unidimensional e uma outra solução através do uso de elementos finitos, ambas acerca do mesmo problema que considera a propagação de uma onda em material com propriedades de amolecimento.

Considerando o movimento de um material unidimensional semi-finito, tem-se as equações 9 e 10 que representam o equilíbrio de momento e continuidade para pequenas deformações. Como em qualquer modelo constitutivo, a tensão no material é dependente de sua deformação (equação 11).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} + \frac{\rho_0 \partial v}{\partial t} = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0 \quad (10)$$

$$\sigma = f(\varepsilon) \quad (11)$$

Onde:

$\rho_0$  = peso específico do material indeformado;

$v$  = velocidade da onda;

$x$  = coordenada normal ao eixo considerado;

$\sigma$  = tensão;

$t$  = tempo;

$\varepsilon$  = deformação

A combinação das três equações acima gera o sistema de equação diferencial parcial de primeira ordem quase-linear abaixo:

$$\begin{cases} f'(\varepsilon) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \frac{\rho_0 \partial v}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0 \end{cases} \quad (12)$$

Deste sistema de equações origina-se a condição dada pela equação 12:

$$\frac{dx}{dt} = +/\- \sqrt{\frac{f'(\varepsilon)}{\rho_0}} \quad (12)$$

Quando  $f'(\varepsilon) > 0$ , correspondendo ao trecho de endurecimento do solo, a solução para equação 11 é hiperbólica com raízes distintas e reais. Já o trecho de amolecimento do solo,  $f'(\varepsilon) < 0$ , gerando raízes complexas. As raízes complexas

tornam o problema mal-posto, o que implica na dificuldade da resolução das equações através de métodos de diferença finita ou por elementos finitos.

Para demonstrar as instabilidades previstas no modelo analítico, Read e Hegemier (1984) citam a modelagem feita por Wright e Sandler (1983) para simular um ensaio de carregamento em um corpo de prova de concreto. A modelagem utiliza os mesmos critérios de compatibilidade descritos para o modelo analítico nas equações 8 e 9, porém usando o modelo constitutivo descrito pela equação 13.

$$f(\varepsilon) = E_0 \varepsilon e^{-\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}} \quad (13)$$

Wright e Sandler (1983) estudaram as soluções numéricas para duas condições de fronteira. Na primeira solução o valor da velocidade adotada para a onda foi igual a 3,225 m/s, valor ligeiramente inferior ao valor que atinge a condição de pico na curva tensão-deformação. A segunda solução estudada considerou velocidade igual a 3,252 m/s, pouco diferente do valor da primeira solução, porém caindo no trecho de amolecimento da curva tensão deformação. No estudo variou-se o tamanho dos elementos da malha, afim de identificar sua influência nos resultados, como é mostrado na Figura 47.

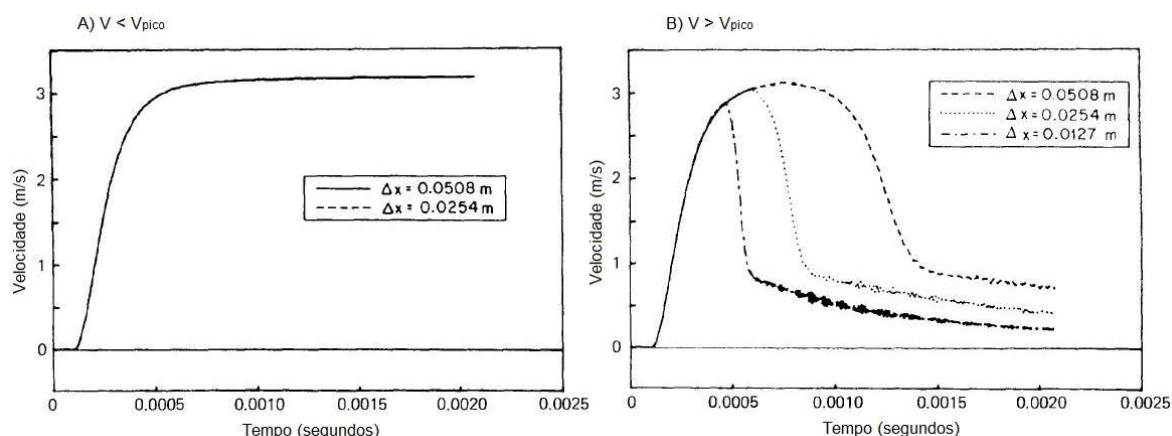


Figura 47 - Resultados obtidos em análise por elementos finitos com variação do tamanho do elemento  $\Delta x$  da malha discretizada. a) Logo antes do trecho de amolecimento; b) Dentro do trecho de amolecimento – Adaptado (Read e Hegemier, 1984)

A Figura 47.a revela que os resultados encontrados para os dois tamanhos de malha no trecho pré-pico se sobrepõem, mostrando nenhuma influência da malha nos resultados. Por outro lado, quando a análise é feita além da tensão de pico, observa-se uma sensibilidade muito grande dos resultados com a mudança no tamanho dos elementos (Figura 47.b). Isto significa que a massa de material que experimenta amolecimento é imposta por questões numéricas da modelagem, e não pelo fenômeno físico em si. O amolecimento acaba sendo confinado nas bandas de cisalhamento, onde as deformações são bem maiores e fogem do regime de pequenas deformações.

O mesmo problema foi relatado por Potts (1990) ao tentar fazer a retroanálise da ruptura do aterro da barragem de Carsington em junho de 1984. A construção do aterro foi adequadamente instrumentada, fornecendo todos os tipos de dados necessários à sua retroanálise. Segundo Potts (1990), diversos estudos baseados na técnica do equilíbrio limite foram adotados para reproduzir a ruptura, porém sem sucesso. Para solucionar o problema, o autor adotou tamanhos de elemento e funções de amolecimento compatíveis com o problema, através de observações feitas, tanto em campo, como em ensaios de laboratório.

### 3.2.4 Bandas de cisalhamento e contínuos generalizados

O desenvolvimento das poropressões no interior de um corpo de prova solicitado por carregamento não-drenado pode ser calculado através da utilização dos parâmetros A e B de Skempton (1954). Nas argilas sensíveis, entretanto, as poropressões medidas na base do corpo de prova durante ensaio triaxial apresentam valor muito inferior ao esperado à medida que se aproxima da ruptura.

Thakur (2007) apresenta um ensaio de compressão triaxial não drenado realizado em uma “quick clay” (sensibilidade > 60) com a medição das poropressões na parte inferior do corpo de prova. Os resultados do ensaio apresentam valores baixos de poropressão registrados na ruptura, sendo que a curva de excesso de poropressão vs. deformação muda de comportamento após deformação axial de 2% (Figura 48). Segundo o autor, isto pode ser explicado pela concentração de deformações na banda de cisalhamento desenvolvida durante o processo de ruptura.

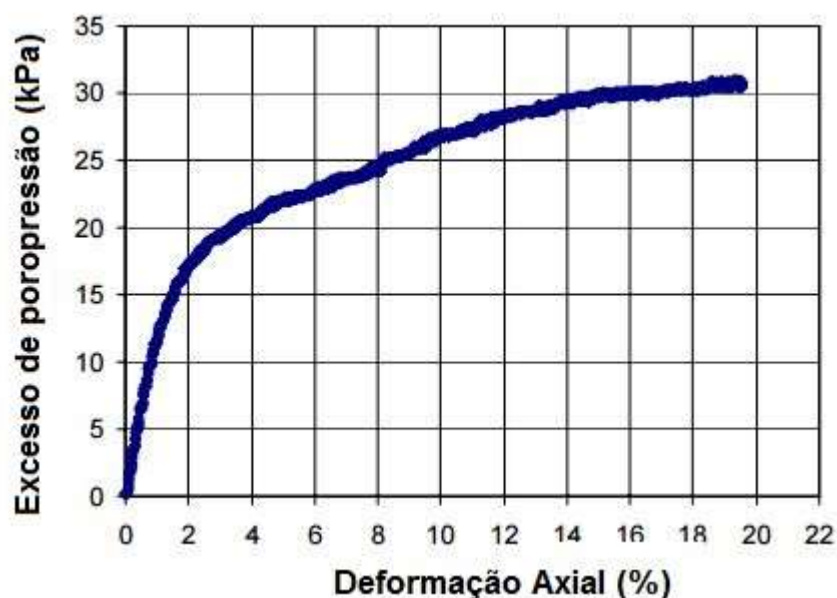


Figura 48 – Diagrama de poropressões globais vs deformação – Adaptado (Thakur, 2014)

A partir do aparecimento da banda de cisalhamento, o corpo de prova se comporta de maneira completamente heterogênea, como se o solo no interior da banda de cisalhamento fosse outro material que o solo adjacente à banda. A heterogeneidade é justificada pelo fato de que as poropressões induzidas no interior

da banda de cisalhamento são muito superiores às poropressões no restante do corpo de prova devido à concentração de deformações. A maior concentração de poropressões provoca redução na tensão efetiva do solo e a consequente perda de resistência.

O fenômeno do amolecimento é fruto do aparecimento das bandas de cisalhamento anteriormente à ruptura. A sua representação pode ser feita através da utilização de modelos constitutivos de solo que prevejam a queda da resistência a partir do aumento das deformações plásticas, como os utilizados por Lo e Lee (1973), Bernander (2011), Potts (1990) e outros autores já citados neste trabalho.

A questão é que a consideração do amolecimento na prática do MEF resulta em um problema mal posto, cuja solução depende da malha de elementos finitos adotada: quanto mais discretizada a malha, menor a espessura da banda de cisalhamento. Isto significa dizer que a localização das deformações no interior do solo adotada pelo MEF não é governada pelo modelo constitutivo do solo, mas sim pela geometria da malha, o que torna os resultados discordantes com o fenômeno físico observado nos ensaios. A esta imperfeição na representação da banda de cisalhamento dá-se o nome de localização de deformações numericamente induzidas.

Muitos estudos sobre o assunto foram realizados na década de 80, especialmente por pesquisadores gregos liderados pelo professor Ioannis Vardoulakis. O foco da pesquisa estava na determinação da espessura da banda de cisalhamento, para sua correta modelagem em elementos finitos. Read e Hegemier (1984) citam a abordagem de Pietruszczak Mroz (1981), que propunha a criação de uma banda de cisalhamento de espessura e inclinação específica, a partir do momento em que o solo atingisse a deformação necessária para o início do desenvolvimento da banda de deformações. O modelo conseguia representar com boa precisão ensaios triaxiais, onde tanto a espessura quanto orientação da banda de cisalhamento eram conhecidas, porém, em problemas mais complexos, tais parâmetros eram difíceis de se determinar.

Outra opção para a regularização da espessura das bandas de cisalhamento é a utilização de contínuos generalizados, também conhecidos por Contínuos de Cosserat. A teoria surgiu em 1887, quando Voigt introduziu vetores de momento em

conjunto com os habituais vetores de tensão para representar a interação entre os elementos constituintes dos materiais. Segundo Fuina et al. (2010), os irmãos Cosserat apresentaram em 1909 a teoria da elasticidade assimétrica que não recebeu a devida atenção, provavelmente por ser muito complexa. Segundo a autora, Gunther (1958) foi o trabalho que retomou o estudo dos efeitos da microestrutura no comportamento dos materiais. Os contínuos generalizados só vieram a ser aplicados no MEF a partir da década de 90.

A teoria micromórfica utiliza na descrição do contínuo um tensor que acrescenta 9 graus de liberdade adicionais aos do contínuo clássico. Os graus extras de liberdade são utilizados para determinar micromovimentos que são rotações e deformações que ocorrem na microescala. Fuina et al (2010) relata que a utilização do contínuo micropolar vem apresentando resultados satisfatórios na modelagem de materiais com amolecimento, pois sua utilização previne o problema localização de deformações numericamente induzidas.

### 3.2.5 Trabalhos recentes utilizando o MEF

Nas análises recentes o problema da localização de deformações numericamente induzidas foi mitigado de diversas formas, incluindo a utilização dos contínuos generalizados. Destacam-se 3 trabalhos que utilizaram técnicas diversas para obter resultados independentes da geometria da malha na análise de estabilidade em solos com amolecimento: Troncone (2005), Dey et al. (2013) e Zhang et al. (2013).

#### 3.2.5.1 Troncone (2005)

Troncone (2005) estudou a propagação da ruptura progressiva desencadeada por uma escavação realizada no pé de um talude com instalação de um muro de contenção na sequência. O terreno era constituído por uma areia amarela com embricamento e uma fina camada de silte argiloso localizada em profundidade pouco

abaixo da cota de escavação. O início da plastificação se deu no solo silto-argiloso se estendendo até a camada sobrejacente de areia amarela no momento da ruptura.

Para superar as instabilidades numéricas inerentes à consideração do amolecimento na análise por elementos finitos, Troncone (2005) adotou um modelo constitutivo elasto-viscoplástico para modelar o solo. De acordo com o autor, a utilização do modelo proporcionou resultados mais precisos quando comparado a outras alternativas, como a utilização do modelo contínuo de Cosserat. Contudo, Troncone (2005) enfatiza que nem sempre a utilização do modelo elasto-viscoplástico evita a dependência dos resultados na malha utilizada, indicando o uso de uma versão mais avançada do modelo constitutivo que utiliza a definição não-local do parâmetro viscoso.

O modelo de Mohr-Coulomb foi escolhido como critério de ruptura, devido principalmente a simplicidade que o modelo traz considerando os parâmetros de entrada. A lei utilizada para a variação dos parâmetros de resistência após a plastificação (amolecimento) foi a mesma definida por Potts (1990), que considera a degradação gradual linear dos parâmetros de pico de acordo com a deformação plástica (Figura 49). Os fatores  $\kappa_p^{ps}$  e  $\kappa_r^{ps}$  representam a deformação plástica experimentada pelo elemento de solo.

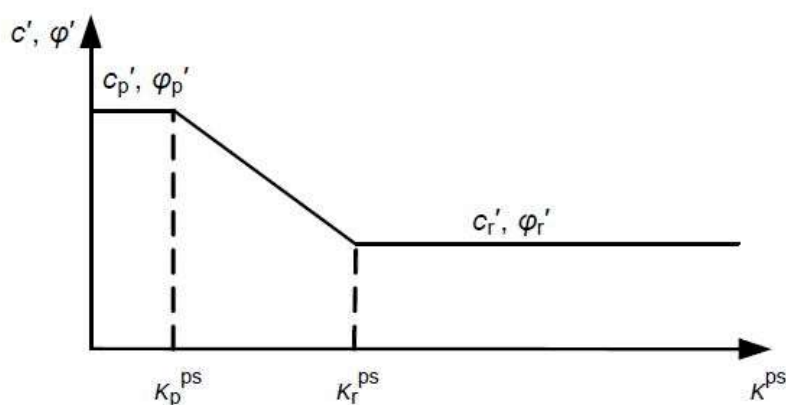


Figura 49 – Função genérica de degradação dos parâmetros de resistência

$$c' = \begin{cases} c_p' & \kappa^{ps} \leq \kappa_p^{ps} \\ c_r' + \frac{\kappa^{ps} - \kappa_r^{ps}}{\kappa_p^{ps} - \kappa_r^{ps}} (c_p' - c_r') & \kappa_p^{ps} < \kappa^{ps} < \kappa_r^{ps} \\ c_r' & \kappa^{ps} \geq \kappa_r^{ps} \end{cases}$$



Onde:

$\kappa^{ps}$  = variável que denota o incremento de deformação plástica do elemento

$\kappa_r^{ps}$  = incremento de deformação plástica característica do início do trecho de resistência residual;

$\kappa_p^{ps}$  = incremento de deformação plástica característica do fim do trecho de resistência de pico;

$c'$  = coesão efetiva para o estado de deformação do solo;

$c'_r$  = coesão efetiva residual;

$c'_p$  = coesão efetiva de pico.

Nota:

i) As mesmas equações são utilizadas para se obter o ângulo de atrito durante o amolecimento;

ii) Embora as equações estejam escritas em tensões efetivas, a mesma forma é utilizada para análise em tensões totais considerando apenas o  $s_u$ , como originalmente fez Potts (1990).

Antes do estudo de Troncone (2005) todos os dados envolvidos na ruptura haviam sido coletados em outros estudos realizados sobre o deslizamento. Deste modo, a topografia do terreno antes e depois da ruptura, bem como os parâmetros e estratigrafia do solo estavam bem definidos. Os resultados obtidos comprovaram a eficiência da utilização ao modelo elasto-viscoplástico com definição não-local do parâmetro viscoso na resolução de problemas suscetíveis a localização de deformações numericamente induzidas.

### 3.2.5.2 Dey (2013)

Dey (2013) fez a investigação paramétrica de um caso de ruptura muito recorrente em encostas de rios com a presença de solo sensível no entorno, que é a ruptura progressiva após ocorrida erosão no pé do talude. A modelagem foi feita no programa ABAQUS 6.10 EF-1 utilizando elementos finitos programados em estrutura Euleriana-Lagrangiana. Segundo o autor, na estrutura Euleriana os elementos são livres para se movimentarem pela malha fixada, eliminando o problema de distorção

da malha na ocorrência de elevada deformação localizada. A equação utilizada por Dey (2013) para calcular a resistência não drenada da argila após a plastificação é mostrada abaixo:

$$s_u = \left[ 1 + (S_t - 1) \exp\left(-\frac{3\delta}{\delta_{95}}\right) \right] s_{ur}$$

Onde:

$s_u$  = Resistência não drenada para o estado de deformações;

$S_t$  = sensibilidade do material\*;

$\delta$  = deformação plástica do elemento;

$\delta_{95}$  = deformação plástica do material para qual ocorre 95% de redução da resistência de pico.

\* O autor não indica qual o método adequado para definição da sensibilidade.

### 3.2.5.3 Zhang, Cao e BAO (2013)

Zhang, Cao e Bao (2013) utilizaram o software FLAC<sup>3D</sup> para a modelagem do problema com amolecimento, sendo FLAC a sigla para Fast Lagrangian Analysis of Continua. O mesmo critério de amolecimento adotado por Potts (1990) e Troncone (2005) é utilizado para realizar uma análise paramétrica e determinar a influência de parâmetros como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson nas análises que consideram a queda de tensão pós-pico do material.

Os autores não especificaram o modelo constitutivo utilizado na análise, se a estrutura adotada pelo software é a lagrangiana como sugere a sigla do programa, ou se o contínuo utilizado na programação é o contínuo clássico ou o contínuo generalizado. Contudo, fica evidente que não há dependência da malha nos resultados, uma vez que o fator de segurança calculado para malhas com diferentes quantidades de elementos permanece constante (Tabela 8).

Tabela 8 – Relação entre fator de segurança e número de elementos da malha (Zhang, Cao e Bao, 2013)

Número de elementos	Fator de segurança
812	1,29
1271	1,28
1770	1,27
2351	1,27

Na análise paramétrica estudou-se a influência dos valores de  $k_r^{ps}$  e do Módulo de Elasticidade adotados, sendo os resultados apresentados na

Tabela 9.

Tabela 9 – Análise da influência do amolecimento no fator de segurança (Zhang, Cao e Bao, 2013)

Fatores de segurança obtidos nas diversas análises									
Sem Amolecimento		Com Amolecimento							
Resistência		$k_r^{ps}$ adotado (%)				E adotado (Mpa)			
Pico	Resid.	0,001	0,01	0,05*	0,1	1	10*	100	1000
1,26	0,60	0,68	0,70	0,96	1,06	0,69	0,96	1,18	1,25

\* valores de  $k_r^{ps}$  e E do solo

A variável  $\kappa_r^{ps}$  é o que regula a partir de qual deformação plástica se atinge a resistência residual do solo. Quanto menor o valor de  $\kappa_r^{ps}$ , mais rapidamente o solo vai atingir a condição em que contribui com a estabilidade apenas com o valor de sua resistência residual. Quando o valor de  $\kappa_r^{ps}$  tende a zero, o fator de segurança calculado se aproxima ao fator de segurança obtido utilizando a priori os parâmetros residuais de resistência do solo. No outro extremo, valores de  $\kappa_r^{ps}$  tendendo ao infinito fazem com que os cálculos se aproximem aos valores obtidos na utilização do parâmetro de pico.

Raciocínio análogo cabe ao valor do módulo de elasticidade utilizado na análise, pois este comanda a magnitude das deformações do solo. Sendo assim, quanto maior for o módulo de elasticidade, maior será a tensão necessária para alcançar a deformação plástica relativa a  $k_r^{ps}$ . Se o valor do módulo de elasticidade for muito alto, pouca deformação ocorrerá no solo antes da ruptura, fazendo com que os parâmetros de resistência médios na superfície de ruptura se aproximem dos

parâmetros de pico. Com módulo de elasticidade baixo, rapidamente se atinge a plastificação, obtendo fatores de segurança próximos ao da análise com resistência residual.

A influência da variação do coeficiente de Poisson e do ângulo de dilatação também foi investigada por Zhang, Cao e Bao (2013), porém não é significativa.

## 4 ENSAIOS DE CAMPO

Todo projeto geotécnico de qualidade é precedido pela investigação do subsolo, que deve fornecer as informações necessárias e suficientes para boa prática da Engenharia. O Engenheiro responsável deve solicitar a investigação geotécnica ponderando fatores como extensão, prazo e complexidade da obra, sempre atentando para os custos envolvidos no processo. Neste cenário, os ensaios de campo se apresentam como alternativas econômicas, de rápida execução, e que fornecem informações de excelente qualidade para o projetista.

Dentre os ensaios de campo com aplicação em solos argilosos, o presente trabalho destaca a utilização do ensaio de palheta, do ensaio de piezocone e do ensaio de penetrador cilíndrico (T-bar) para a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo. O ensaio de palheta vem sendo utilizado ao redor do mundo por mais de um século para obter a resistência não drenada de solos moles. O ensaio de piezocone fornece um perfil contínuo de dados de resistência à cravação e geração de poropressões que são correlacionados com parâmetros de resistência e compressibilidade da argila. Por último, e menos popular no Brasil, o ensaio de penetrador cilíndrico permite a obtenção da resistência não drenada do solo em perfil contínuo como o piezocone, com a vantagem de esta informação ser obtida através de formulação teórica própria desenvolvida para o aparelho, e não através de correlações empíricas.

Assim como nos ensaios de laboratório, a padronização é essencial para a produção de bons resultados quando o ensaio é realizado *in situ*. Este capítulo é dedicado a explorar os procedimentos, precauções e principalmente a correta interpretação dos dados obtidos nos 3 ensaios de campo citados, a fim de utilizá-los de maneira adequada no presente estudo.

### 4.1 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta, ou *vane test* como conhecido internacionalmente, surgiu na Suécia em 1919 como alternativa para a medição da resistência não drenada das

argilas. Desde então passou por aprimoramentos no final da década de 40, não sofrendo muitas alterações a partir desta data (Schnaid e Odebrecht, 2012). O método de ensaio foi duramente criticado por autores como Schmertmann, o qual considerou que o ensaio de palheta estaria fadado ao abandono, dando lugar a outros métodos de ensaio como, por exemplo, os ensaios de pressiômetro (Collet, 1978).

Contrariando a previsão de Schmertmann, o ensaio de palheta é até os dias de hoje amplamente utilizado para a determinação da resistência não drenada das argilas ( $s_u$ ). Dentre as principais vantagens do uso do ensaio de palheta, destacam-se a rapidez e o custo da investigação. Segundo Pinto (2006), em um período de 4 horas é possível determinar a resistência não drenada da argila a cada meio metro para uma profundidade de 20 metros. Caso o ensaio fosse executado em laboratório, a simples retirada de 4 amostras demandaria uma equipe por cerca de 3 ou 4 dias, mais o tempo gasto no transporte da amostra e no ensaio em si.

O ensaio de palheta consiste na cravação de uma palheta cruciforme até a profundidade desejada, com posterior aplicação de torque no equipamento para que o solo atinja a ruptura. A palheta é ligada à superfície por uma haste, onde se aplica o torque responsável pelo cisalhamento do solo. O torque máximo alcançado pelo equipamento é relacionado com a resistência não drenada do material ensaiado. O equipamento necessário para a execução do ensaio consiste em:

- Palheta constituída de quatro aletas fabricadas em aço resistente, com diâmetro variável e altura igual ao dobro do diâmetro;
- Tubo de proteção necessário para que não haja atrito entre o solo e a haste;
- Haste fabricada com aço de alta resistência para suportar o torque que será imprimido na mesma até o cisalhamento do solo
- Equipamento para aplicação e medição do torque aplicado no ensaio, podendo ser constituído de unidades automáticas de aquisição de dados, ou a coleta pode ser feita de forma manual.

O *vane test* foi desenvolvido para argilas de consistência mole a rija, sendo assim necessária uma investigação prévia do local para definir a aplicabilidade do ensaio ao material investigado. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) existem equipamentos de palheta capazes de ensaiar argilas de até 200 kPa de resistência não drenada, porém, o equipamento especificado na norma brasileira (NBR 10905) oferece bons resultados para argilas com resistência de até 50 kPa. Ainda segundo

esses autores, recomenda-se que o  $N_{SPT}$  do solo ensaiado não seja superior a 2 golpes, correspondendo a uma resistência a penetração do ensaio de cone de 1000 kPa, que a matriz predominante seja argilosa (mais de 50% passando na peneira #200 e  $LL > 25$ ), e que não existam lentes de areia no interior do solo.

O ensaio de palheta pode ser executado tanto em campo quanto em laboratório, sendo o primeiro muito mais popular. Isto se deve ao fato de que, quando realizado em laboratório, o ensaio de palheta perde seu principal benefício, que é a ausência da fase de amostragem. Quando executado em campo, pode ainda ser realizado com perfuração prévia ou sem perfuração prévia.

Os ensaios com perfuração prévia são suscetíveis a erro por conta de atritos mecânicos e da translação da palheta. Por esta razão, são utilizados espaçadores com rolamentos não mais distantes que três metros entre si. Estes rolamentos devem estar em bom estado de conservação e lubrificados, afim de diminuir o atrito com o equipamento. O diâmetro da perfuração deve ser de 75 mm, e a palheta deve ser introduzida no mínimo a uma profundidade 50 cm abaixo da cota do furo. O risco de desmoronamento (ou a necessidade de revestir o furo contra o desmoronamento), aliado ao atrito da haste nos rolamentos e à facilitação da dissipação de poropressão no interior do furo levam a resultados imprecisos, motivo pelo qual o ensaio de palheta com perfuração é pouco utilizado.

No método convencional de ensaio, a palheta é introduzida no solo com auxílio de um sistema hidráulico. Apesar de o equipamento de palheta não ter sofrido muitas mudanças após a década de 50, Ortigão e Collet (1986) classificam os equipamentos de palheta em três tipos, além daquele já descrito quando executada perfuração prévia (Figura 50): equipamento com haste protegida e palheta não protegida; equipamento com haste e palheta desprotegidas, com dispositivo eliminador de atrito; equipamento com haste e palheta protegidas.

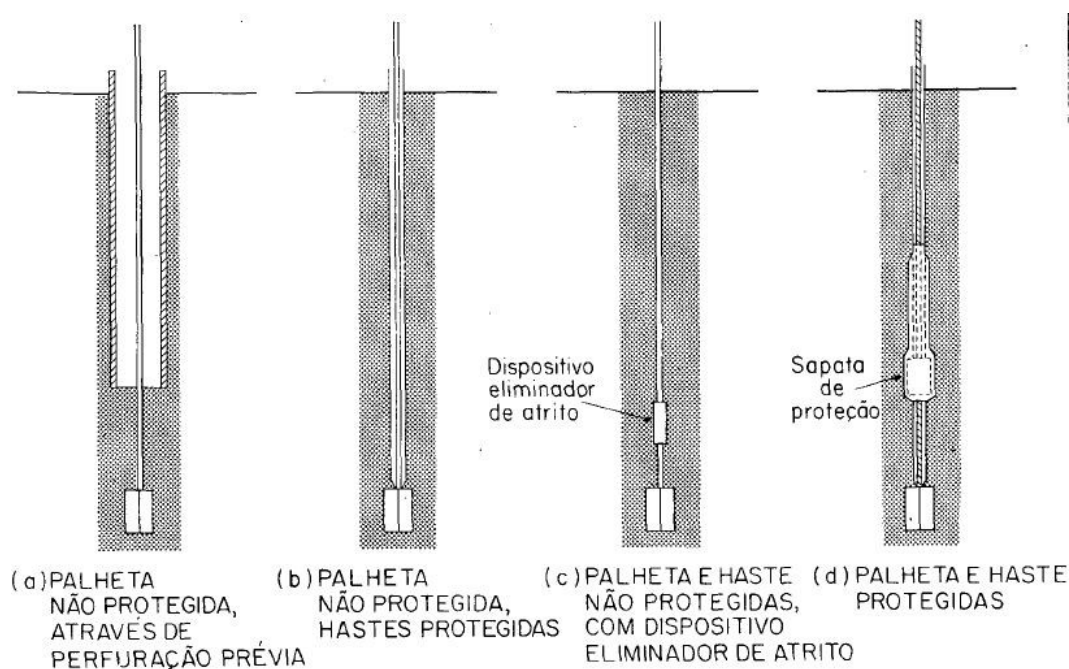


Figura 50 – Diferentes tipos de equipamento de Palheta (Ortigão e Collet, 1986)

A Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ) em conjunto com a Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) desenvolveu um equipamento de ensaio de palheta com a unidade de medição de torque localizada próxima à palheta. De acordo com Almeida (2012), quando a medição do torque é feita na superfície, o valor encontrado incorpora a deformação elástica por torção sofrida pela haste do equipamento, a qual é tão maior quanto maior for a profundidade. Desta maneira, elimina-se a necessidade de efetuar correção devido a torção da haste.

Durante o ensaio de cisalhamento da palheta, deve-se imprimir uma rotação no equipamento de  $6 \pm 0,6^\circ/\text{min}$  para que não haja dissipação da poropressão, e o ensaio represente realmente a resistência não drenada da argila. Com a mesma justificativa, a Norma Brasileira fixa em 1 minuto o tempo limite entre a cravação da palheta no solo e o início da rotação do equipamento. Quando a aquisição de dados não é automática, são feitas leituras a cada  $2^\circ$  de rotação para a determinação da curva torque vs. rotação.

Como em todo ensaio de campo ou de laboratório, a qualidade do ensaio de palheta depende de uma execução criteriosa do ensaio e das condições de conservação do equipamento utilizado. A cravação da palheta, por exemplo, deve ser feita através de equipamento hidráulico para que a penetração ocorra de forma lenta e contínua. Se a cravação for realizada através de golpes, vibrações ou outros



esforços indesejados, a argila ao redor da palheta sofrerá amolgamento, sendo os resultados obtidos não representativos do solo analisado.

Como critério de avaliação da qualidade do ensaio, Almeida (2012) cita a forma da curva torque vs. rotação, além de um valor de pico de 30° de rotação. Todavia, quando o ensaio é executado em grandes profundidades na camada de argila, pode-se esperar valor superior aos 30°, pois, como se sabe, a resistência não drenada das argilas em geral é proporcional à profundidade. Em depósitos da Barra da Tijuca – RJ, Baroni (2010) encontrou valores variando na faixa de 5° a 25°, e uma média de 16°.

Quando o torque é medido na superfície, há a necessidade da correção do ângulo de rotação para incorporar a deformação da haste à torção. O ângulo de torção da haste é proporcional ao comprimento da mesma e o torque aplicado no conjunto. Observando o trabalho de Ortigão e Collet (1986) percebe-se que a dispersão dos valores de torque relacionado à torção da haste é muito grande, sendo mais aconselhável a utilização de aparelhos com medição do torque junto à palheta.

Em alguns ensaios, como mostrado na Figura 51, a presença de conchas, raízes ou outros materiais mais rígidos que o solo, provoca o surgimento de picos na curva de ensaio. Esses picos, porém, não comprometem a qualidade do ensaio. Já na presença de lentes arenosas na camada de argila, a qualidade do ensaio é prejudicada, pois na profundidade de ocorrência da lente arenosa, a drenagem é facilitada, resultando em um valor de resistência parcialmente drenado.

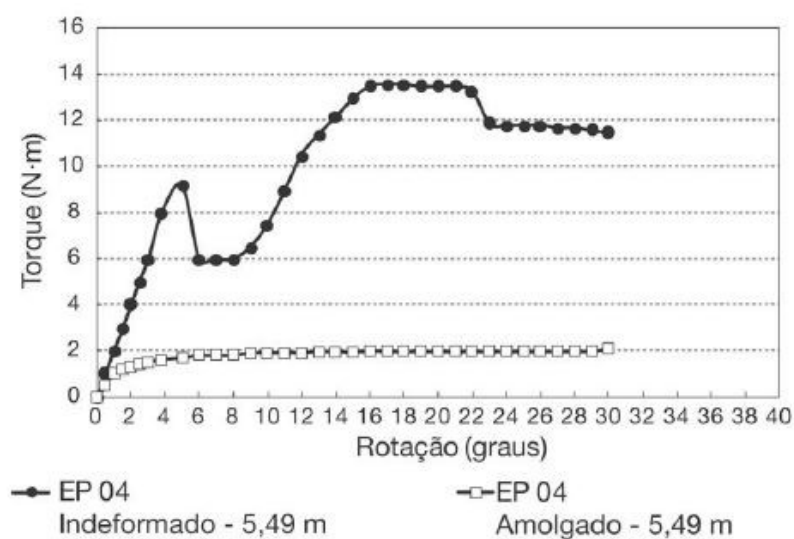


Figura 51 – Resultado de Ensaio de Palheta com a presença de conchas raízes e outros materiais (Schnaid e Odebrecht, 2012)

#### 4.1.1 Interpretação do ensaio

O giro da palheta produz uma superfície de ruptura cilíndrica, com altura e diâmetro definidos pelas dimensões da palheta (Figura 52). Na área da superfície de ruptura cilíndrica, surgem momentos resistentes do solo contra o movimento de rotação aplicado na palheta. O momento total é dividido em uma parcela de momento oriunda da área lateral do cilindro ( $M_v$ ) e na parcela de momento oriunda da área do topo e da base do cilindro ( $M_h$ ).

$$T = M_v + 2M_h \quad (14)$$

Onde:

$T$  = torque aplicado no equipamento;

$M_v$  = momento resistente da face vertical;

$M_h$  = momento resistente da face horizontal.

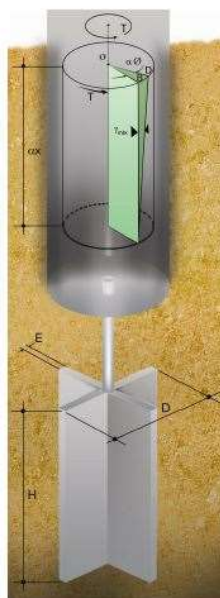


Figura 52 – Superfície de ruptura produzida por ensaio de palheta com dimensões  $D$  e  $H$  (Schnaid e Odebrecht, 2012)

A altura da palheta é pequena o suficiente para desconsiderar o provável ganho de resistência não drenada ( $s_u$ ) com a profundidade. Sendo assim, calcula-se o momento da face vertical multiplicando o braço de alavanca pelo produto entre a resistência do solo e o valor da área lateral da palheta.

$$M_v = \frac{S_u \pi D^2 h}{2} \quad (15)$$

Onde:

$s_u$  = valor da resistência não-drenada do solo;

$D$  = diâmetro da palheta;

$h$  = altura da palheta;

Já para o cálculo do momento resistente das faces horizontais não existe ainda um consenso entre os pesquisadores com relação à mobilização da resistência  $s_u$  nestas faces. Primeiramente, foram consideradas três hipóteses: mobilização triangular, mobilização uniforme e mobilização parabólica (Figura 53). O valor do momento resistente gerado nas faces superior e inferior são dados pela integral de linha abaixo, com  $s_u$  sendo função de  $r$ .

$$M_h = \int_0^R C_u \times 2\pi r \times r \, dr$$

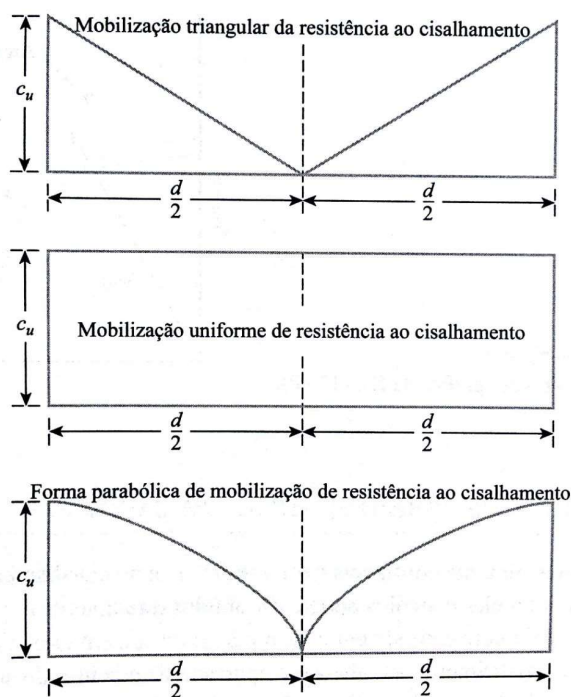


Figura 53 – Mobilização da resistência não drenada no fundo e no topo da superfície de cisalhamento da palheta (Das, 2007)

De acordo com a hipótese adotada de mobilização de  $s_u$ , a integral acima possui diferentes soluções. Através da aplicação de um fator  $\beta$ , as três soluções são contempladas da seguinte forma:

$$M_h = \frac{\beta S_u \pi D^3}{8} \quad (16)$$

Onde  $\beta$  é um fator que varia de acordo com a hipótese de mobilização de resistência adotada.

- $\beta = 1/2$  para mobilização triangular da resistência;
- $\beta = 2/3$  para mobilização uniforme da resistência;
- $\beta = 3/5$  para mobilização parabólica da resistência.

Substituindo as equações 15 e 16 na equação 14 e colocando  $s_u$  em evidência, obtém-se a equação 17 para o cálculo da resistência a partir do ensaio de palheta.

$$s_u = \frac{T}{\pi \left[ \frac{D^2 h}{2} + \frac{\beta D^3}{4} \right]} \quad (17)$$

A norma brasileira considera mobilização uniforme da resistência do solo nas superfícies horizontais do cilindro de ruptura (coeficiente  $\beta = 2/3$ ), e altura igual ao dobro do diâmetro da palheta, de acordo com as dimensões padronizadas pela norma. Mesmo que autores como Donald et al. (1977) e Menzies e Merrifield (1980), citados por Schnaid e Odebrecht (2012), tenham provado que a mobilização uniforme da resistência nas faces horizontais do cilindro da palheta é irreal, não só no Brasil como internacionalmente, a equação 18 foi mantida.

$$s_u = \frac{0,86T}{\pi D^3} \quad (18)$$

Collet (1978) realizou uma extensa campanha de ensaios de palheta na região do Sarapuí e conclui que os ensaios de palheta são os melhores indicadores da resistência não-drenada da argila, devido à menor dispersão dos resultados. Grande parte da dispersão obtida nos ensaios de laboratório provém da amostragem, onde o amolgamento das amostras é inevitável. A perturbação provocada no solo pela penetração do equipamento de palheta é muito menor que a perturbação sofrida pelas amostras retiradas do campo.

Apesar de todas as vantagens descritas até o momento, o ensaio de palheta possui problemas teóricos causados pela incerteza de diversos fatores que regulam o torque obtido no ensaio. Os principais fatores que geram as incertezas no valor da resistência não drenada do solo são: efeito tempo e velocidade de carregamento, anisotropia, e a ruptura progressiva do solo.

#### 4.1.2 Efeito da velocidade

É notório que a velocidade com que o carregamento é aplicado nos materiais exerce grande influência na resposta obtida em ensaios de resistência: qualquer

ensaio executado com velocidade de carregamento elevada fornece resultados de resistência superiores aos resultados de ensaio com velocidade de carregamento menores. O modo correto de se medir a resistência da argila é aplicar uma velocidade de deformação no corpo de prova compatível com a deformação que ocorre no campo para cada caso de obra. Contudo, a adoção de velocidades baixas de rotação permitiria a ocorrência de drenagem durante o ensaio, descaracterizando o mesmo, já que a intenção é obter o valor não drenado da resistência. O tema velocidade de carregamento é abordado com mais detalhes no Capítulo 2.

#### 4.1.3 Efeito do tempo

O tempo decorrido entre a cravação do equipamento de teste e o início do ensaio também exerce influência nos resultados. Durante a penetração do equipamento no solo, ocorre a indução de poropressões, e também um pequeno amolgamento do solo naquela região. Um maior tempo de espera entre a cravação e a execução do ensaio permitiria a dissipação de parte ou da totalidade da poropressão induzida pela cravação da palheta, além de que, em argilas com propriedades tixotrópicas, o amolgamento também poderia ser recuperado. Collet (1978) cita o trabalho de Aas (1975) que encontrou valor de  $C_u$  em argilas Norueguesas até 50% maior quando iniciado 24 horas após a inserção da palheta na profundidade de ensaio.

La Rochelle, Roy e Tavenas (1973, apud Collet, 1978) investigaram a influência da espessura da palheta nos resultados de  $s_u$ . Estes autores perceberam que conforme se aumentava a espessura da palheta, menor era o valor de  $s_u$ , atribuindo esta diferença ao amolgamento do solo (Figura 54).

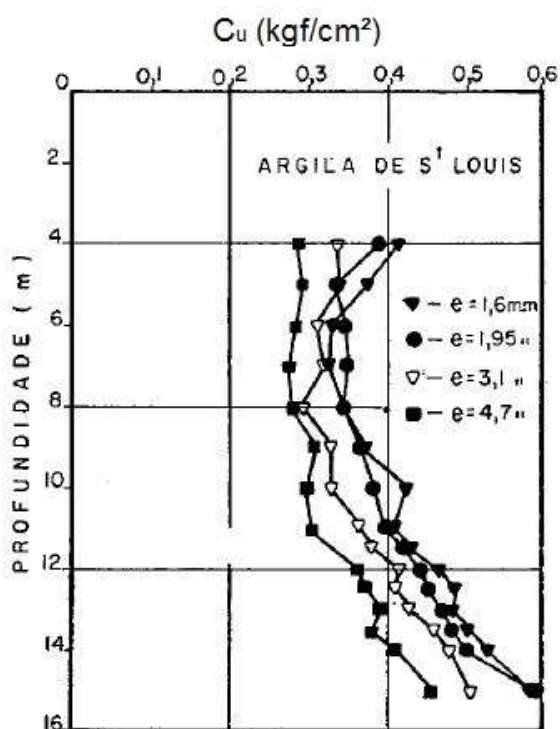


Figura 54 – Relação entre a espessura da palheta e a resistência não drenada obtida no ensaio (La Rochelle, Roy e Tavenas, 1973, apud Collet, 1978)

Neste mesmo trabalho, os autores propuseram o conceito razão de perímetro ( $\alpha$ ), que mede o potencial de perturbação no ensaio de palheta. Como mostra a equação 19, se mantido o diâmetro da palheta, o potencial de perturbação do solo é maior com o aumento da espessura das lâminas. Já se mantivermos a espessura e aumentarmos o diâmetro, o potencial de perturbação diminui, pois o amolgamento do solo passa a ter menos influência devido à maior dimensão da superfície de ruptura.

$$\alpha = \frac{4e}{\pi D} \quad (19)$$

Onde:

$e$  = espessura da lâmina da palheta

$D$  = diâmetro da palheta

Ao plotar o gráfico  $s_u$  vs.  $\alpha$  (Figura 55), os autores extrapolaram as retas para diferentes profundidades até a obtenção de  $\alpha$  igual a zero, caso onde não há

interferência do amolgamento do solo no valor obtido de  $s_u$ . Os dados coletados pelos autores mostraram um ganho de até 20% na resistência não drenada da argila estudada, porém esta correção não é utilizada na prática, já que para diferentes tipos de solo a perda de resistência devido ao amolgamento é variável.

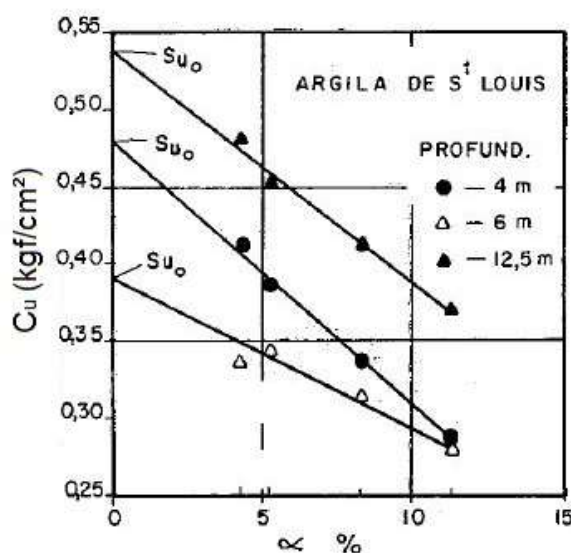


Figura 55 – Relação entre a razão de perímetro ( $\alpha$ ) e a resistência não drenada do ensaio de palheta (La Rochelle, Roy e Tavenas, 1973, apud Collet, 1978)

Para eliminar as incertezas quanto à drenagem ocorrida durante o ensaio de palheta, ter-se-ia que executar ensaios mais complexos para determinação de parâmetros de propressão e permeabilidade do solo. Fazê-lo contrastaria com a principal vantagem do ensaio de palheta para os outros ensaios, a simplicidade.

#### 4.1.4 Efeito da anisotropia

A resistência dos solos não é a mesma nas direções vertical e horizontal, embora seja a hipótese adotada pela norma para a definição de  $s_u$ , já que é muito complexa a quantificação da anisotropia. Collet (1978) cita a proposta de Aas (1965) para medir a anisotropia na resistência obtida pelo ensaio de palheta, a qual necessita que o ensaio seja realizado com no mínimo duas palhetas com relações D/H diferentes. O autor considera mobilização uniforme de  $s_u$  nas superfícies horizontais de ruptura, porém considera a anisotropia da resistência não drenada da argila,



utilizando os termos  $s_{uh}$  e  $s_{uv}$  (resistência não drenada nas superfícies horizontais e vertical, respectivamente), dando origem a equação 20.

$$T = \frac{S\pi D^2 H}{2} + \frac{s_{u,h}\pi D^3}{6} \quad (20)$$

Para uma mesma profundidade de solo, Aas (1965) considera que, independentemente das dimensões da palheta utilizada no ensaio, os valores obtidos de resistência em cada direção serão os mesmos. A partir deste pressuposto, o autor reescreve a equação 20 de tal maneira que esta represente a equação de uma reta com coeficiente linear igual a  $s_{u,v}$ , e coeficiente angular igual a  $s_{u,h}$ , dando origem à equação 21. O valor da razão  $s_{u,v}/s_{u,h}$  é obtido graficamente, como visto na Figura 56, que mostra um caso hipotético para obtenção da razão de anisotropia.

$$\frac{2T}{\pi D^2 H} = s_{u,v} + s_{u,h} \times \frac{D}{3H} \quad (21)$$

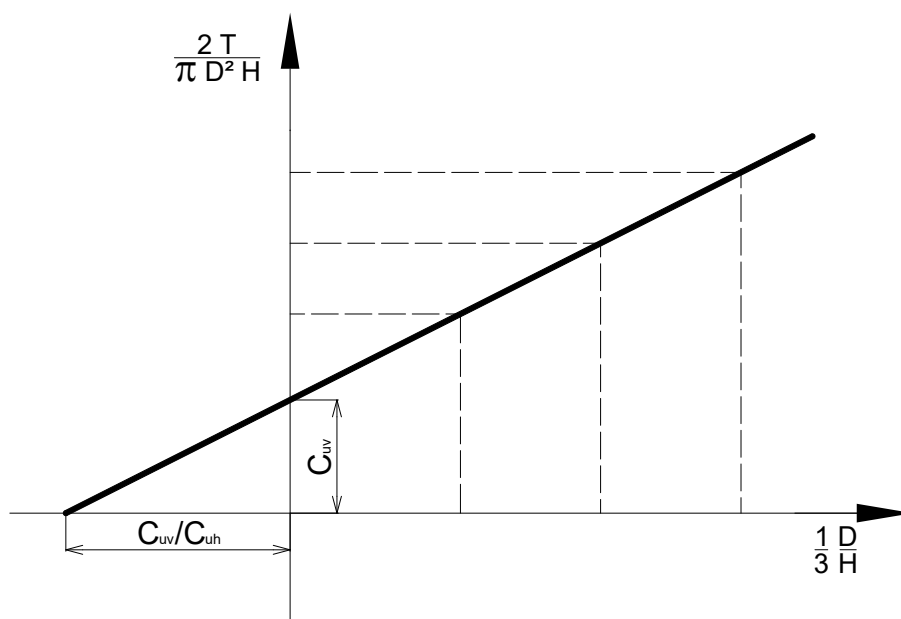


Figura 56 – Método gráfico para cálculo da anisotropia da resistência não drenada em ensaios de palheta – Adaptado (Collet, 1978)

#### 4.1.5 Efeito da ruptura progressiva

A ruptura progressiva é outro importante fator presente nas rupturas de aterros sobre solo mole. A sua influência no cálculo de estabilidade de taludes é discutida no Capítulo 3 que analisa a ruptura de solos frágeis, tema central do presente trabalho. Em suma, quanto mais sensível for o solo analisado, maior é a influência da ruptura progressiva no valor médio de resistência não drenada mobilizado na superfície de ruptura.

#### 4.1.6 Resistência amolgada no ensaio de palheta

A resistência amolgada dos solos argilosos é medida através do ensaio de palheta da mesma forma como é feita a medição de sua resistência indeformada. Para que o solo atinja a condição de amolgamento total, a norma brasileira prevê a aplicação de 10 rotações do equipamento de palheta, para depois dar sequência ao

procedimento de medição do torque máximo atingido no ensaio. O intervalo de tempo entre a medição da resistência indeformada e a medição da resistência amolgada não deve ser superior a 5 minutos. Com o valor da resistência indeformada e o valor da resistência amolgada, pode-se calcular a sensibilidade da argila.

A resistência amolgada é o valor da resistência ao cisalhamento apresentado pelas argilas após terem sua estrutura interna quebrada. Schmertmann (1975, apud Collet, 1978) diz que o procedimento adotado no ensaio de palheta não quebra a estrutura da argila, mas indica somente a sua resistência residual após grandes deformações. O autor discute o fato de que a sensibilidade calculada através do ensaio de palheta apresenta valores maiores que a sensibilidade obtida em ensaios de compressão simples executados em laboratório com a argila com estrutura completamente amolgada.

## **4.2 Ensaio de piezocone**

Na década de 30 os instrumentos percussores do piezocone começavam a ser desenvolvidos na Holanda, mais especificamente pelo Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft (Danziger e Schnaid, 2005). O ensaio de cone holandês foi criado inicialmente apenas para a obtenção de dados sobre a consistência do solo ensaiado e auxiliar no projeto de fundações profundas. Com o passar dos anos, os resultados do ensaio de cone começaram a ser utilizados para diversas outras aplicações, como a determinação de propriedades do solo prospectado e a definição da estratigrafia do terreno.

Inicialmente os cones eram projetados com a área da base igual a  $10 \text{ cm}^2$  e ângulo de  $60^\circ$  a partir de seu vértice. O ensaio era executado em duas etapas, fazendo-se primeiramente a cravação da ponteira por 4 cm, para depois se cravar por mais 4 cm o conjunto cone e luva de atrito. No primeiro momento somente a resistência de ponta era medida, enquanto que na segunda etapa de cravação a força medida englobava tanto a resistência por atrito lateral quanto a resistência de ponta. Este processo era repetido em intervalos de 20 cm, com as duas etapas de cravação sendo efetuadas com velocidade constante de penetração de 10 mm/s.

Na década de 80 surgiram os primeiros cones com elementos de medida de poropressão integrados na estrutura do aparelho e o “novo instrumento” passou a ser chamado de piezocone. Atualmente o cone mecânico foi substituído pelo piezocone elétrico, com células de cargas conectadas a um sistema de aquisição de dados que permite a obtenção contínua da resistência a penetração e da geração de poropressão no solo. Isto faz com que a estratigrafia do solo possa ser estudada detalhadamente, permitindo a verificação da presença de camadas de pouca espessura denominadas lentes, as quais poderiam passar despercebidas com a investigação feita nos intervalos convencionais de 20 cm.

#### 4.2.1 Processo de cravação

Dentre as vantagens do ensaio de piezocone, destaca-se a versatilidade e a velocidade das investigações. A cravação da ponteira é realizada por um sistema hidráulico constituído por uma bomba hidráulica com válvula reguladora de vazão, o que possibilita o controle da velocidade do avanço do cone padronizada em 20 mm/s com tolerância de 5mm/s. Como o sistema hidráulico é leve comparado com a força que o mesmo exerce na cravação, é necessária a presença de um elemento que forneça reação adequada para o ensaio. Convenientemente, pode-se travar o sistema hidráulico no veículo que o transporta e o peso próprio do veículo será utilizado como reação. Todavia, caso o local de ensaio seja de difícil acesso, sistemas de travação mais complexos são exigidos. Nos solos argilosos muito moles, objeto de estudo deste trabalho, o solo apresenta pouca resistência à cravação, demandando sistema de reação relativamente leve (Figura 57).

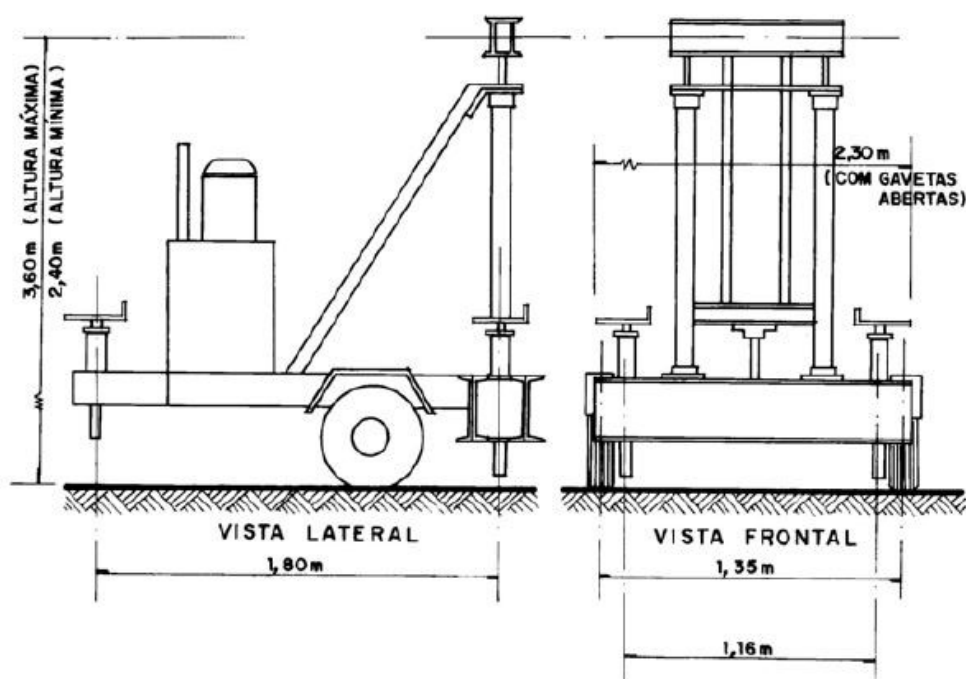


Figura 57 - Unidade de cravação do Piezocone UFRJ (Danziger e Schnaid, 2005)

Algumas medidas com respeito à manutenção, à calibração e ao manuseio do equipamento devem ser tomadas para a obtenção de dados de qualidade. Os cuidados não se limitam aos dispositivos presentes na ponteira, mas compreendem todo equipamento utilizado na cravação e o sistema de aquisição de dados.

As hastes metálicas de 1m, que são conectadas umas às outras conforme se prossegue a cravação, não devem apresentar desvio superior a 2mm do eixo, segundo recomendações da IRTP/ISSMFE, citadas por Danziger e Schnaid (2005). Nas primeiras 5 hastes mais próximas à ponteira a tolerância é ainda menor, igual a 1mm. A fim de diminuir o desgaste nas hastes, podem ser utilizados redutores de atrito (Figura 58), que são geralmente constituídos por anéis ou aletas instalados logo acima da ponteira. Como estes dispositivos tem diâmetro superior ao das hastes, a cravação da ponteira com o redutor de atrito produz um furo mais largo, evitando que as hastes sofram com o atrito do solo.

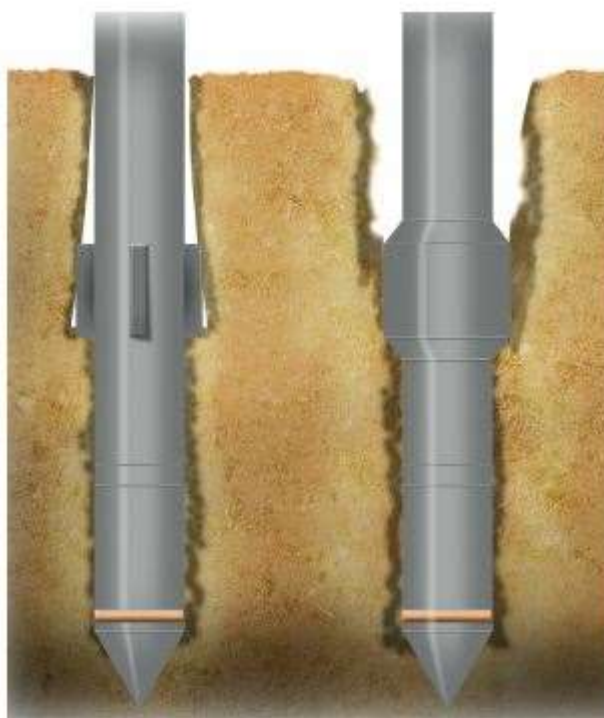


Figura 58 – Redutores de atrito usuais (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Outra situação de risco para a integridade das hastes ocorre durante a prospecção de terreno composto por espessa camada de argila mole sobrejacente a um solo competente. A sondagem é executada no trecho de argila mole sem oferecer resistência significativa à cravação, até que a ponteira alcança o solo competente onde a cravação exige maior esforço. Argilas como a do Sarapuí têm a consistência tão mole que oferecem pouca ou nenhuma contenção lateral às hastes do equipamento, o que pode, em alguns casos, levá-las à flambagem.

#### 4.2.2 Células de carga, elementos porosos e calibrações

As ponteiros são certamente o elemento que mais sofre desgaste na realização dos ensaios, além de ser a parte mais sensível do equipamento, pois abriga todo o sistema de leitura de dados. Sendo assim, deve-se verificar a presença de avarias na ponta cônica e na luva de atrito, de forma a mantê-los nas medidas aconselhadas por norma e pelo fabricante. A periodicidade da calibração das células de carga e transdutores é função da extensão e importância da obra. Quanto mais importante e extensa a campanha de ensaios, com maior frequência deverá ser realizada a

calibração. No entanto, deve-se respeitar um intervalo máximo de 3 meses entre uma calibração e outra (Danziger e Schnaid, 2005).

Os elementos porosos responsáveis por permitir a entrada da água de forma adequada para a medição do excesso de poropressão gerado na cravação também inspiram cuidados. A abertura dos poros e a permeabilidade do material são padronizados para que medição seja feita corretamente. Os elementos porosos podem ser fabricados em plástico, cerâmica, aço ou bronze (Schnaid e Odebrecht, 2012). Segundo os autores, os elementos feitos de cerâmica, embora resistentes à abrasão, são frágeis e quebram com facilidade quando expostos a tensões elevadas. Já os filtros constituídos de plástico são pouco resistentes, não devendo ser utilizados na posição  $u_1$ .

Para que a leitura do excesso de poropressão esteja correta, o elemento poroso deve estar completamente saturado no momento da inserção do piezocone no solo e manter a saturação durante todo ensaio. Conservar o estado de saturação da pedra porosa é extremamente trabalhoso, sobretudo quando o ensaio é realizado acima do lençol freático. Trabalhos como os de Schnaid e Odebrecht (2012) e Danziger e Schnaid (2005) recomendam a utilização de fluidos mais viscosos para este caso, sendo a glicerina o mais adotado. Embora a fase de saturação seja dispendiosa quando executada com fluido mais viscoso, o mesmo é capaz de manter a pedra porosa saturada por mais tempo.

Não só a pedra porosa deve ser saturada, mas todos os elementos que têm relação com o sistema de medida de poropressão (Danziger e Schnaid, 2005). Dentre estes se incluem os orifícios que ligam a pedra porosa ao transdutor de pressão responsável pela leitura. Robertson e Campanella (1983) reportaram que o piezômetro mal saturado reproduz leituras defasadas da poropressão, o que vai de acordo com os resultados obtidos por Danziger(1990). Ao fazer a cravação do cone com um dos elementos porosos saturado e o outro não, o autor encontrou o perfil de poropressão mostrado na Figura 59, onde a ausência de picos na leitura evidenciam leitura retardada da poropressão.

A defasagem na leitura compromete totalmente a interpretação dos dados, sobretudo na definição da estratigrafia do solo e nos ensaios de dissipação de poropressão. A definição da estratigrafia é comprometida, pois não se pode confiar na profundidade que o equipamento reportou a queda ou aumento súbito de

poropressão. Já no ensaio de dissipação de poropressão, a curva da poropressão no tempo é completamente descaracterizada como mostra a Figura 60 de Campanella e Robertson (1981) referenciada por Danziger e Schnaid (2005).

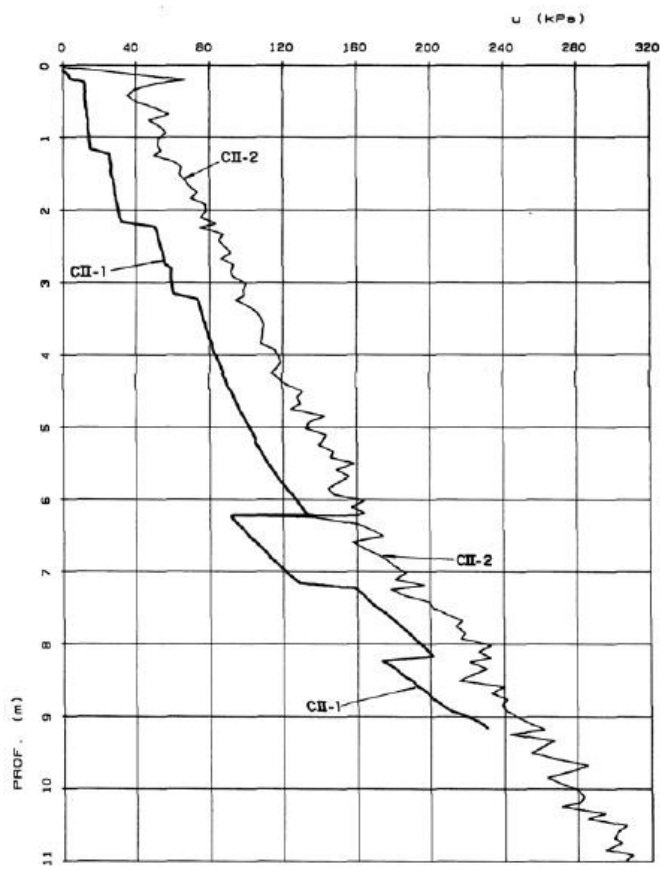


Figura 59 – Ensaio com saturação adequada (CII-2) e com saturação inadequada (CII-1) (Danziger, 1990)

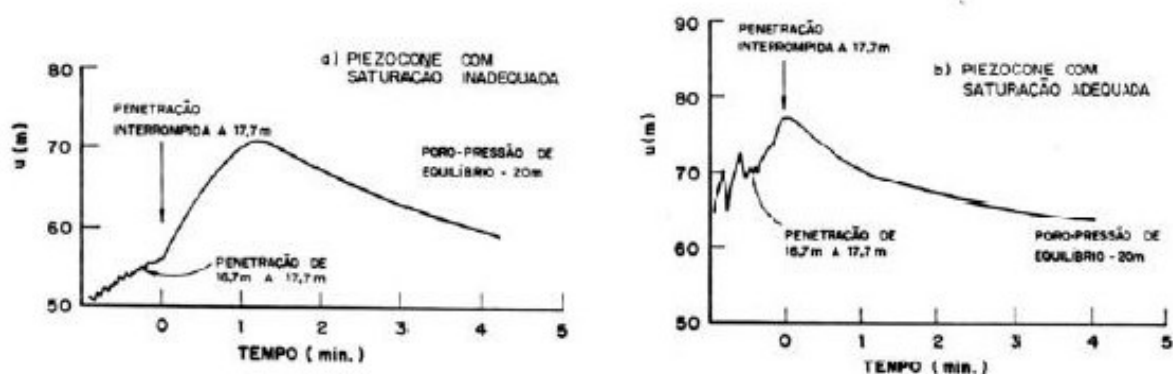


Figura 60 – Ensaios de dissipação de poropressão: a) Piezocone com saturação adequada, b) Piezocone com saturação inadequada – Adaptado de Campanella e Robertson (1981 apud Danziger e Schnaid, 2005)



Os elementos porosos podem ser instalados em várias partes da ponteira, sendo as mais comuns ilustradas na Figura 61. Apesar de não haver um consenso sobre a melhor localização, Danziger e Schnaid (2005) sugerem a utilização da posição  $u_2$  por apresentar boa sensibilidade na leitura das poropressões, ter menor risco de sofrer danos e por ter sido a posição utilizada para elaboração produção da maioria das correlações com parâmetros do solo e no cálculo de resistência de fundações profundas. O ponto  $u_1$  é o que apresenta maior sensibilidade à geração de poropressões, enquanto a posição  $u_3$  tem sido utilizada somente para duplicar as leituras, amentando a confiabilidade nos dados.

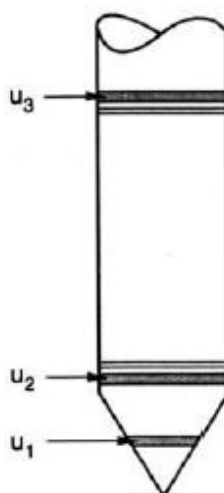


Figura 61 – Posições usuais do elemento poroso na ponteira do piezocone (Danziger e Schnaid, 2005)

Antes de começar a campanha de ensaios de piezocone, é recomendável a execução de uma leitura de referência. Em razão da variação de temperatura do cone e da temperatura do solo, ocorre o surgimento de uma carga aparente. Assim, o cone deve ser mantido sempre à sombra, pois no Brasil a temperatura externa é consideravelmente superior que a temperatura no interior do solo. Após terminada a campanha de sondagem, o equipamento é cravado junto ao local onde foi executada a leitura de referência, para definir se houve influência da temperatura no decorrer do trabalho.

#### 4.2.3 Parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio de piezocone

Após receberem tratamento adequado, os dados obtidos nos ensaios de piezocone são utilizados para obtenção de diversos parâmetros do solo prospectado. Nas argilas, podem ser obtidos resistência não drenada, coeficiente de empuxo no repouso, razão de pré-adensamento, módulo de elasticidade, parâmetros de resistência efetivos, módulo cisalhante máximo, coeficiente de adensamento e permeabilidade. No presente trabalho será abordada apenas a determinação dos parâmetros fundamentais na execução da análise por elementos finitos, destacados em negrito.

Grande parte das correlações são obtidas através da resistência de ponta obtida no ensaio de cone. Contudo, antes de lidar com as correlações, a resistência de ponta à cravação deve ser corrigida para levar em consideração a ação da poropressão em áreas de dimensões desiguais do cone. Segundo Robertson e Cabal (2015), a poropressão  $u_2$  age por detrás da ponta cônica, reduzindo a leitura obtida nas células de carga (Figura 62). A correção da resistência de ponta pode ser efetuada a partir da equação 22.

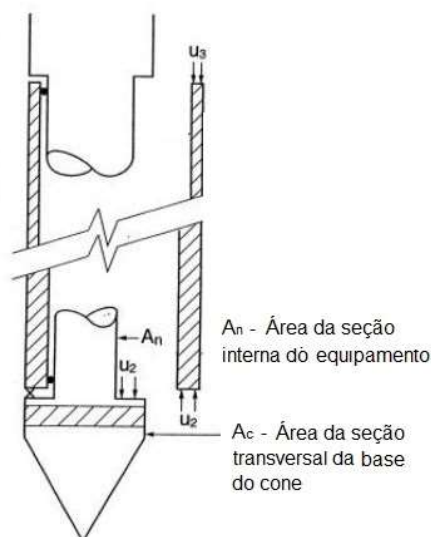


Figura 62 – Ação da poropressão  $u_2$  no cálculo da resistência de ponta à penetração (Robertson e Cabal, 2015)

$$f_t = f_n + u_2(A_c - A_n)$$

$$q_t = \frac{f_t}{A_c} = \frac{f_n + u_2(A_c - A_n)}{A_c}$$

$$q_t = q_c + (1 - a_n) u_2 \quad (22)$$

Onde:

$f_t$  = força total de resistência à penetração da ponta;

$f_n$  = força medida pela célula de carga no piezocone;

$u_2$  = poropressão na posição  $u_2$ ;

$A_c$  = Área da seção interna do piezocone;

$A_n$  = Área da seção transversal da base do piezocone;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$q_c$  = resistência de ponta sem correção

$a_n$  = fator de área líquida igual a razão entre  $A_n$  e  $A_c$ .

A determinação do valor de  $a_n$  geralmente é realizada em laboratório através de ensaios em câmaras triaxiais. Na aplicação de acréscimo de pressão  $\Delta\sigma$  na célula triaxial é observado o valor medido de  $u_2$  e de  $q_c$ . Em condições ideais as duas medidas deveriam representar a totalidade do acréscimo  $\Delta\sigma$  porém, devido ao fenômeno explicado anteriormente, não é o que ocorre. Mayne (2007) apresenta a calibração em laboratório de um piezômetro novo (Figura 63), onde se observa que o valor obtido de  $q_c$  representa apenas 58% de  $\Delta\sigma$ . A diferença obtida na prática entre a resistência com e sem a correção é mostrada na Figura 64, onde é apresentado o perfil de resistência de ponta obtido pelo mesmo cone mencionado na calibração em laboratório.

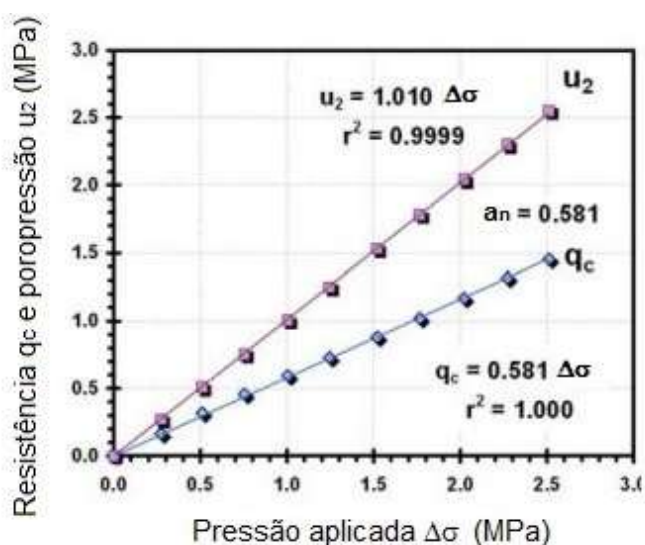


Figura 63 – Calibração do efeito da poropressão na resistência de ponta em laboratório, obtenção do parâmetro  $a_n$  – Adaptado (Mayne, 2007)

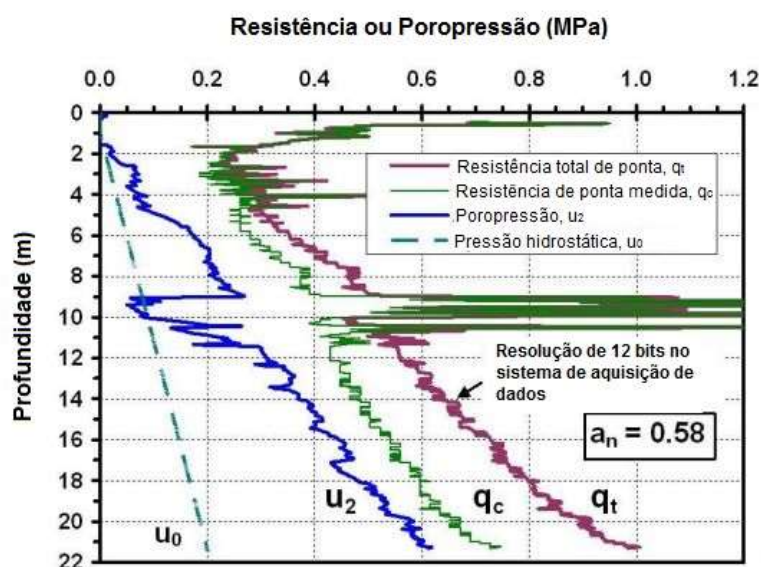


Figura 64 – Comparação entre perfil de resistência de ponta corrigida e não corrigida – Adaptado (Mayne, 2007)

Mayne (2007) relata que apenas 47% dos departamentos de transporte dos EUA e Canadá utilizam a correção na resistência de ponta. O resultado é alarmante pois, como visto na Figura 64, o valor real da resistência de ponta alcança valores 30% maiores do que a resistência medida. Como, além da estratigrafia do solo, praticamente todas as correlações para obtenção de parâmetros utiliza o valor  $q_t$ , negligenciar a correção da resistência de ponta pode conduzir a erros grosseiros no projeto.

#### 4.2.3.1 Resistência não drenada

A resistência não drenada do solo argiloso pode ser obtida pela correlação com a resistência de ponta corrigida do ensaio de piezocone através da equação 23 (Danziger e Schnaid, 2005). No banco de dados brasileiro existe uma grande dispersão no valor de  $N_{kt}$ . Esta variabilidade é justificada, pois cada solo apresenta um comportamento distinto de acordo com seu processo de formação, composição química e granulometria. Outra fonte de incertezas é que no banco de dados brasileiro constam correlações com o  $s_u$  obtido ora por ensaio de laboratório, ora por ensaio de campo.

Dessa forma, deve-se agir com cautela na prática, sempre atentando para os ensaios utilizados para se obter a correlação, e se os mesmos foram executados da maneira devida. Danziger e Schnaid (2005) apontam como prática mais comum fazer-se a correlação com o valor de resistência obtido em ensaios de palheta, e sugerem esta padronização para se obter um banco de dados mais uniforme e confiável.

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (23)$$

Onde:

$s_u$  = resistência não drenada;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical in situ;

$N_{kt}$  = fator de correlação entre a resistência de ponta à cravação corrigida e a resistência não drenada do solo, ou simplesmente fator de cone.

Existe também a forma de determinação teórica do valor de  $N_{kt}$ , baseada no Método do Caminho de Deformações (Houlsby e Teh, 1988 apud Danziger e Schnaid, 2005). O cálculo é feito conforme equação 24 e requer o conhecimento de diversos parâmetros de difícil obtenção na prática. A formulação teórica acaba sendo pouco utilizada, já que o ponto chave da utilização do ensaio de piezocone é a obtenção das informações do solo de modo mais simples e prático.

$$N_{kt} = \left(1,67 + \frac{I_r}{1500}\right) (1 + \ln(I_r)) + 2,4\lambda_f - 0,2\lambda_s - 1,8\Delta \quad (24)$$

Onde:

$I_r$  = índice de rigidez do solo;

$\lambda_f$  = fator de adesão na face do cone;

$\lambda_s$  = fator de adesão no fuste do cone

$\Delta = (\sigma_{v0} - \sigma_{h0})/2s_u$ .

#### 4.2.3.2 História de tensões e coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ )

A tensão de pré-adensamento pode ser estimada a partir da equação 25 e da equação 26. Os principais autores que desenvolveram esta correlação foram Chen e Mayne (1996), que investigaram cerca de 1200 resultados referentes à equação 25 e 880 ensaios referentes a equação 26 e obtiveram para ambas um coeficiente de correlação linear próximo de 0,80 (Schnaid e Odebrecht, 2012). O OCR pode ser obtido facilmente através divisão da tensão de pré-adensamento estimada pela tensão vertical efetiva de campo.

$$\sigma'_{vm} = K_1(q_t - \sigma_{v0}) \quad (25)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2(q_t - u_2) \quad (26)$$

Onde:

$K_1$  = coeficiente de correlação 1 para tensão de pré-adensamento;

$K_2$  = coeficiente de correlação 2 para tensão de pré-adensamento;

$u_2$  = medição do acréscimo de poropressão na posição 2.

Já para a obtenção do coeficiente de empuxo no repouso  $k_0$  existem duas alternativas. Na primeira, utiliza-se o valor de OCR calculado a partir dos dados do ensaio de cone nas formulações clássicas derivadas da fórmula de Jacky, como por exemplo a proposta por Mayne e Kulhawy (1982) (equação 27). A segunda maneira

faz a correlação direta entre o valor de  $K_0$  e os dados obtidos no ensaio de cone, como mostra equação 28. A Figura 65 apresenta a comparação ente o  $k_0$  obtido das duas formas citadas em comparação com os valores obtidos em ensaio de pressiômetro, que se considera um método confiável de obtenção do empuxo no repouso. Observa-se que a correlação com cone fornece valores muito próximos ao do pressiômetro.

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (27)$$

$$k_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (28)$$

Onde:

OCR = razão de pré-adensamento;

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo;

$\sigma'_{v0}$  = tensão efetiva in situ;

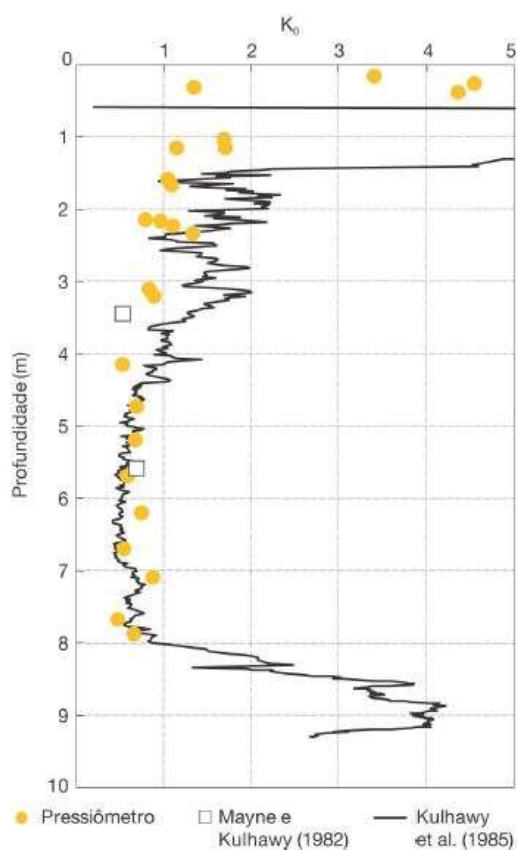


Figura 65 – Comparação entre os valores de  $k_0$  determinados por diferentes métodos (Schnaid e Odebrecht, 2012)

#### 4.2.3.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade talvez seja o parâmetro mais incerto obtido por correlação com o piezocone e, por isso, deve ser utilizado com cautela. Seu valor é sensível a fatores como história de tensões que nem sempre são refletidos na resistência de ponta de ponta do cone. A correlação é feita através da resistência não drenada, e tem a forma mostrada na equação 29.

$$E_u = nS_u \quad (29)$$

Onde:

$E_u$  = módulo de elasticidade não drenado;



$n$  = fator de correlação.

#### 4.2.4 Classificação do solo a partir dos ensaios de piezocone

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a principal crítica ao ensaio de piezocone sempre foi a ausência da coleta de amostras, que podem ser utilizadas para identificar e classificar o solo no local do ensaio. Buscando superar essa lacuna, diversos autores criaram métodos que utilizam as grandezas medidas no ensaio de piezocone para definir o comportamento do solo e, assim, poder classificá-lo, sem a necessidade de amostragem durante o ensaio. Os métodos de classificação de Robertson (1990) e de Jefferies e Davies (1993), abordados neste capítulo, serão posteriormente utilizados na presente Dissertação para analisar a estratigrafia do Porto de Santana.

##### 4.2.4.1 Proposta de Robertson (1990)

Os ábacos apresentados por Robertson (1990), utilizados na classificação do solo através do ensaio de piezocone, começaram a ser desenvolvidos a partir de 1983 (Schnaid e Odebrecht, 2012). A versão definitiva desenvolvida pelo autor leva em consideração que todas as leituras feitas no ensaio de piezocone são influenciadas pela profundidade. Por exemplo, um solo arenoso homogêneo, investigado na profundidade de 2m e 10m, produz valores diferentes de resistência à penetração nas duas profundidades, pois o confinamento em cada ponto é distinto. Por esta razão, Robertson (1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) introduziu a utilização de parâmetros normalizados na classificação do solo (Expressões 30, 31 e 32).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} - u_0} \quad (30)$$

$$B_t = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (31)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100\% \quad (32)$$

Dois são os ábacos apresentados pelo autor para a classificação do solo (Figura 66), ambos categorizando os materiais em 9 grupos, como mostra a Tabela 10. O primeiro ábaco ( $Q_t$  vs.  $B_q$ ) leva em consideração a geração de poropressões no solo, enquanto o segundo ábaco faz a classificação com parâmetros exclusivamente mecânicos. Embora a geração de poropressões seja um dado muito importante na classificação dos solos, deve-se ter muita cautela na utilização do ábaco  $Q_t$  vs.  $B_q$ , pois a medição de  $u_2$  é muito sensível a erros na execução do ensaio, como, por exemplo, a saturação insuficiente da pedra porosa.

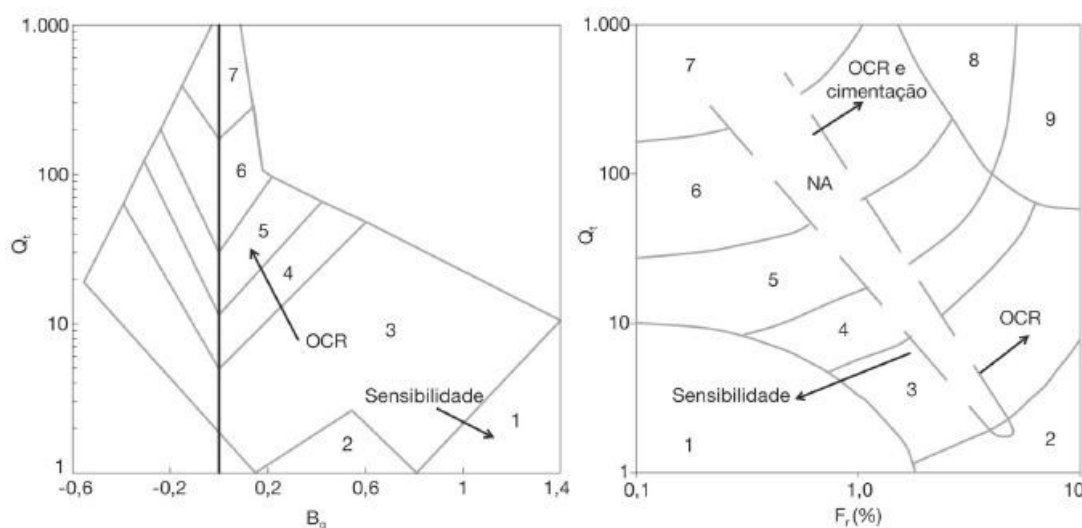


Figura 66 – Ábacos para classificação do solo através de ensaios de piezocone (Robertson, 1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Tabela 10 – Zonas de classificação do solo (Robertson, 1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Zona do Ábaco	Classificação do solo
1	solo fino sensível

2	solo orgânico e turfas
3	argilas - argilas siltosas
4	argila siltosa - silte argiloso
5	siltos arenosos - areias siltosas
6	areias limpas - areias siltosas
7	areias com pedregulhos - areias
8	areias - areias limpas
9	areias finas rígidas

#### 4.2.4.2 Proposta de Jefferies e Davies (1993)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), Jefferies e Davies (1993) modificaram a proposta de Robertson (1990), através da introdução de uma nova variável que combina dados da resistência de cravação e da geração de poropressão, como mostrado na Equação 33. Diferente da classificação de Robertson (1990), apenas 7 zonas são distinguidas pelo ábaco de Jefferies e Davies (1993), como pode ser visto na Figura 67 e definido na Tabela 11.

Os autores também definiram o índice de classificação do material  $I_c$  (Equação 34), que pode ser usado com maior facilidade em planilhas de computadores para definir a classificação do solo. Adicionalmente, o  $I_c$  pode ser utilizado como modo expedito para a classificação das condições de drenagem do material. Nos casos em que  $I_c < 1,8$ , pode-se considerar o comportamento do solo como drenado, enquanto que, para valores de  $I_c > 2,76$ , o solo se comporta de maneira não drenada. Caso o índice de grupo do solo caia no intervalo entre 1,8 e 2,76, nada pode ser afirmado com relação à drenagem.

$$Q_t(1 - B_q) = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} - u_0} \cdot \left(1 - \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}\right) \quad (33)$$

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \log(F_r)\}^2} \quad (34)$$

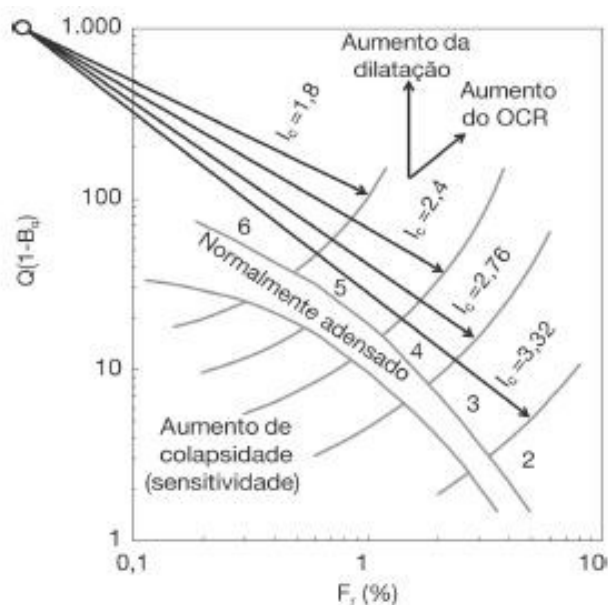


Figura 67 – Âbaco para classificação do solo através de ensaios de piezocone (Jefferies e Davies, 1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Tabela 11 - Zonas de classificação do solo (Jefferies e Davies, 1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Classificação do solo	Nº da zona	Índice de grupo $I_c$
Argilas Orgânicas	2	$I_c > 3,22$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$
Misturas de siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$
Misturas de areias	5	$1,90 < I_c < 2,82$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$
Areias com pedregulhos	7	$I_c < 1,25$
Solos sensíveis	1	NA

### 4.3 Ensaio T-Bar

O ensaio *T-Bar*, também conhecido no Brasil como ensaio de penetração de cilindro, foi desenvolvido para combinar características do ensaio de palheta e do ensaio de cone para obtenção da resistência não drenada do solo. O ensaio *T-Bar* fornece um perfil contínuo de resistência, como no caso dos ensaios de cone, e a resistência não-drenada é obtida de forma direta, assim como no ensaio de palheta. Randolph et al. (1998) apud Macedo (2004) lista uma série de incertezas inerentes à obtenção da resistência não drenada através de correlações com os resultados do ensaio de piezocone que tornam o ensaio *T-Bar* mais confiável para tal fim:

- Imprecisão na leitura de ponta – erro de  $\pm 5\%$ ;
- Imprecisão no valor de  $\sigma_{1v}$  – erro de  $\pm 5\%$ ;
- Variação do valor da razão de área durante a penetração – erro de  $\pm 10\%$ ;
- Imprecisão do valor de  $N_{kt}$  – erro de  $\pm 20\%$ ;
- Imprecisão do valor de  $B_q$  – erro de  $\pm 20\%$ .

Larson et al. (2014) atribuem a maior precisão da leitura de ponta no ensaio *T-Bar* à dimensão do penetrador que tem área cerca de 10 vezes maior que a área da ponta do cone. Segundo os autores, isto faz com que todas as variáveis que influenciam a resistência de ponta no CPT tenham interferência 10 vezes menor no ensaio de penetração de cilindro. Por esta razão o ensaio *T-Bar* tem sido muito utilizado em situações *off-shore*, onde existe considerável lâmina d'água acima da profundidade de ensaio, gerando valores elevados de poropressão que afetam as correlações do ensaio de cone.

A utilização do penetrador cilíndrico se deu inicialmente em máquinas centrífugas, com velocidade de penetração de 3mm/s, com as dimensões mostradas na Figura 68. Segundo Jannuzzi et al. (2012), o ensaio *T-Bar* foi executado em campo pela primeira vez por Stewart e Randolph (1994), com a mesma velocidade de penetração do ensaio de cone (20mm/s) e utilizando uma base cilíndrica de diâmetro igual a 50mm e comprimento igual a 200mm na investigação.

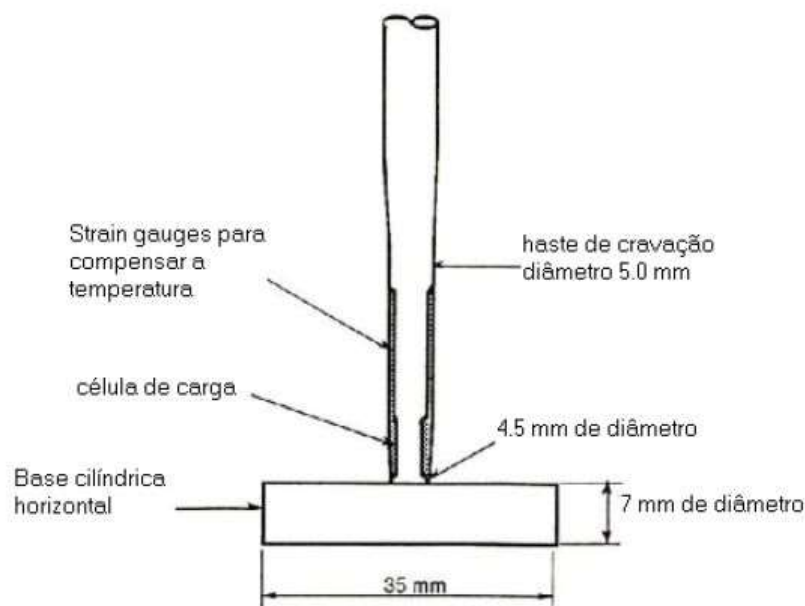
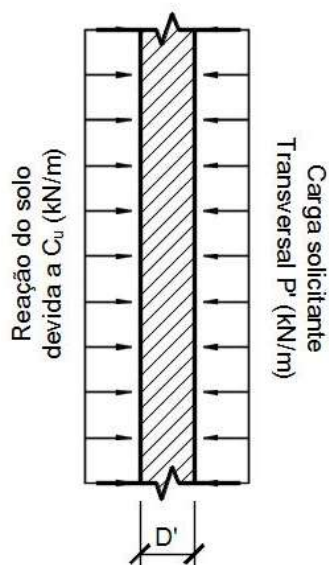


Figura 68 – Dimensões do penetrador cilíndrico em ensaios em máquina centrífuga (Stewart e Randolph, 1991, apud Macedo, 2004)

Na interpretação dos resultados de ensaio *T-Bar* é empregada a formulação teórica de Randolph e Houlsby (1984), desenvolvida para o cálculo da carga transversal de ruptura aplicada a uma estaca de comprimento infinito. A solução do problema é exata e definida através da teoria da plasticidade. O resultado obtido pelos autores mostra que a divisão da carga máxima transversal pelo diâmetro e pela resistência não drenada do solo é igual a uma constante ( $N_b$ ) que depende somente de características da estaca (equação 35), que estão relacionadas com a rugosidade do material e com a interação do mesmo com o solo.

A estaca infinita solicitada por carga transversal é substituída pela ponta cilíndrica do penetrador que tem dimensão finita e é solicitada pela força atuante na ponta devido a cravação do conjunto. Em ambos os casos, a reação às forças instabilizantes é proporcionada pela resistência não drenada da argila, sem necessidade de adaptação do conceito. As semelhanças entre uma estaca solicitada por carga transversal e a cravação do penetrador cilíndrico (Figura 69) permitem a utilização da mesma solução para ambas situações, com mudança apenas nas notações utilizadas (equação 36).

## Estaca Infinita



## Penetrador cilíndrico

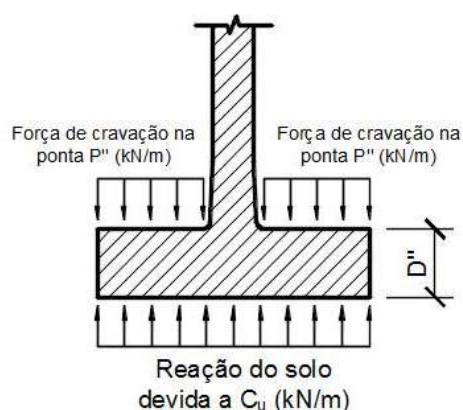


Figura 69 – Aproximação utilizada para a interpretação dos ensaios *T-Bar*

$$\frac{P'}{S_u D'} = N_b \quad (35)$$

$$\frac{P''}{D''} = q_m$$

$$\frac{q_m}{S_u} = N_{T-bar} \quad (36)$$

Onde:

$P$  = Carga Transversal por metro atuante na estaca infinita;

$s_u$  = Resistência não drenada do solo argiloso;

$D'$  = Diâmetro da estaca infinita;

$N_b$  = Constante relacionada com as características da estaca;

$P''$  = Carga por metro atuante na ponta do penetrador cilíndrico;

$D''$  = Diâmetro do cilindro da ponta do penetrador;

$q_m$  = Força medida na célula de carga dividida pela área projetada do cilindro;

$N_{T-bar}$  = Constante relacionada com as características do penetrador.

Em um penetrador cilíndrico com rugosidade próxima ao aconselhado por normas internacionais, o valor de  $N_{T\text{-bar}}$  gira em torno de 10,5, com erro máximo menor que 13% (Jannuzzi, Danziger e Martins, 2012, apud Stewart e Randolph, 1991). O valor de  $N_{T\text{-bar}}$  também pode ser calibrado através da execução de ensaios de palheta próximos as primeiras cravações do penetrador, afim de obter resultados mais precisos para a constante.

Através da Figura 69 é possível constatar que a área da parte superior do cilindro de penetração é menor do que a área da parte inferior do mesmo, devido à presença da haste que conecta a ponteira à superfície. Desta maneira, a resultante da tensão vertical e da poropressão atuante na superfície inferior é maior do que as resultantes que atuam na superfície superior do cilindro. Por isto, Yafrate et al. (2009), Jannuzzi et al. (2012), Larson et al. (2014) recomendam a utilização da correção proposta por Randolph (2004) que define a tensão de ponta líquida (equação 37).

$$q_{net} = q_m - [\sigma_{v0} - u_0(1 - a_r)] \frac{A_s}{A_p} \quad (37)$$

Onde:

$q_{net}$  = resistência de ponta líquida;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical total;

$u_0$  = poropressão hidrostática;

$a_r$  = fator de área líquida, análogo ao fator adotado no ensaio de piezocone;

$A_s$  = área da seção transversal da haste;

$A_p$  = área da ponta cilíndrica.

Embora o ensaio de penetração tenha sido introduzido no Brasil há pouco mais de 10 anos a partir do trabalho de Macedo (2004), sua utilização é simples, podendo-se aproveitar as hastes e equipamentos de cravação do piezocone. A principal desvantagem deste tipo de ensaio está na fragilidade da ponta cilíndrica, que fica sujeita a esforços de flexão durante a cravação. Por esta razão, na existência de um aterro sobrejacente à camada de argila estudada faz-se necessário a abertura de um furo por toda a camada de aterro. O perfil do subsolo prospectado deve ser conhecido, para evitar danos no aparelho devido à presença de camadas mais resistentes.



Para evitar os problemas relacionados à fragilidade da ponta do equipamento *T-Bar*, Yafrate (2009) sugere a utilização de outro penetrômetro de funcionamento semelhante, porém com a ponteira esférica (“*ball penetrometer*”). No mais, Macedo (2004) também relata experiências ruins obtidas por uma campanha de ensaios *T-Bar* realizadas pelo Norwegian Geotechnical Institute (NGI), onde procurou-se medir a resistência lateral do solo, e as poropressões na cravação. Segundo o autor, a investida não obteve resultados confiáveis no que diz respeito à repetitividade dos valores obtidos.

#### 4.3.1 Ensaio *T-Bar* Cíclico

Uma variação do ensaio *T-Bar* vem sendo utilizada para determinar a resistência não drenada do solo na condição amolgada. Esta variação é denominada ensaio *T-Bar* cíclico, o qual é realizado através da inserção e extração do penetrador cilíndrico  $n$  vezes em intervalos de 0,50m (Januzzi et al., 2012). O número de ciclos varia para cada solo, sendo adotado o número necessário para se obter a resistência residual do mesmo.

De acordo com Januzzi et al. (2012), o ensaio cíclico era efetuado após ter sido realizada a cravação completa do penetrador no terreno estudado, ou seja, na etapa de retirada do equipamento do solo. Este procedimento não é o mais adequado, pois permite a drenagem parcial das poropressões do solo perturbado pela passagem da ponta cilíndrica, o que aumenta a leitura da resistência nos primeiros ciclos de extração/inserção ( Lunne et al., 2011, apud Januzzi, Danziger e Martins, 2012).

O resultado de um ensaio *T-Bar* (cíclico ou comum) é plotado em gráficos contendo o valor de  $q_m$  no eixo das abscissas e a profundidade no eixo das ordenadas (Figura 70). Os valores negativos de  $q_m$  correspondem à resistência obtida durante a extração do penetrador. Sahdi et al. (2014) alertam sobre a necessidade de se corrigir os resultados do ensaio quando executado em argilas em processo de adensamento. O critério utilizado para a correção é de que a resistência residual ( $q_{rem}$  ou  $s_{u,r}$ ) obtida por cravação e extração do penetrador devem ser iguais. A Figura 71 apresenta os resultados de um ensaio realizado em argila muito mole antes e depois da correção

Os resultados computados também podem ser apresentados em forma de curvas de degradação. As curvas de degradação mostram a resistência não drenada da argila em cada ciclo, sendo assim chamada devido à perda de resistência que o solo experimenta até alcançar sua resistência residual. Segundo Yafrate et al. (2009), o valor de  $q_m$  medido na cravação primeira cravação da ponta é contabilizado como ciclo 0,5, a primeira extração como ciclo 1, a segunda cravação como ciclo 1,5 e assim por diante. A degradação do solo pode ser apresentada com os valores integrais de  $q_m$  em cada ciclo, ou com os valores de  $q_m$  normalizados pelo seu valor inicial de cravação (Figura 72).

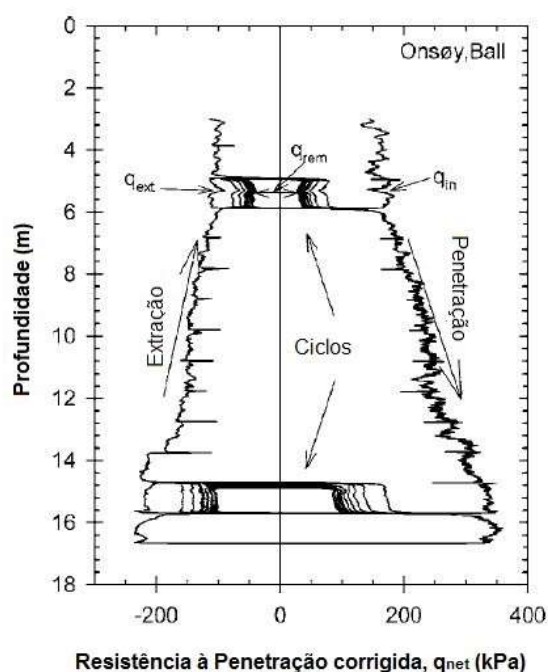


Figura 70 – Leitura de ensaio de penetração de cilindro com ciclos realizados nas profundidades de 5m e 15m – Adaptado (Yafrate et al., 2009). Notações:  $q_{ex}$  = resistência de ponta na extração;  $q_{in}$  = resistência de ponta na inserção;  $q_{rem}$  = resistência de ponta amolgada

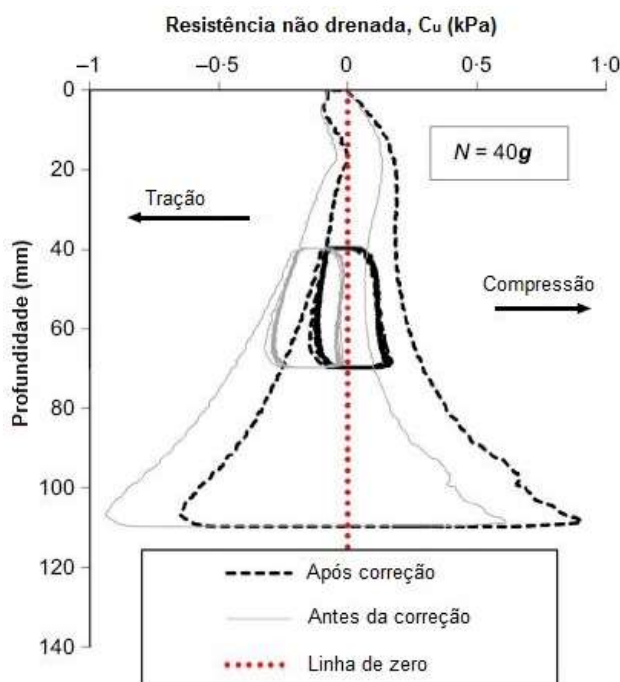


Figura 71 – Correção da resistência não drenada obtida em argilas muito moles – Adaptado (Sahdi et al., 2014)

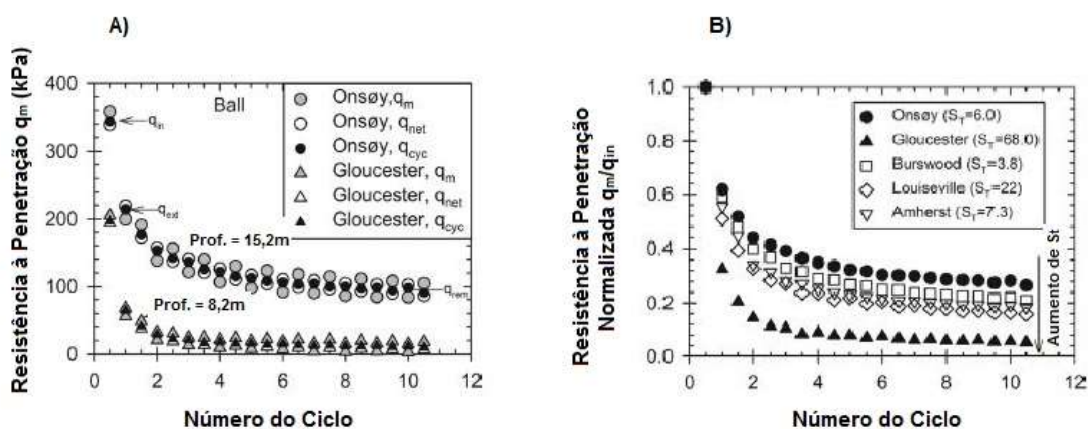


Figura 72 – Curva de degradação do ensaio *T-Bar*, a) Curva simples, b) Curva normalizada – Adaptado Yafrate et al. (2009)

A curva de degradação normalizada é uma alternativa interessante para analisar o comportamento do solo argiloso. A Figura 72.b mostra a curva de degradação de 5 argilas com sensibilidades distintas, onde se observa o comportamento de cada solo quando submetido a ciclos de cravação e extração do penetrador. A taxa de degradação da resistência não drenada do solo argiloso é um importante parâmetro obtido no ensaio de penetração cilíndrica, pois é um indicador do comportamento tensão vs. deformação do material ensaiado.

Apesar de ser intuitivo supor que a sensibilidade do solo possa ser obtida através da razão entre a resistência de ponta na inserção do penetrador e a resistência amolgada obtida nos ensaios cíclicos, não é o que ocorre na prática. Isto porque somente a inserção e extração do equipamento não é suficiente para amolgar o solo no mesmo grau de amolgamento estabelecido no ensaio de palheta. A sensibilidade é, portanto, aferida através da Equação 38.

$$S_t = \left( \frac{q_{in}}{q_{rem}} \right)^{1,4} \quad (38)$$

Onde:

$q_{in}$  = resistência de ponta com material indeformado;

$q_{rem}$  = resistência de ponta após alcançada a resistência residual;

$S_t$  = sensibilidade.

Como consequência do exposto acima, não se pode utilizar o valor de  $N_{T-bar}$  e o  $q_{rem}$  para se obter a resistência não drenada do solo amolgado. Autores como Yafate et al. (2009) tem definido valores para a constante  $N_{T-bar}$  para a situação amolgada ( $N_{rem,T-bar}$ ), que dependem não somente da rugosidade do equipamento, mas também da sensibilidade do solo. Desta forma, a resistência não drenada do solo amolgado pode ser obtida através da equação 39, com  $N_{rem,T-bar}$  sendo calculado pela equação 40.

$$N_{rem,T-bar} = \frac{q_{rem}}{C_{ur}} \quad (39)$$

$$N_{rem,T-bar} = 12 + \frac{5,5}{1 + \left( \frac{S_t}{6} \right)^{-3}} \quad (40)$$

Da equação 40 infere-se que  $N_{rem,T-bar}$  é igual a 12 para argilas insensíveis e igual a 17,5 para argilas com sensibilidade extremamente alta.

## 5 MODELAGEM NUMÉRICA – MÓDULO RS<sup>2</sup> - ROCSCIENCE

A modelagem numérica do presente trabalho foi desenvolvida no software Rock and Soils 2D (RS<sup>2</sup>) da Rocscience. O programa RS<sup>2</sup> é um software de elementos finitos 2D, voltado para a área de geologia e geotecnia, com diversas aplicações. O software disponibiliza 5 modelos constitutivos para representar o comportamento do solo: Mohr-Coulomb, Cam-Clay, Cam-Clay Modificado, Mohr-Coulomb com Cap e o Softening Hardening Model. Dentre os 5 modelos citados, o modelo de Mohr-Coulomb e o modelo Softening Hardening Model são capazes de considerar queda de resistência pós pico.

### 5.1 Modelo Mohr-Coulomb

Este é o modelo constitutivo mais simples e corrente no contexto da mecânica dos solos. O critério de ruptura utilizado é derivado da hipótese de Mohr-Coulomb, que considera linear a relação entre a resistência ao cisalhamento no plano de ruptura e a tensão normal atuando nesse plano (Equação 41). O solo é admitido com comportamento elastoplástico perfeito, através de uma reta com inclinação constante (trecho elástico), que se estende até a tensão máxima resistida pelo solo, a partir de onde as deformações se tornam essencialmente plásticas e sem acréscimo ou decréscimo de resistência (Figura 73.a).

No programa RS<sup>2</sup> existe a opção de considerar a resistência de pico e a resistência residual do solo no modelo Mohr-Coulomb. O comportamento do solo passa a ser elastoplástico linear, com queda abrupta de resistência após a plastificação, conforme a curva tensão deformação da Figura 73.b. Dificilmente os solos apresentam queda de resistência tão brusca quanto a do modelo, porém essa aproximação será justificada nas análises de estabilidade adotando critérios que serão abordados na seção 5.3.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (41)$$

Onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento;

$c$  = intercepto coesivo;

$\sigma_n$  = Tensão normal ao plano

$\phi$  = ângulo de atrito do material

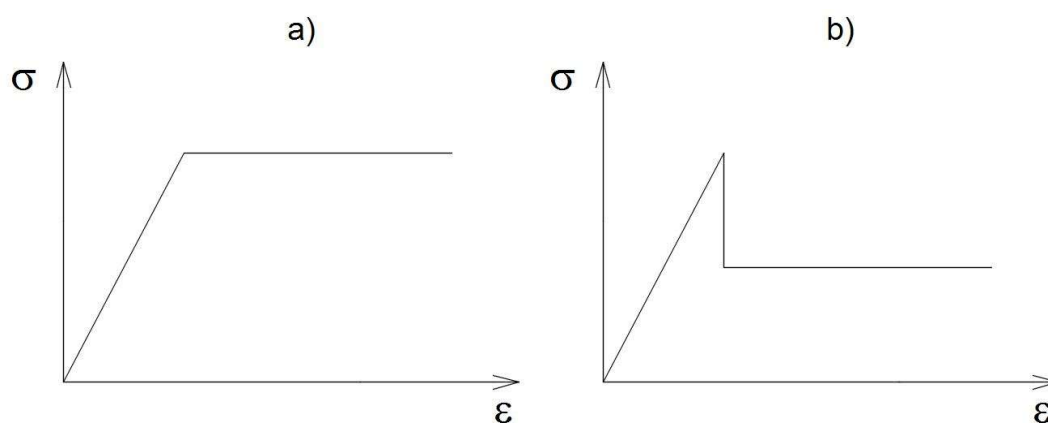


Figura 73 – Diagrama tensão deformação adotado no modelo Mohr-Coulomb, a) Mohr-Coulomb convencional, b) Mohr-Coulomb com queda abrupta de resistência pós pico

A análise por Mohr-Coulomb requer 9 parâmetros de entrada, sendo 7 desses parâmetros de resistência e 2 parâmetros de deformação (Tabela 12). Com exceção do ângulo de dilatância e do coeficiente de Poisson, todos os outros parâmetros podem ser programados para variar com a profundidade, podendo também ser representados por funções.

Tabela 12 – Parâmetros de entrada do modelo Mohr-Coulomb

Parâmetros de resistência		Parâmetros de Deformação
Pico	Residual	
Resistência à tração	Resistência residual à tração	Módulo de Young (E)
Ângulo de atrito ( $\phi$ )	Ângulo de atrito residual ( $\phi_{resid}$ )	
Coesão (c)	Coesão residual ( $c_{resid}$ )	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
Ângulo de dilatância ( $\psi$ )		

Toda a simplicidade do modelo implica em uma definição menos precisa da curva tensão vs. deformação do solo. O comportamento real é representado na Figura 74, onde pode ser visto que o Módulo de Elasticidade ( $E$ ) diminui com o acréscimo da deformação, ao passo que o modelo Mohr-Coulomb considera  $E$  constante em todo trecho elástico. Geralmente, adota-se nas análises o Módulo de Elasticidade  $E_{50}$ , equivalente à inclinação da curva tensão vs. deformação quando alcançado 50% da tensão desviadora que provoca ruptura.

Outra limitação relacionada ao Módulo de Elasticidade é o fato de os materiais geotécnicos apresentarem histerese na curva tensão vs. deformação devido à natureza plástica do solo. Na Figura 74 observa-se que quando o solo é descarregado, o mesmo não volta a seu estado inicial de deformações, sendo o valor do Módulo de Elasticidade de descarregamento superior ao valor do módulo de elasticidade no carregamento. A inclinação da curva no recarregamento é aproximadamente a mesma que ocorre na descarga, dando origem ao Módulo de Elasticidade “*unloading, reloading*” ( $E_{ur}$ ).

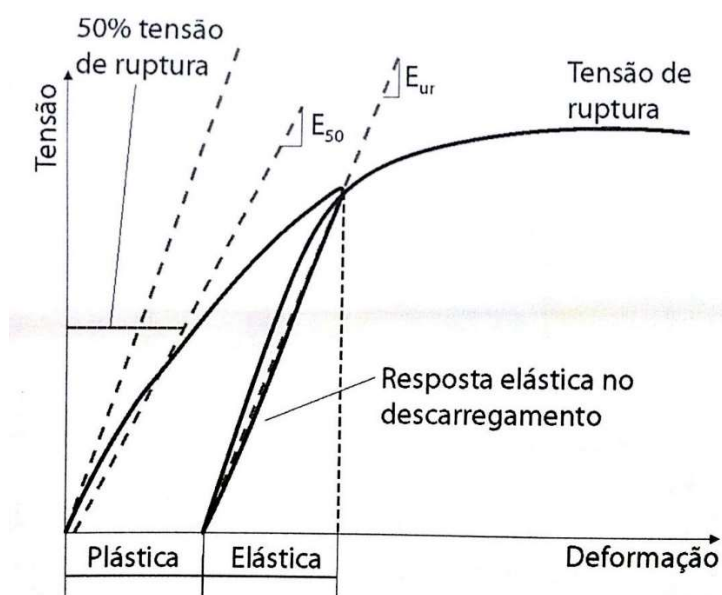


Figura 74 – Representação do comportamento tensão vs. deformação durante carregamento e descarregamento (Gerscovich, 2012)

Essa incompatibilidade é mais importante em problemas de escavação, onde existem regiões sujeitas à compressão e outras à descompressão. No estudo de aterro sobre solos moles, caso do presente trabalho, os esforços são essencialmente de carregamento.

Apesar de suas limitações, o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb é largamente utilizado como boa aproximação do comportamento do solo para fins práticos. Sua formulação simples permite que o engenheiro tenha maior controle da análise performada, para que possa tomar suas decisões considerando a imperfeição do modelo.

## 5.2 Modelo Softening Hardening Model

O Softening Hardening Model é um modelo constitutivo com maior versatilidade, podendo tomar a forma do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970), ChSoil, Hardening Soil, Double Yield e CySoil (Manual do Usuário - RS<sup>2</sup>). A Figura 75 mostra as duas superfícies de plastificação adotadas pelo modelo em diagrama de tensões p-q, com a envoltória de ruptura representada em linha pontilhada.

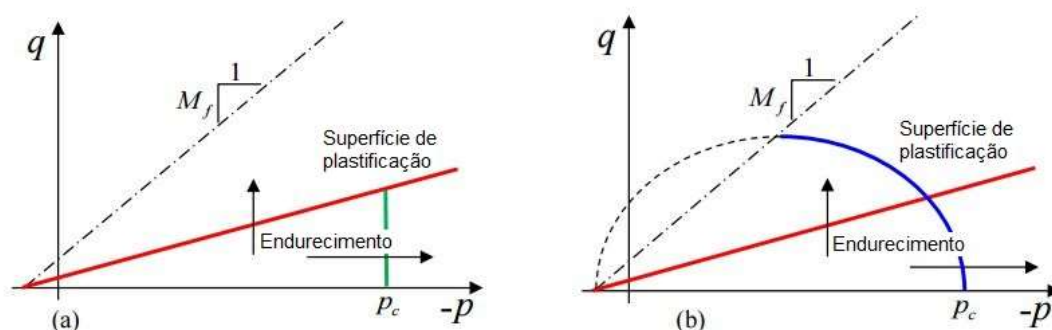


Figura 75 – Superfícies de plastificação do modelo Softening Hardening model – a) Com superfície vertical, b) Com superfície elíptica – Adaptado (Manual do Usuário - RS<sup>2</sup>)

Na figura Figura 75.a, o endurecimento do solo é atribuído à distorção plástica que se inicia a partir de uma superfície de plastificação (reta em vermelho no diagrama p-q) dada pela Equação 42. Quando atingida a superfície de plastificação, o endurecimento pode ser considerado de duas maneiras. A primeira refere-se a uma equação de endurecimento pré-definida pelo programa (Equação 43), que utiliza apenas o parâmetro A, além dos tradicionais parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.

Na outra opção, é dada a liberdade para o usuário definir a lei de endurecimento tanto para o ângulo de atrito quanto para a coesão, através do preenchimento de uma



tabela (Figura 76) que relaciona a deformação plástica com o ângulo de atrito e coesão mobilizados. Esta flexibilidade permite que o usuário entre com uma lei de amolecimento para reproduzir a perda de resistência do solo. Contudo, o manual do programa estabelece que a simulação do amolecimento não é aconselhada, devido à problemas com dependência de malha, abordados no item 3.2.4.

A segunda superfície de plastificação, mostrada na Figura 75 nas cores azul e verde, é utilizada para fechar o domínio elástico no espaço p-q quando o carregamento é hidrostático ( $q = 0$ ), de forma a simular a compactação do material a partir de certo nível de tensão. Quando utilizada a superfície elíptica, o modelo se comporta semelhante ao modelo Hardening Soil e CySoil. (Manual do Usuário – RS<sup>2</sup>). A lei de endurecimento é mostrada na Equação 44. Uma tabela semelhante à da Figura 76 (porém com deformação volumétrica no eixo das abscissas) é disponibilizada para que o usuário possa definir o comportamento que melhor se encaixa em sua análise.

$$q = M \left( p + \frac{c}{\tan \phi_f} \right) \quad (42)$$

Onde:

$$M = \frac{3 \sin \phi}{\sqrt{3} \cos \theta - (\sin \theta \sin \phi)}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$\phi_f$  = ângulo de atrito na ruptura;

$\phi$  = ângulo de atrito mobilizado;

$c$  = coesão mobilizada;

$\theta$  = ângulo de inclinação com a horizontal.

$$\tan \phi = \tan \phi_f \frac{\varepsilon_q^p}{\varepsilon_q^p + A} \quad (43)$$

Onde:

$\varepsilon_q^p$  = deformação plástica causada pela tensão desviadora;

$A$  = parâmetro de endurecimento.

$$(p_c)_{n+1} = (p_c)_n e^{\left(\frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\lambda}\right)} \quad (44)$$

Onde:

$n$  = número da etapa;

$\varepsilon_v^p$  = deformação plástica volumétrica;

$\lambda$  = diferença entre a curva de adensamento normalmente adensado e a curva de expansão.

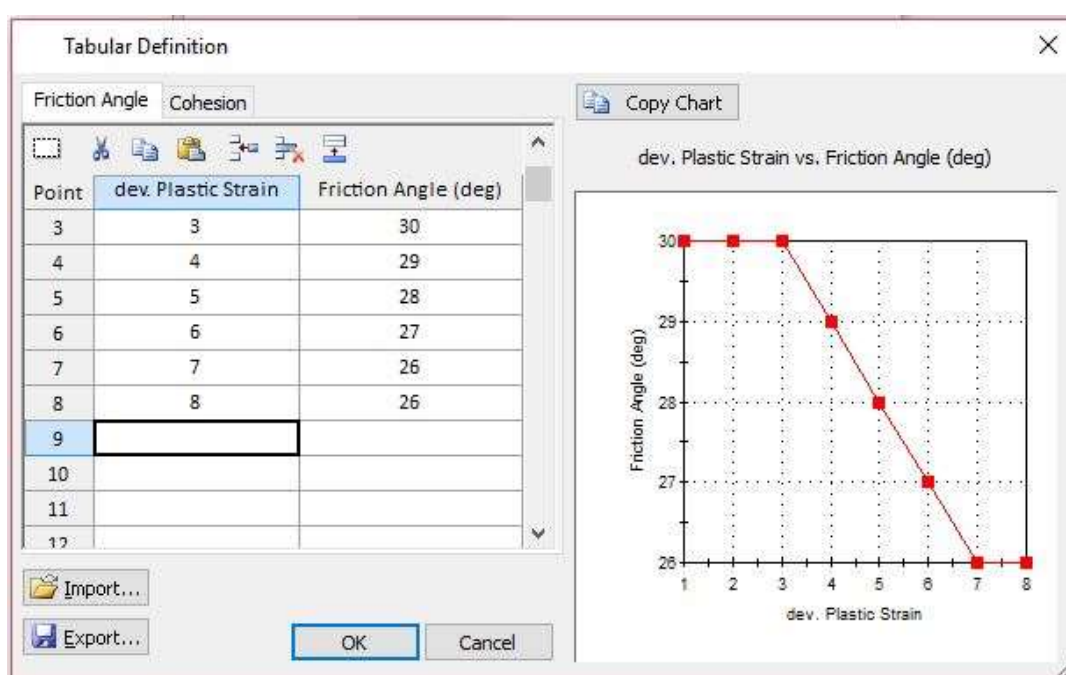


Figura 76 – Tela de inserção manual da função de endurecimento/amolecimento

### 5.3 Comentários sobre os modelos constitutivos

A utilização do Softening Hardening Model foi descartada, já que o próprio manual do programa alerta quanto a ocorrência de problemas numéricos, dados à dependência da malha, quando o amolecimento é considerado. Além disso, o objetivo do presente trabalho é desenvolver as análises de estabilidade em tensões totais, com base em parâmetros não drenados obtidos através de ensaios de campo. A adoção de uma análise mais precisa considerando o amolecimento demandaria a execução

de ensaios de laboratório para determinar com precisão os parâmetros de deformação do solo.

Outra dificuldade na aplicação do Softening Hardening Model seria a compatibilização do amolecimento obtido no ensaio de palheta com os dados de entrada do programa. Enquanto no ensaio de palheta a resistência ao cisalhamento cai a partir de certo ângulo de rotação, os dados de entrada necessários à modelagem no programa relacionam a resistência (ou queda de resistência) à deformação do elemento.

Já o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com queda abrupta de resistência pós-pico mostrava-se como alternativa adequada à maioria dos casos práticos, com os requisitos mínimos necessários para cumprir o objetivo desta pesquisa, tomando como base os ensaios de palheta. A queda de resistência pós pico permitiria quantificar a influência da ruptura progressiva no fator de segurança de aterros sobre solo mole. Neste modelo, a curva tensão vs. deformação depende apenas da resistência de pico e da resistência residual, medidas no ensaio de palheta, além do módulo de deformação  $E_u$ .

O inconveniente de sua utilização é que geralmente a queda de resistência no ensaio é gradual, diferentemente da queda abrupta considerada no modelo. Dessa forma, é necessário estabelecer a equivalência da curva tensão vs. deformação de queda abrupta com os resultados do ensaio de palheta. Dentre os casos analisados no presente trabalho, toma-se como exemplo Sarapuí (Figura 77), com curvas torque vs. rotação no ensaio de palheta aparentemente distintas das curvas obtidas nos ensaios no solo mole de Porto de Santana (Figura 78).

Ao comparar a Figura 77 com a Figura 78, a primeira impressão é que o solo do Porto de Santana (Figura 78) apresenta queda de resistência aguda após o valor de pico, enquanto, na argila do Sarapuí (Figura 77), a perda de resistência ocorre de forma mais gradual. Porém, essa é uma falsa impressão, gerada pela escala utilizada no eixo das abscissas (ângulo de rotação da palheta), uma vez que não existe uma padronização para a apresentação dos resultados e a escala utilizada é arbitrária.

Ao analisar de maneira mais criteriosa a curva torque vs. rotação da argila do Porto de Santana (Figura 78), observa-se que a resistência não drenada alcança o pico com aproximadamente  $70^\circ$  de rotação e só atinge a resistência residual próximo aos  $300^\circ$  de rotação, caracterizando uma queda de resistência suave, a partir dos  $100^\circ$

de rotação. Para comprovar essa afirmação, consideram-se as curvas de deformação da mola vs. rotação obtidas por Collet (1978) na argila do Sarapuí, apresentadas na Figura 79.

Os ensaios de palheta de Jannuzzi (2009) (Figura 77) e Collet (1978) (Figura 79) foram executados no mesmo depósito argiloso, porém as curvas dos ensaios foram apresentadas com diferentes escalas nos eixos das abscissas. Os resultados apresentados por Collet (1978) aparentam mostrar uma argila com queda mais acentuada de resistência, ao passo que os resultados de Jannuzzi (2009) indicam amolecimento bem mais ameno para a mesma argila.

O autor da presente dissertação destaca, ainda, que o tipo de equipamento utilizado no ensaio influencia na correta interpretação do amolecimento sofrido pela argila, sendo mais correta e precisa a análise feita a partir de equipamento com capacidade de medição do torque próximo à palheta, como o equipamento desenvolvido pela COPPE.

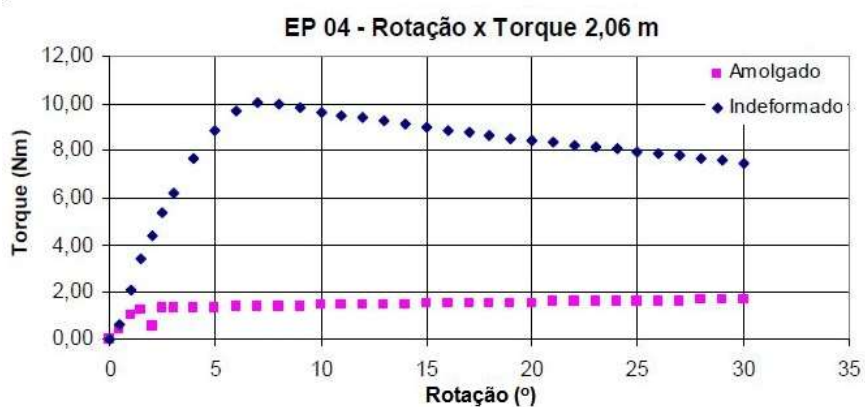


Figura 77 – Curva típica dos ensaios de palheta na argila do Sarapuí (Jannuzzi, 2009)

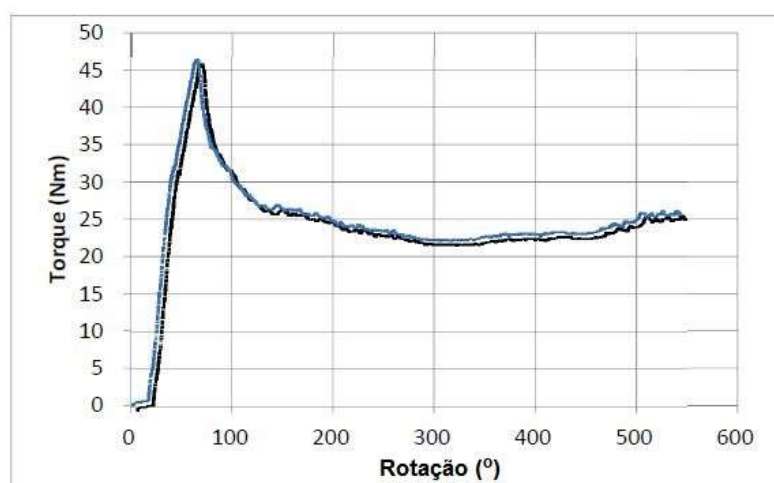


Figura 78 – Curva típica do ensaio de palheta na argila do Porto de Santana (IGEOTEST, 2013)

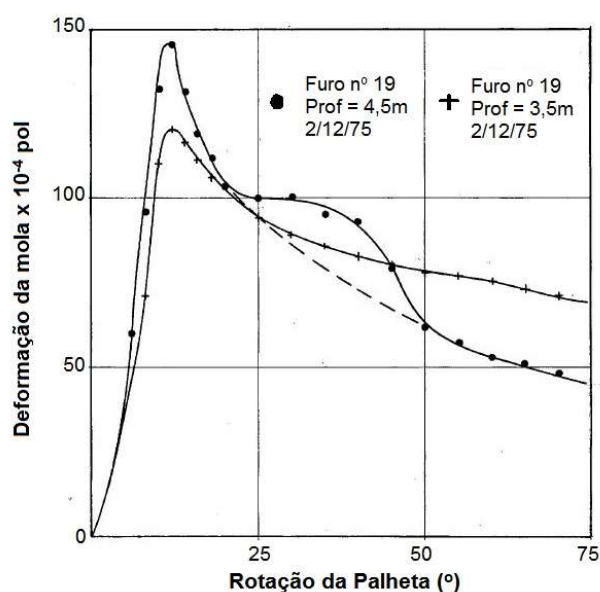


Figura 79 – Curva Deformação da mola vs. Rotação da Palheta (Collet, 1978)

De modo a não deixar dúvidas acerca da taxa de amolecimento observada nas curvas do ensaio de palheta de Sarapuí e de Porto de Santana, apresentam-se as curvas típicas dos dois locais, alterando-se a escala utilizada em cada uma. Na Figura 80, a curva do ensaio de palheta de Porto de Santana é apresentada na escala utilizada no trabalho de Jannuzzi (2009) até o ângulo de rotação de 140°. O oposto é mostrado na Figura 81, onde o ensaio de palheta de Sarapuí é representado na escala dos relatórios de sondagem do Porto de Santana. Parte da curva de Sarapuí foi extrapolada, de forma a se alcançar a resistência residual de campo.

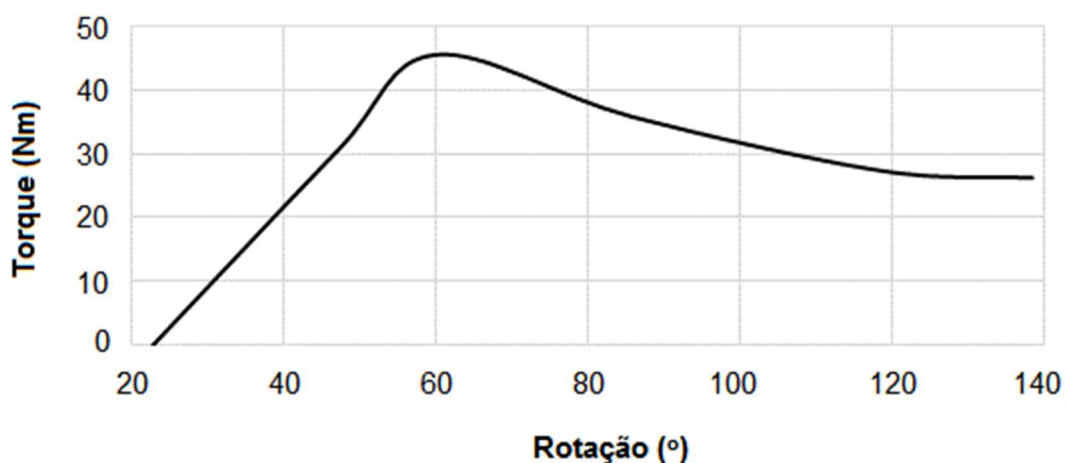


Figura 80 – Curva típica dos ensaios de palheta de Porto de Santana, representada na escala do gráfico apresentado por Jannuzzi (2009)

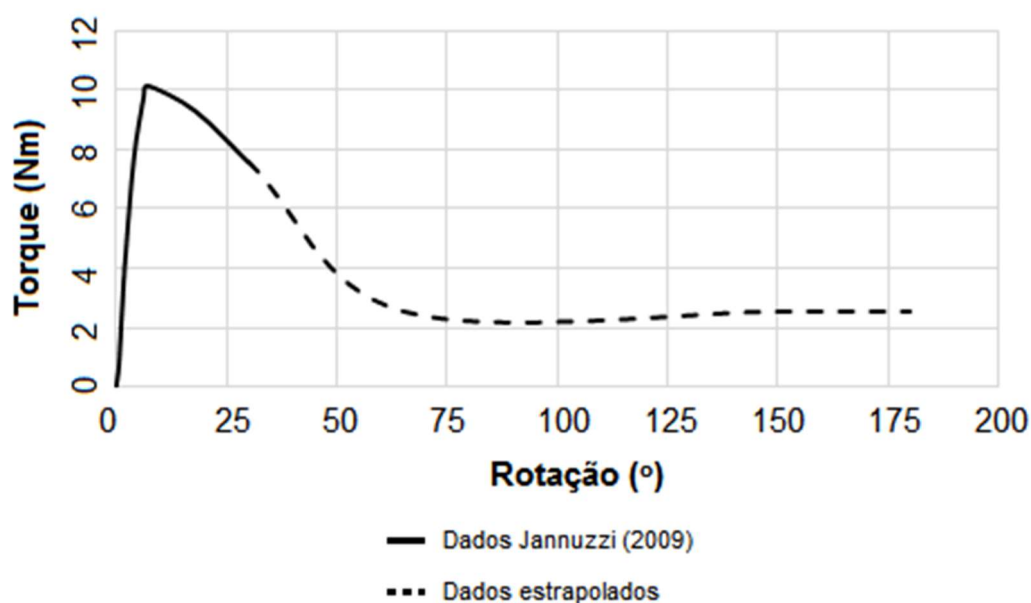


Figura 81 – Curva típica dos ensaios de palheta de Sarapuí, representada na escala dos gráficos apresentados nos relatórios de sondagem de Porto de Santana

Tendo em vista as curvas apresentadas acima, o autor da presente Dissertação considera que o comportamento da argila do Sarapuí e da argila do Porto de Santana é similar, com relação à taxa de amolecimento. A única diferença entre a Figura 80 e a Figura 81 é relativa à qualidade dos equipamentos, que configuram ângulos de rotação de pico muito diferentes nos dois casos. Dessa espera-se que a adaptação do problema real ao modelo com queda abrupta, utilizado no presente trabalho, seja semelhante para os dois casos.

#### 5.4 Calibração do modelo constitutivo

Dentre as referências apresentadas na seção 3.2.5, destaca-se o trabalho de Zhang, Cao e Bao (2013), que estuda um talude de geometria bem simples, associado à retroanálise de ruptura em solo sensível. A queda de resistência, no entanto, ocorre de maneira gradual. A intenção da calibração ora apresentada é antever o impacto de se considerar a queda abrupta de resistência na análise por elementos finitos, tendo em vista que o fenômeno ocorre, na realidade, de forma suave. A geometria do talude é mostrada na Figura 82, e os parâmetros do solo apresentados na Tabela 13.

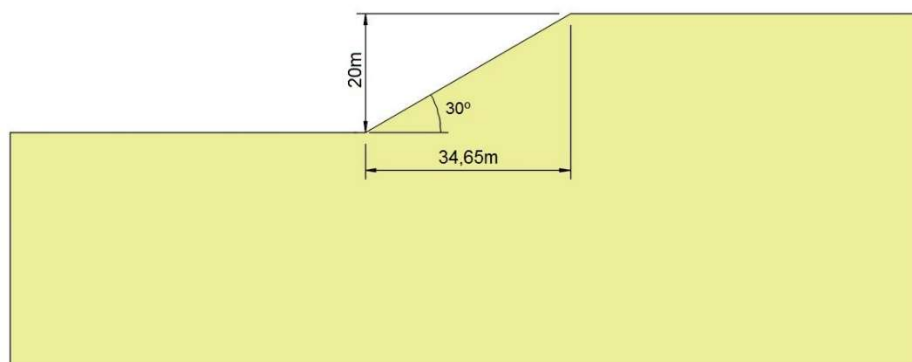


Figura 82 – Geometria da sessão estudada por Zhang, Cao e Bao (2013)

Tabela 13 – Parâmetros de entrada do modelo (Zhang, Cao e Bao, 2013)

Parâmetro	Valor
Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,6
Coesão de pico $c_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	29,4
Coesão residual $c_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,94
Ângulo de atrito de pico $\phi_p$ (°)	15
Ângulo de atrito residual $\phi_r$ (°)	15
Limite de deformação plástica de pico $k^{ps}_p$	0
Limite de deformação plástica residual $k^{ps}_r$	0,05
Módulo de Elasticidade $E_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
Coeficiente de poisson $\nu$	0,3

Como apresentado na seção 3.2.5.3, Zhang, Cao e Bao (2013) realizaram uma análise paramétrica da estabilidade do talude, variando, dentre outros parâmetros, o valor de  $k^{ps}_r$  entre 0,1 e 0,001, onde  $k^{ps}_r$  é o parâmetro que controla a taxa de degradação dos parâmetros de resistência (Figura 83).. Os fatores de segurança estão mostrados na Tabela 14. A análise tradicional por equilíbrio limite mostra uma queda substancial no FS com a adoção da resistência residual. Para consideração de queda de resistência pós-pico, independente da taxa de redução, o FS passa de uma condição de aparente estabilidade para ruptura.



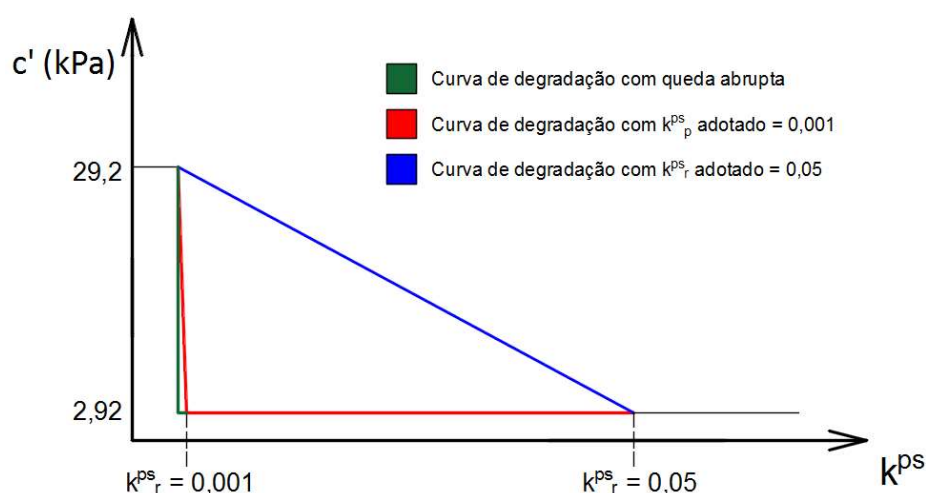


Figura 83 – Comparação entre as curvas de degradação utilizadas por Zhang, Cao e Bao (2013) e a queda de resistência abrupta

Tabela 14 – Fatores de segurança obtidos nas diversas análises apresentadas

Método	Sensibilidade	$k^{ps}_r$	Fatores de segurança		
			Resistência com queda pós pico	Resistência de pico constante	Resistência residual constante
Equilíbrio limite	-	-	-	1,28	0,62
Elementos finitos	10	0,001	0,68	1,26	0,60
		0,05	0,95		

Outra observação feita por Zhang, Cao e Bao (2013), é que a superfície de ruptura, quando considerada a queda abrupta na resistência, tende a se aproximar da superfície de ruptura calculada utilizando os parâmetros residuais de resistência. Por outro lado, quando o problema é modelado com a taxa de amolecimento real, a superfície de ruptura se encontra intermediária à superfície obtida com parâmetros de pico (sem considerar perda de resistência) e à superfície com parâmetros residuais (desconsiderando a resistência de pico).

Para reproduzir a comparação de Zhang, Cao e Bao (2013), utilizou-se a funcionalidade do RS<sup>2</sup> que permite fazer a importação de superfícies de ruptura obtidas através de análise de equilíbrio limite. Assim sendo, análises de estabilidade foram realizadas utilizando parâmetros resistência de pico e residuais, através do módulo de equilíbrio limite (Slide 7.0). Os resultados indicaram FS = 1,27 e FS = 0,67

para consideração das resistências de pico e residual, respectivamente, semelhantes aos encontrados por Zhang, Cao e Bao (2013) (Tabela 14).

Apresentam-se, a seguir, os resultados das seguintes análises de estabilidade:

- a) Análise por elementos finitos (programa RS<sup>2</sup>), com coesão de pico  $c_p = 29,4 \text{ kN/m}^2$  caindo abruptamente para coesão residual  $c_r = 2,94 \text{ kN/m}^2$  ;
- b) Análise por equilíbrio limite (programa Slide 7.0) com coesão de pico  $c_p = 29,4 \text{ kN/m}^2$ , mantida constante;
- c) Análise por equilíbrio limite (programa Slide 7.0) com coesão de pico  $c_r = 2,94 \text{ kN/m}^2$ , mantida constante.
- d) Análise por elementos finitos (programa RS<sup>2</sup>), com coesão de pico  $c_p = 29,4 \text{ kN/m}^2$  caindo abruptamente para uma coesão residual a se determinar.

#### 5.4.1 Análise com $S_t = 10$ e queda súbita da resistência pós-pico

A Figura 84 apresenta os contornos de deformação cisalhante máxima por elementos finitos em conjunto com as superfícies de ruptura obtidas por equilíbrio limite. A superfície em linha preta tracejada corresponde à análise de estabilidade com parâmetros residuais ( $c = 2,94 \text{ kN/m}^2$ ), e a em linha vermelha tracejada corresponde à análise com parâmetros de pico ( $c = 29,4 \text{ kN/m}^2$ ). Nessas análises, o ângulo de atrito foi mantido constante, igual a  $\phi = \phi_p = \phi_r = 15^\circ$ . A coesão residual foi adotada como sendo 10% da coesão de pico, estabelecendo uma sensibilidade  $S_t = 10$ .

A análise numérica forneceu superfície de ruptura delineada pouco abaixo da encontrada com os parâmetros residuais ( $c_r = 2,94$ ). Obteve-se fator de segurança (FS) igual a 0,75, semelhante ao  $FS=0,68$ , obtido por Zhang, Cao e Bao (2013)

A diferença entre os FS foi atribuída ao fato de que Zhang, Cao e Bao (2013) utilizaram a mutação no deslocamento da crista do talude como critério para definir ruptura, enquanto o RS<sup>2</sup> define o fator de segurança a partir do surgimento de instabilidade numérica após degradação sucessiva dos parâmetros de resistência.

A análise por elementos finitos com queda abrupta de resistência foi feita utilizando-se os mesmos parâmetros de resistência de Zhang, Cao e Bao (2013), com exceção de  $k^{ps}_p$  e  $k^{ps}_r$ , já que o modelo constitutivo disponível no programa não

contempla tais parâmetros. Como esperado, o fator de segurança convergiu para a análise de Zhang, Cao e Bao (2013) para  $k^{ps}_r = 0,001$ . A Figura 84 mostra a tela de saída do programa, onde a escala de cores representa a deformação cisalhante máxima, parâmetro de saída que melhor indica a posição da superfície de ruptura na análise numérica.

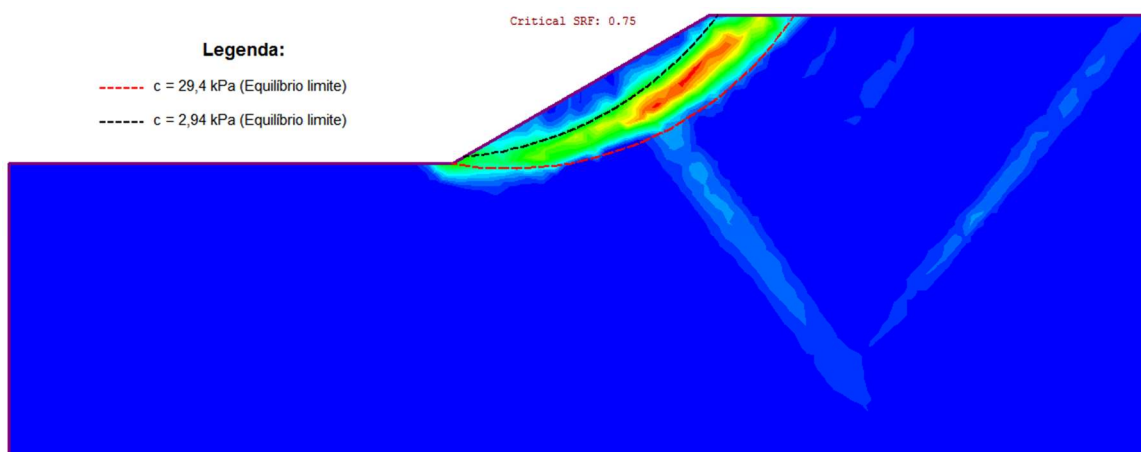


Figura 84 – Contornos de deformação cisalhante máxima por elementos finitos, para queda abrupta de resistência ( $S_t = 10$ ). As linhas tracejadas representam as análises por equilíbrio limite

Para se certificar a convergência da solução por elementos finitos, foi feito estudo adicional de discretização da malha. Os resultados (Tabela 15) mostram que a convergência para  $FS=0,75$  ocorre a partir de 1300 elementos.

Tabela 15 – Relação entre número de elementos na malha e fator de segurança calculado

Elementos	800	1000	1300	1500	1800
<b>F.S</b>	0,82	0,78	0,76	0,75	0,75

#### 5.4.2 Análise com $S_t = 10$ e queda suave da resistência pós-pico

Tendo em vista que, na realidade, a queda de resistência ocorre de maneira gradativa ( $k_{ps} = 0,05$  na Figura 83), a simplificação de que a degradação ocorre de forma abrupta pode gerar fatores de segurança conservadores para sensibilidades elevadas.

Para avaliar a queda gradual de resistência foi feito um estudo paramétrico variando-se a sensibilidade de forma a se obter o mesmo fator de segurança ( $FS=1$ )

calculado por Zhang, Cao e Bao (2013), para  $k^{ps}_r = 0,05$  (Figura 83, Tabela 14). A equivalência foi obtida para  $S_t^* = 1,67$ , dado que

$$S_t^* = \frac{s_{u,p}}{s_{u,r}^*} \quad (46)$$

Onde:

$s_{u,p}$  = resistência não drenada de pico

$s_{u,r}$  = resistência não drenada residual

$s_{u,r}^*$  = resistência residual equivalente do modelo de queda abrupta (ver Figura

85)

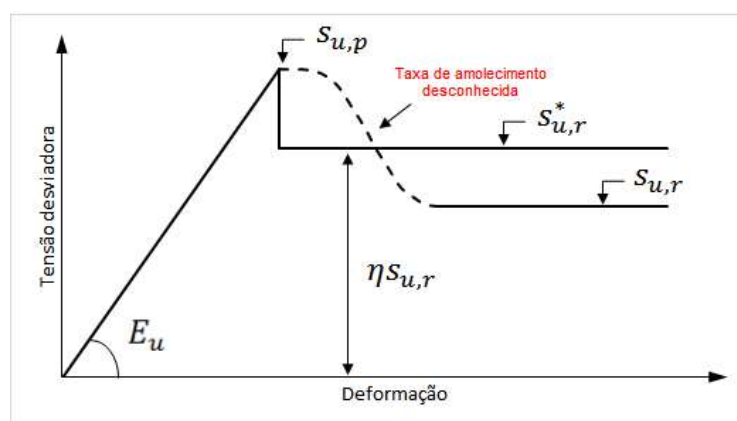


Figura 85 – Equivalência entre a curva tensão vs. deformação do modelo de queda abrupta e a curva real

A resistência residual equivalente  $s_{u,r}^*$ , determinada em retroanálise, dá origem ao termo “sensibilidade equivalente”  $S_t^*$ , o qual será utilizado com frequência na sequência da presente Dissertação. O termo se faz referência a razão entre a resistência de pico  $s_{u,p}$  e a resistência residual equivalente  $s_{u,r}^*$  que resulta em fator de segurança igual a 1 na ruptura.

Na reprodução da análise de Zhang, Cao e Bao (2003), obteve-se fator de segurança igual à unidade para  $S_t^* = 1,67$ . A Figura 86 mostra a superfície de ruptura obtida por elementos finitos aplicando-se  $S_t^* = 1,67$ , a qual corresponde a  $S_t = 10$ . Portanto, a sensibilidade real do solo  $S_t = 10$  é igual à sensibilidade equivalente  $S_t^* = 1,67$  multiplicada por um fator de correção  $\eta \approx 6$ , onde  $S_t = 6 \times S_t^*$ . Como será mostrado no Capítulo 6, quanto maior  $S_t$  (sensibilidade de campo), maior será o fator de correção  $\eta$ .

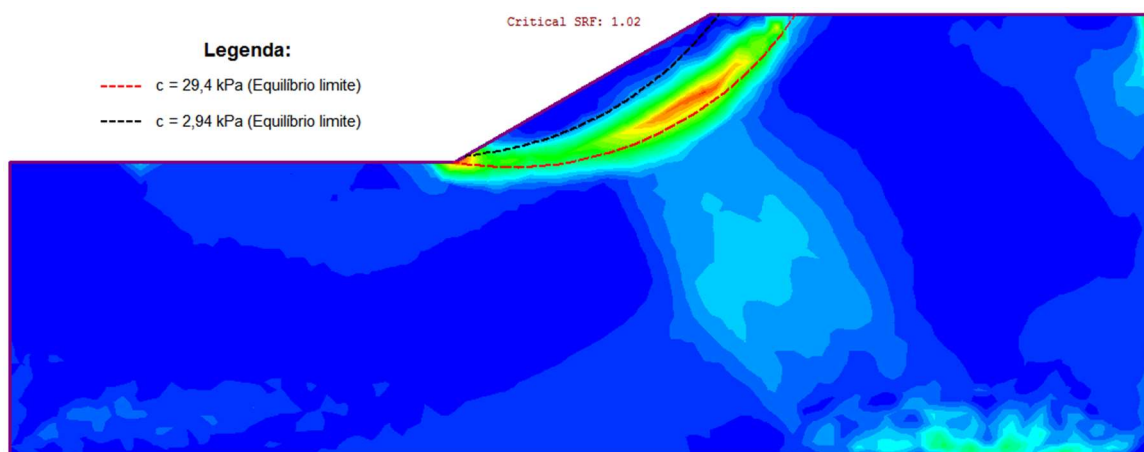


Figura 86 – Contornos de deformação cisalhante máxima por elementos finitos adotando sensibilidade equivalente -  $S_t^* = 1,67$

A superfície de ruptura (Figura 86) obtida foi semelhante à encontrada por Zhang, Cao e Bao (2013) o que sugere que o uso do conceito de sensibilidade equivalente  $S_t^*$  nas análises com queda de resistência abrupta parece simular satisfatoriamente o comportamento real na ruptura do talude. (FS= 1,02)

A Tabela 16 compila todos os valores de fator de segurança abordados nesta seção.

Tabela 16 – Fatores de segurança obtidos nas diversas análises apresentadas

Estudo	Método	Sensibilidade	$k^{ps_r}$	Fatores de segurança		
				Resistência com queda pós pico	Resistência de pico constante	Resistência residual constante
Zhang, Cao e Bao (2013)	Equilíbrio limite	-	-	-	1,28	0,62
Zhang, Cao e Bao (2013)	Elementos finitos	10	0,001	0,68	1,26	0,60
			0,05	0,95		
Presente Trabalho	Elementos finitos	$S_t = 10$	0*	0,75	1,27	0,67
		$S_t^* = 1,67$		1,02		

\*Na queda abrupta  $k^{ps_r} = 0$

## 6 RETROANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL I NA ARGILA DE SARAPUÍ-RJ

O depósito de argila mole do Sarapuí recebeu este nome por estar localizado às margens do Rio Sarapuí, situando-se junto ao km 7,5 da Rodovia BR-040/RJ (Ortigão, 1980). A região no entorno do rio Sarapuí é densamente ocupada, com a presença de importantes indústrias para a região da Baixada Fluminense, como a refinaria de Duque de Caxias e diversas indústrias petroquímicas (Almeida, 2005). Apesar de o primeiro estudo publicado sobre o solo de Sarapuí ter sido realizado na década de 50 por Pacheco Silva, foi a partir da década de 70, com o apoio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), que as pesquisas se intensificaram na região.

Segundo Antunes (1978, apud ALMEIDA, 2005), a argila do Sarapuí é de natureza sedimentar, e teve sua formação no período Quaternário, há cerca de 6 mil anos. Parte dos sedimentos que compõem a argila são de origem marinha, justificando a presença de material orgânico na composição que dá ao solo sua característica coloração cinza escura. A outra parte dos sedimentos é proveniente da erosão das montanhas nos arredores da baía, tendo as partículas erodidas sido transportadas pelo rio Sarapuí até seu local de deposição.

Quanto à composição mineralógica, Antunes (1978, apud ALMEIDA, 2005) detectou a caulinita como sendo o argilomineral predominante no campo de pesquisas do Sarapuí. Em novo estudo realizado no solo de fundação do recém desativado aterro sanitário de Gramacho, localizado cerca de 3km do campo experimental do Sarapuí, Barbosa (1994) detectou a predominância de argilominerais do grupo da esmectita no solo de fundação.

A sensibilidade da argila do Sarapuí foi avaliada pelos ensaios de palheta realizados por Collet (1978) e Ortigão e Collet (1986). Os valores médios encontrados em cada campanha de ensaio foram, respectivamente, 3 e 4, ambos valores característicos de argilas pouco sensíveis. Nos ensaios de caracterização apresentados por Ortigão (1980), encontrou-se o teor de umidade natural do solo superior ao limite de liquidez ao longo de todo o perfil argiloso. Nestes casos, o índice de liquidez (equação 2) é superior à unidade, o que a bibliografia internacional caracteriza como indicador de argilas muito sensíveis. A Figura 87 mostra o perfil do

índice de liquidez obtido através dos ensaios de Ortigão (1980), onde se observa que seu valor chega até 1,70.

O índice de liquidez superior a 1 é uma característica corriqueira entre as argilas da costa brasileira, as quais apresentam baixa sensibilidade, com exceção da argila de Jaturnaíba (COUTINHO, 1986) e da Barra da Tijuca (BARONI, 2010). As argilas sedimentares brasileiras foram formadas em áreas inundadas, sendo a umidade natural superior ao limite de liquidez decorrente da abundância de água no meio, e não devido à ocorrência de lixiviação severa. Isto evidencia a importância do desenvolvimento de pesquisas de base por centros de pesquisas nacionais, em detrimento da simples utilização de dados obtidos em regiões de clima temperado, de onde provém a maioria das pesquisas deste tipo.

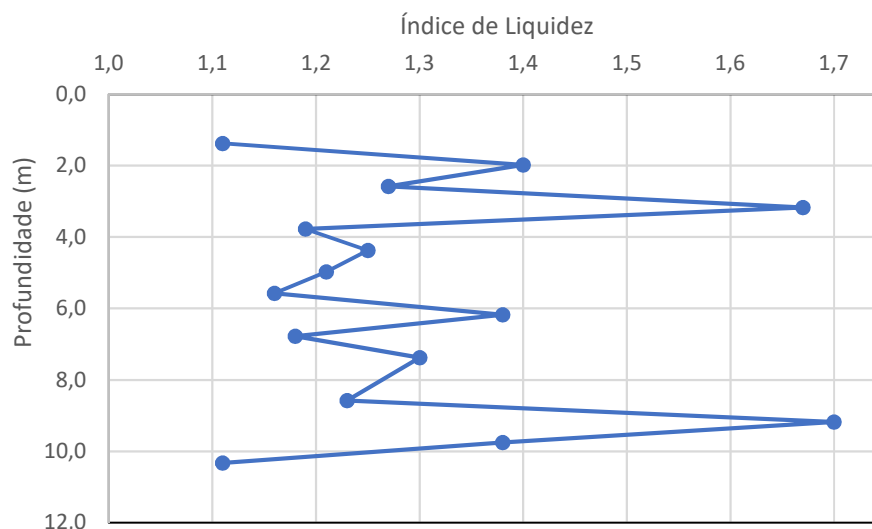


Figura 87 – Índice de Liquidez pela profundidade (Ortigão, 1980)

Carneiro (2016) apresenta uma compilação de ensaios de caracterização e adensamento realizados na argila do Sarapuí por diversos autores (Figura 88). O gráfico retrata pouca variação nos valores de peso específico, índice de vazios inicial e OCR medidos nos trabalhos considerados, em contraste com os coeficientes de compressão e recompressão que apresentam grande dispersão. No gráfico de OCR vs. profundidade, fica clara a existência de uma camada sobreadensada nos primeiros metros de solo, o que é característico em argilas de regiões inundadas.

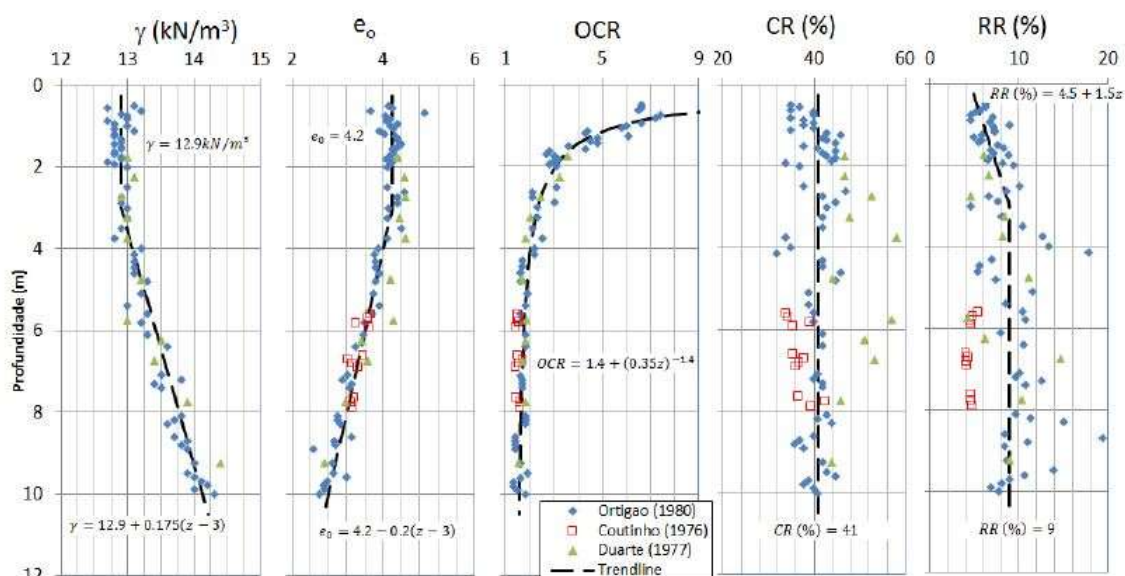


Figura 88 – Parâmetros compilados da argila do Sarapuí I (Carneiro, 2016)

## 6.1 O Aterro Experimental I

Em 1974 o IPR deu início a um programa de pesquisas intitulado “Construção de Aterros sobre Solos Compressíveis”. O programa tinha diversos objetivos, dentre os quais se destacam o desenvolvimento de tecnologia brasileira de instrumentação, a validação de métodos para prever o comportamento de obras em argilas brasileiras, e a criação de recomendações e procedimentos de projeto em solos moles. Segundo Ortigão (1980), Sarapuí foi o local escolhido para os testes devido à homogeneidade e à razoável espessura da camada de argila, o que permitiria a extrapolação dos resultados para outros depósitos de origem semelhante, além do local ser próximo ao laboratório de solos do IPR.

Na ocasião, para alcançar os objetivos do programa de pesquisas, o IPR planejou a construção de 3 aterros experimentais em escala real. O primeiro aterro, objeto de interesse da presente pesquisa, foi levado à ruptura (Aterro Experimental I), o segundo foi projetado com diferentes alternativas de aceleração de recalques (Aterro Experimental II), e o terceiro seria construído sobre estacas de alívio.

Todas as características do aterro levado à ruptura, incluindo a elaboração do projeto geométrico a ser executado, o desenvolvimento da instrumentação implementada, a análise geotécnica do local e as observações de campo até a



ocorrência da ruptura estão descritos em Ortigão (1980). Os parâmetros geotécnicos do aterro e do depósito de argila mole também estão detalhadamente apresentados pelo referido autor

A geometria do aterro experimental foi desenvolvida para que a ruptura ocorresse em uma seção principal onde toda instrumentação foi instalada. Para tanto, a área fora da seção principal foi protegida com bermas de equilíbrio triangulares, além de manter a altura desta parte do aterro 50cm mais baixa do que a altura da seção principal quando se aproximava da ruptura. Uma das extremidades do talude do aterro tinha inclinação 1:6, enquanto a extremidade onde a ruptura era esperada tinha inclinação 1:2 (Figura 89). O subsolo era constituído por espessa camada de argila mole de aproximadamente 11m, sendo em parte composta por uma crosta superficial ressecada com propriedades bem distintas da argila mole subjacente, como será discutido mais adiante.

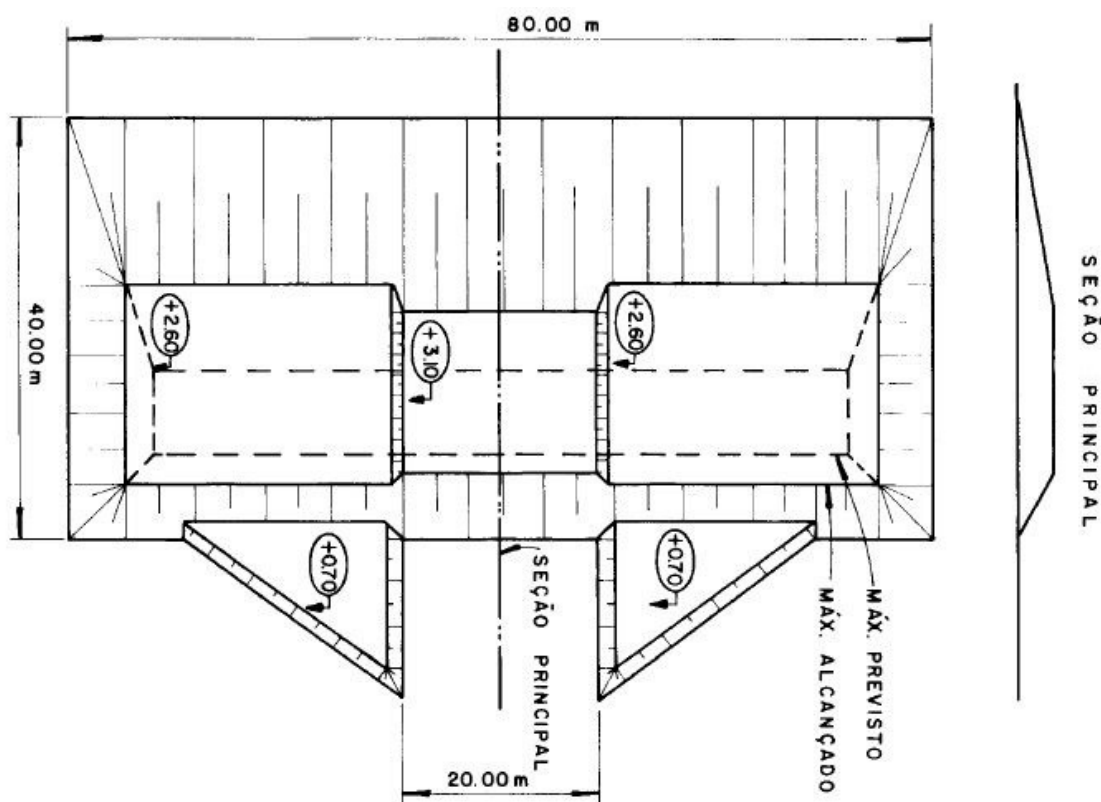


Figura 89 – Seção transversal principal e vista em planta da geometria do Aterro Experimental levado à ruptura (Ortigão, 1980)

A construção do Aterro Experimental I teve início em 7 de novembro de 1977 com o espalhamento de uma camada de 1m de espessura. A sequência construtiva até a ruptura está mostrada na Figura 90. O primeiro indício da condição de ruptura

ocorreu no dia 1º de dezembro, data em que o aterro estava com altura de 2,5m. Ainda segundo o autor, apesar da fissura apresentada nesta etapa de construção, os dados da instrumentação não indicavam que o aterro se encontrava na condição crítica. No dia seguinte o aterro foi acrescido em mais 30cm, culminando na propagação e alargamento da trinca já existente, além da leitura dos inclinômetros terem variado de forma relevante. A ruptura global com intumescimento da argila à frente do talude só foi alcançada com altura de aterro igual a 3,1m.

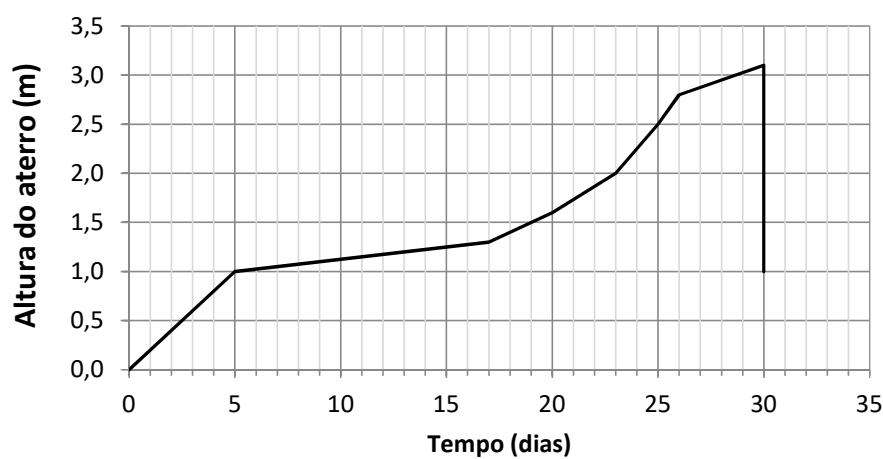


Figura 90 – Sequencia construtiva Aterro Experimental I - início em 7 de novembro de 1977

### 6.1.1 Ensaio para obtenção dos parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência da argila do Sarapuú foram definidos através de ensaios triaxiais drenados e não drenados. Durante a campanha de ensaios não drenados, investigou-se a influência do amolgamento da amostra nos resultados através da utilização de amostradores de diferentes diâmetros. Os ensaios UU apresentaram grande dispersão no valor de  $s_u$ , tendo os ensaios com amostrador de maior diâmetro provido resultados com menor dispersão, como esperado, devido ao menor amolgamento na amostragem.

Houve também a tentativa da aplicação da metodologia SHANSEP (Soil History and Normalized Soil Engineering Parameters), idealizada por Ladd e Foot (1974), justamente para diminuir a dispersão dos resultados obtidos. A metodologia baseia-se na correlação entre a resistência não drenada do solo e a tensão de confinamento, com esta razão variando apenas de acordo com o grau de sobreadensamento do solo.

A metodologia consiste em aplicar uma tensão confinante de 3 a 5 vezes superior a tensão de campo na profundidade da amostra. Com isso, garante-se que o corpo de prova esteja na condição normalmente adensada e que os efeitos de perturbação da amostra sejam minimizados. Em seguida, a tensão confinante é aliviada até o nível de OCR desejado e o corpo de prova é então levado à ruptura. Assim, obtém-se a razão resistência não drenada/tensão confinante. Conhecendo o perfil de OCR,  $k_0$  e o peso específico do solo, pode-se obter o perfil de resistência não drenada presumidamente sem qualquer influência do amolgamento na fase de amostragem.

Todavia, o método SHANSEP não produziu bons resultados quando aplicado na retroanálise do aterro rompido, apresentando resistência inferior à resistência mobilizada na ruptura. Justifica-se tal incompatibilidade pelo fato de que boa parte da estruturação da argila é quebrada na aplicação de tensões até 5 vezes superiores às tensões de campo, reduzindo sua resistência ao cisalhamento. Segundo Futai, Almeida e Lacerda (2001), a partir da análise de curvas de compressibilidade intrínseca, é possível considerar que as argilas do Rio de Janeiro são estruturadas.

#### 6.1.2 Retroanálise da ruptura por Ortigão (1980)

Ortigão (1980) realizou um total de 384 análises de estabilidade não drenada utilizando parâmetros de resistência obtidos através de ensaios UU e através dos resultados de palheta realizados por Collet (1978). As análises foram concebidas adotando-se variações para os parâmetros do solo de fundação (16), para altura crítica (4) e para os parâmetros do material do aterro (6). Embora os parâmetros do aterro fossem conhecidos e controláveis, o autor optou por também considerá-los na análise paramétrica a fim de simular a presença de trincas de tração que diminuem a contribuição do material do aterro com a estabilidade.

Admitindo-se que a ruptura tenha ocorrido a 2,8m a altura de aterro, dentre as 384 análises realizadas, apenas duas obtiveram fator de segurança próximo da unidade. A primeira delas considerou o perfil de  $s_u$  do depósito equivalente aos valores médios obtidos dos ensaios de palheta de Collet (1978), com a coesão do aterro reduzida (8kPa), ao invés do valor obtido nos ensaios (20kPa). A segunda análise considerou os valores máximos de  $s_u$ , obtidos dos ensaios UU em corpos de prova

$\phi 38\text{mm}$ , amostrador  $\phi 127\text{mm}$  e coesão do aterro igual a  $30\text{kPa}$ . Contudo, a elevada coesão do aterro levou o próprio autor a desconsiderar tal hipótese como representativa do problema.

Ortigão (1980) concluiu que a ruptura do Aterro Experimental I foi corretamente representada utilizando-se nos cálculos a resistência média dos ensaios de palheta sem aplicar a correção de Bjerrum. Como a argila de Sarapuí tem índice de plasticidade igual a 80%, o fator de correção de Bjerrum para o problema gira em torno de 0,68. Aplicar tal correção aos parâmetros obtidos por ensaios de palheta levariam a fatores de segurança bem abaixo da unidade. Segundo Sandroni (1993), mesmo ao admitir a ruptura ocorrendo com altura de 2,5m de aterro, o fator de correção aplicado deveria ser igual a 0,87, valor bem discrepante com relação ao fator sugerido por Bjerrum (1972).

A retroanálise do Aterro Experimental I ganhou destaque internacional com a publicação de Ortigão (1983), gerando discussões acerca dos parâmetros de resistência utilizados, da altura de aterro que teria causado a ruptura, e até mesmo sobre o método de análise de estabilidade adotado. Tais discussões, em conjunto com estudos complementares ao trabalho de Ortigão (1980), são apresentados abaixo

### 6.1.3 Estudos e discussões a respeito da ruptura do Aterro Experimental I

Em 1985, Almeida reanalisou a ruptura do aterro, admitindo sua ocorrência na fase em que a altura do aterro era igual a 2,5m. Segundo o autor, a trinca originada nesta fase de construção era indício de ruptura iminente e, caso o aterro permanecesse com esta altura por mais tempo, a ruptura ocorreria naturalmente. Como mostrado na Figura 90, o aterro permaneceu menos de 24 horas com altura de 2,5m.

Para validar sua hipótese, Almeida (1985) executou análises utilizando a Teoria do Estado Crítico, além das análises convencionais em termos de tensões efetivas, considerando uma parcela coesiva na resistência da argila. Como a argila do Sarapuí possui certo grau de sobreadensamento em toda sua extensão, considerar coesão nula seria uma hipótese muito conservadora (Almeida, 1985). Segundo o autor, os ensaios triaxiais originaram envoltórias de ruptura com coesão nula porque o corpo

de prova era adensado a tensões muito superiores às de campo. Na Tabela 17 encontram-se os fatores de segurança obtidos por Almeida (1985).

Tabela 17 – Análise de Estabilidade por Tensões Efetivas – Adaptado (Almeida, 1985)

Análise	Coesão efetiva, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito efetivo, $\phi'$ (°)	Fator de segurança para cada altura de aterro	
			2,5m	2,8m
$\phi'_{\text{pico}}, c' = 0$	0	25°	0,77	0,62
$\phi'_{\text{pico}}, c' > 0$	= 3 a 1 crosta = 1 abaixo da crosta	25°	0,99	0,83
$\phi'_{\text{pico}}, c' > 0$	= 6 a 2 crosta = 2 abaixo da crosta	25°	1,21	1,02
$\phi'_{\text{cs}}, c' = 0$	0	32° (0 - 5m) 30° (5 - 11m)	0,97	0,75
<i>Nota: Parâmetros de resistência usados para o aterro <math>c' = 10\text{kPa}</math> e <math>\phi' = 35^\circ</math></i>				

Costa Filho et al. (1985) têm a mesma opinião sobre o valor da coesão utilizada nas análises de tensões efetivas, recomendando a utilização do valor de 1,5kPa tanto para a crosta quando para a argila mole. Gerscovich (1983), ao estudar especificamente a crosta da argila do Sarapuí, através de ensaios de permeabilidade, adensamento e resistência, constatou que considerável adensamento ocorreu na camada ressecada durante a construção do aterro. Devido à permeabilidade elevada da crosta, a autora verificou que cerca de 60% do excesso de poropressão foi dissipado nos 30 dias até a ocorrência da ruptura. Dessa forma, Gerscovich (1983) considerou que a análise por tensões efetivas seria mais adequada para a retroanálise da ruptura do Aterro I.

Brand (1985) questionou as dimensões da palheta utilizadas no ensaio que deu origem ao perfil de resistência não drenada adotado por Ortigão (1980), bem como se o ensaio havia sido executado com ou sem perfuração prévia. Em resposta ao questionamento, Ortigão (1985) apresentou outro ensaio de palheta, utilizando um novo equipamento que seria melhor detalhado em Ortigão e Collet (1986). A aparelhagem desenvolvida pelos autores dispunha de um revestimento para as hastes preenchido com graxa, para eliminar as interferências por atrito nos resultados.

De fato, a campanha de sondagens de Collet (1978) enfrentou diversos problemas, principalmente com relação à forma das curvas torque vs. rotação. Ensaios com haste cega que são utilizados para corrigir o torque devido ao atrito das hastes, não obtiveram resultados satisfatórios. Além das curvas torque vs. rotação não terem se apresentado na configuração esperada, a dispersão dos resultados obtidos foi tão grande que Collet (1978) precisou adotar critérios para selecionar os dados válidos. Por não necessitar da correção do atrito das hastes, o ensaio de palheta realizado por Ortigão e Collet (1986) foi considerado como mais confiável e tido como ensaio definitivo da região de Sarapuí. A campanha de ensaios de Collet (1978) foi considerada, portanto, como informação preliminar.

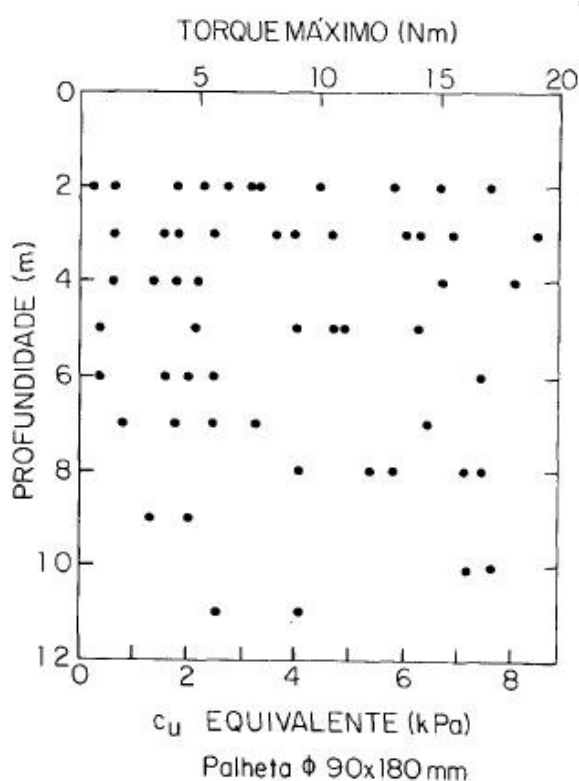


Figura 91 – Dispersão de resultados obtida nos Ensaios de Palheta com haste cega (Ortigão e Collet, 1986)

Apesar da grande diferença entre os dois perfis de resistência (Figura 92), o fator de segurança calculado através de ambos os perfis é muito próximo de 1 quando a altura do aterro é igual a 2,8m (Ortigão, 1985). Contudo, espera-se uma superfície de ruptura bem diferente para cada caso, dada a grande discrepância entre a resistência encontrada na crosta entre os dois ensaios. Com o perfil de resistência de Collet (1978) espera-se uma superfície de ruptura mais profunda, pois o valor da

resistência na crosta é muito alto. Já a resistência constante na crosta do perfil de Ortigão e Collet (1986) resultaria em uma superfície de ruptura mais rasa.

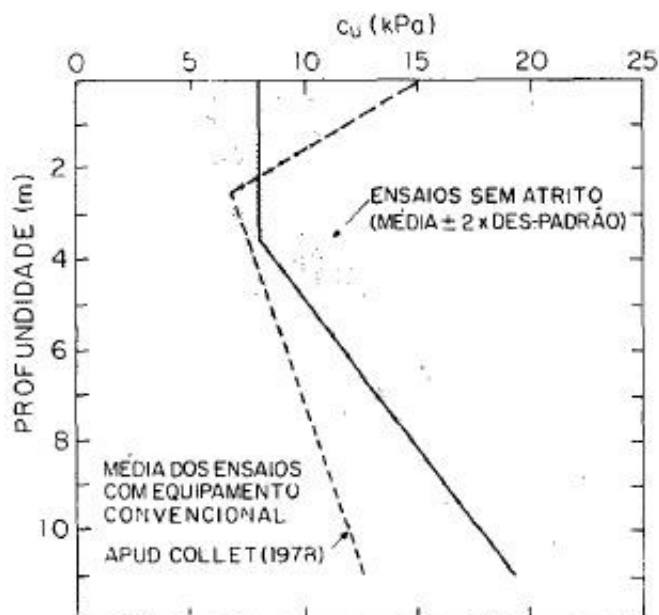


Figura 92 – Comparação entre os valores médios encontrados no ensaio preliminar e no ensaio definitivo (sem atrito) (Ortigão e Collet, 1986)

## 6.2 Retroanálise da ruptura do Aterro Experimental I considerando a sensibilidade do solo medida por ensaios de palheta

Embora a sensibilidade da argila do Sarapuí seja classificada como baixa, a sua queda de resistência pós-pico, observada nos ensaios de palheta, tem importante influência no cálculo do fator de segurança e na previsão da superfície de ruptura de no campo. Esse efeito de queda de resistência (amolecimento) geralmente não é contemplado nos softwares de análises numéricas e não pode ser incorporado nas análises clássicas de estabilidade por equilíbrio limite, porquanto a queda de resistência depende do conhecimento das deformações do maciço.

De forma a se melhor compreender o efeito da queda de resistência pós-pico, o comportamento do Aterro I de Sarapuí foi retroanalisado, tendo-se como objetivos:

- a) Compreender sua influência no cálculo do fator de segurança;
- b) Prever, com mais exatidão, a posição da superfície de ruptura no campo.

Considerações sobre a estratigrafia do solo, bem como seus parâmetros de resistência e deformação serão feitas de forma a contemplar, tanto estudos realizados na época da construção do aterro, quanto estudos mais recentes, como mostrado a seguir.

#### 6.2.1 Espessura da região superficial

Como visto na Figura 92, a espessura da crosta diverge entre as duas campanhas de ensaios de palheta realizados por Collet (1978) e Ortigão e Collet (1986). Para auxiliar na definição da espessura da crosta argilosa, serão utilizadas curvas de resistência de ponta à cravação do ensaio de piezocone de Danziger (1990), mostrada na Figura 94, e a curva de OCR obtida por Ortigão (1980) (Figura 94). O critério utilizado será a mudança brusca do comportamento das curvas, já que o solo ressecado possui características bem diferentes da argila mole subjacente a crosta.

A resistência de ponta à cravação corrigida do piezocone parece dividir o perfil geotécnico em três camadas, sendo duas com comportamento semelhante (resistência crescente com a profundidade), e uma camada com comportamento distinto das demais (Figura 94). Nos três ensaios disponíveis para análise, a espessura da crosta varia entre 2 e 3m, sendo a média igual a 2,5m.

O OCR da argila de Sarapuí decresce linearmente com a profundidade. Entre as profundidades de 2,5 e 11m, a inclinação da curva muda de maneira bem sutil, enquanto que para profundidades acima de 2,8m o comportamento da curva deixa de ser linear e se torna assintótico em direção à superfície (Figura 94).

Assim sendo, adotou-se como 3m a espessura da crosta.



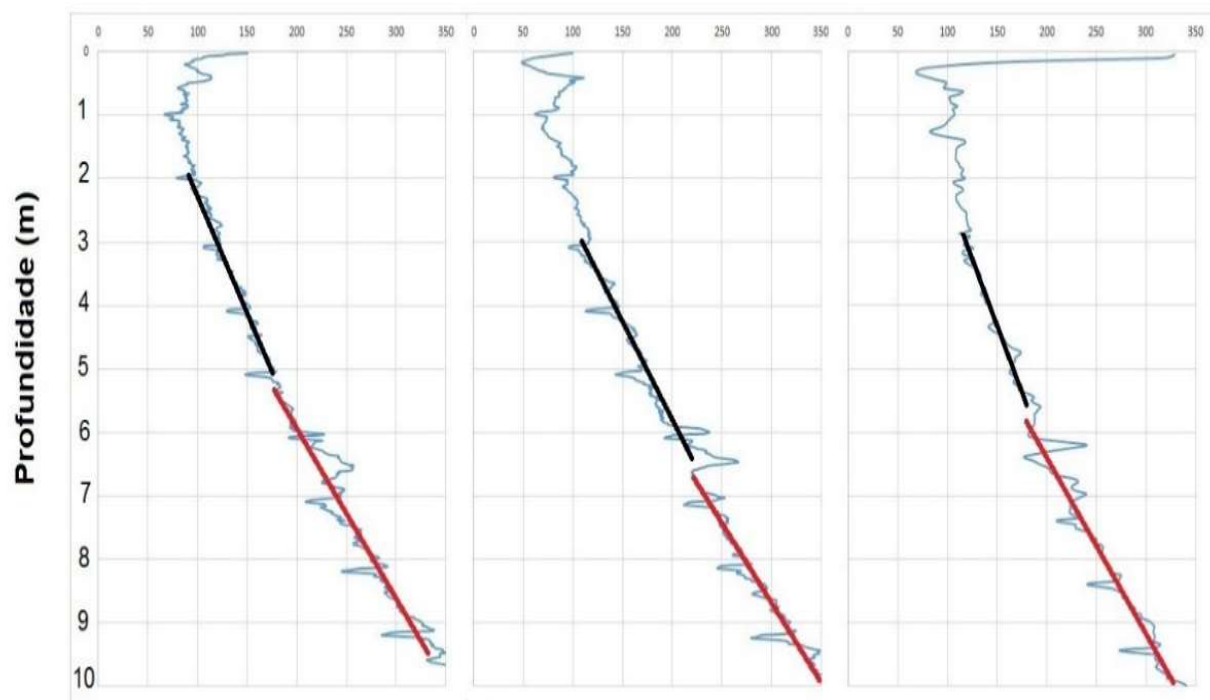


Figura 93 – Definição da espessura da crosta através da resistência de ponta à cravação corrigida de Danziger (1990)

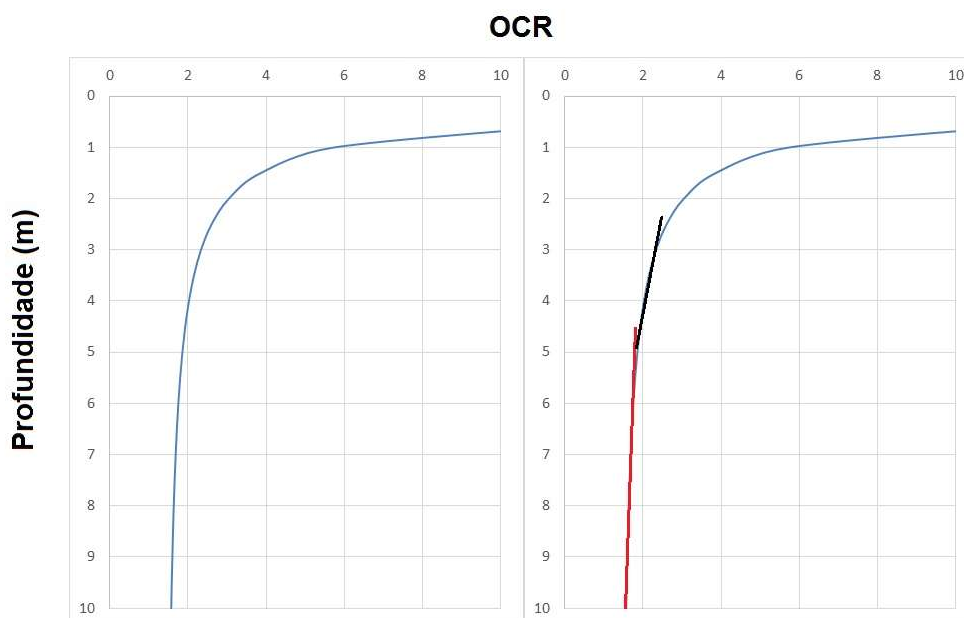


Figura 94 – Definição da espessura da crosta através do valor de OCR de Ortigão (1980)

### 6.2.2 Considerações sobre a definição dos parâmetros de resistência na crosta

A definição de um perfil de resistência não drenada na região superficial (crosta) é, em geral, um exercício de elevada complexidade e importância para a análise de estabilidade de aterros em solos moles. D'Ignazio (2016) considera a obtenção de amostras indeformadas da crosta mais desafiadora do que na região normalmente adensada do depósito argiloso, pois a argila apresenta, naquele local, estrutura muito heterogênea, caracterizada pela presença de trincas. Ortigão (1980) cita também o amolgamento e a heterogeneidade da crosta como elementos complicadores, porém sendo a heterogeneidade relacionada ao teor de material orgânico presente na camada.

É curioso o fato de que as bibliografias internacionais, citadas D'Ignazio (2016), relatem perfis, obtidos em ensaios de palheta, com acentuado acréscimo de resistência não drenada em direção a superfície. O autor cita os trabalhos de La Rochelle et al. (1974), Lefebvre et al. (1987), Leiroueil et al. (1990) e Khan (1993). Este não é o caso do perfil de resistência não drenada encontrado por Ortigão e Collet (1986), no qual o valor da resistência da crosta é praticamente constante.

Lefebvre et al. (1987) citam que a dilatância da argila sobreadensada pode ser responsável por se superestimar  $s_u$ , enquanto D'Ignazio (2017) atribui o erro ao efeito de escala decorrente da presença de trincas na crosta argilosa. Ao executar ensaios de cisalhamento direto e ensaios de placa in situ. Lefebvre e outros (1987) chegaram à conclusão de que a resistência não drenada na crosta tem a mesma magnitude da resistência da argila logo abaixo a mesma, medido em ensaio de palheta. Por isso, os resultados mais elevados de resistência obtidos devem servir unicamente para delimitar a espessura da crosta sobreadensada.

Ensaio mais recentes de palheta, realizados por Jannuzzi (2009), serviram para corroborar o perfil de resistência obtido por Ortigão e Collet (1986). Os ensaios foram executados no campo experimental Sarapuí 2, localizado cerca de 1,5km do local de construção do Aterro Experimental I, porém pertencente ao mesmo depósito argiloso. Utilizou-se equipamento que faz a medição do torque junto a palheta, dispensando a necessidade de efetuar correções quanto ao atrito desenvolvido nas hastes ou à deformação das mesmas por torção, o que confere maior confiabilidade aos resultados obtidos. Sendo assim, a argila do Sarapuí aparentemente não se

enquadra na tendência de apresentar valores elevados e irreais de resistência não drenada na crosta a partir de ensaios de palheta. Considerou-se, portanto que esses ensaios seriam os mais representativos do depósito.

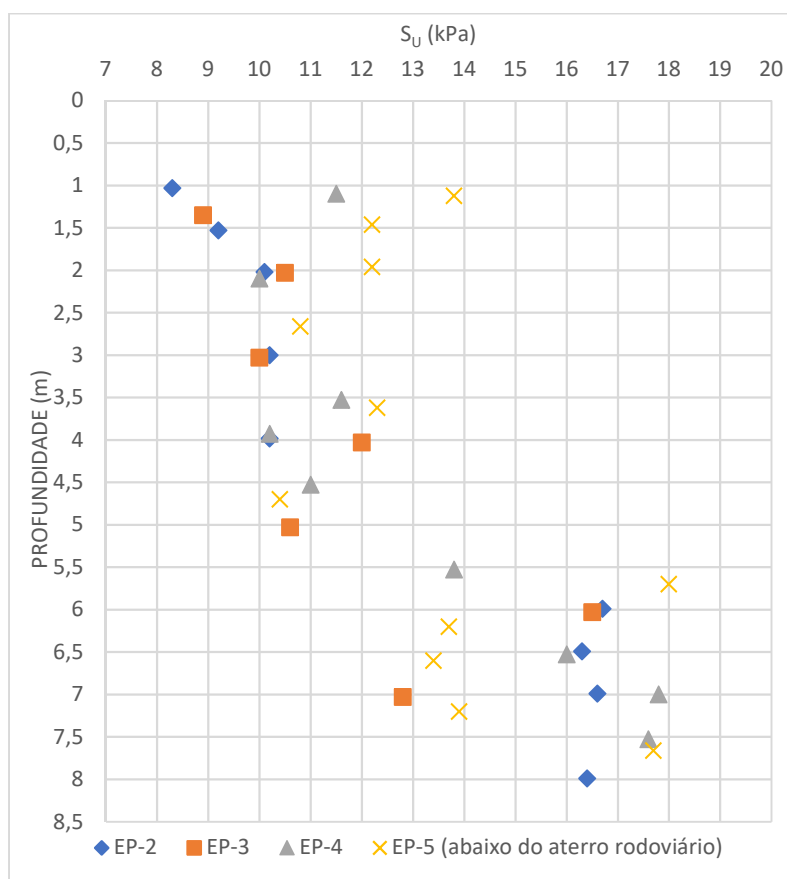


Figura 95 – Resistência não drenada em ensaios de palheta realizados em solo virgem (EP-2, EP-3, EP-4) e em ensaios realizados sob aterro existente (EP-5) – Adaptado (Jannuzzi, 2009)

Um outro aspecto relevante a respeito do comportamento do aterro estava ligado à dúvida se a construção do aterro poderia ser considerada um carregamento não drenado em toda extensão da camada de argila. A crosta presente na maioria dos depósitos argilosos apresenta fissuras de tração que modifica sensivelmente a permeabilidade da camada

Lefebvre e outros (1987) apontam que o confinamento proveniente da construção de um aterro gera um ganho tensão efetiva na região da crosta. Os autores executaram ensaios de cisalhamento direto in situ variando a tensão de confinamento para avaliar sua influência na resistência não drenada da argila em cada camada. A

experiência confirmou as suspeitas do ganho de resistência na crosta com o aumento do confinamento.

Com o objetivo de levar em consideração o ganho de resistência devido ao confinamento, Lefebvre et al. (1987) sugeriram a adoção de três perfis de resistência não drenada do solo, de acordo com a posição da vertical em relação ao aterro. A Figura 96 mostra em linha cheia o perfil de resistência não drenada típico das argilas canadenses estudadas por Lefebvre et al. (1987), no qual a resistência da crosta é superestimada, como citado anteriormente. A linha tracejada representa a correção indicada pelos autores, que aconselham a adoção da resistência não drenada na superfície igual a  $0,25 \gamma H$ , sendo  $\gamma$  o peso específico do solo do aterro, e  $H$  a altura do mesmo. Segundo os autores, o valor sugerido é conservador, necessitando de mais estudos para melhor definição do efeito do confinamento na resistência não drenada da crosta.

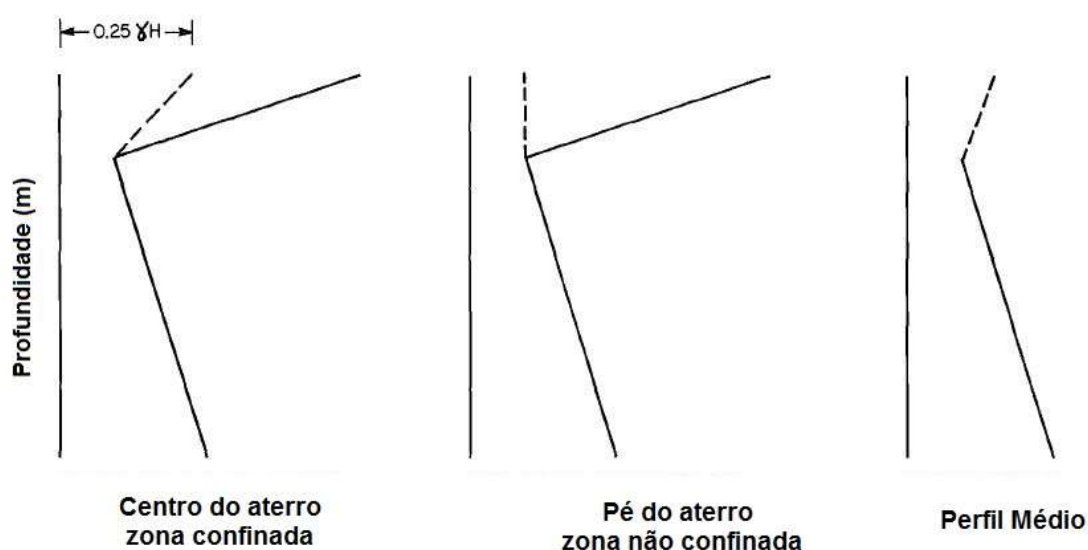


Figura 96. Perfis de resistencia não drenada em diferentes posições sob o aterro (Lefebvre, Pare e Dascal, 1987)

Larsson e Matsson (2003) citam o trabalho de Ladd e Foott (1974) para sustentar a hipótese de ganho de resistência do solo, mesmo quando a tensão de pré-adensamento não é superada. Os autores estudaram através de ensaios de palheta de campo o ganho de resistência de dois aterros experimentais ao longo do tempo. Ambos aterros fizeram parte de estudos do Instituto de Geotecnia Sueco (SGI) para a construção de novo aeródromo foram da cidade de Estocolmo. Os resultados obtidos

em campo evidenciam ganho significativo de resistência não drenada da argila mole devido ao adensamento (Figura 97).

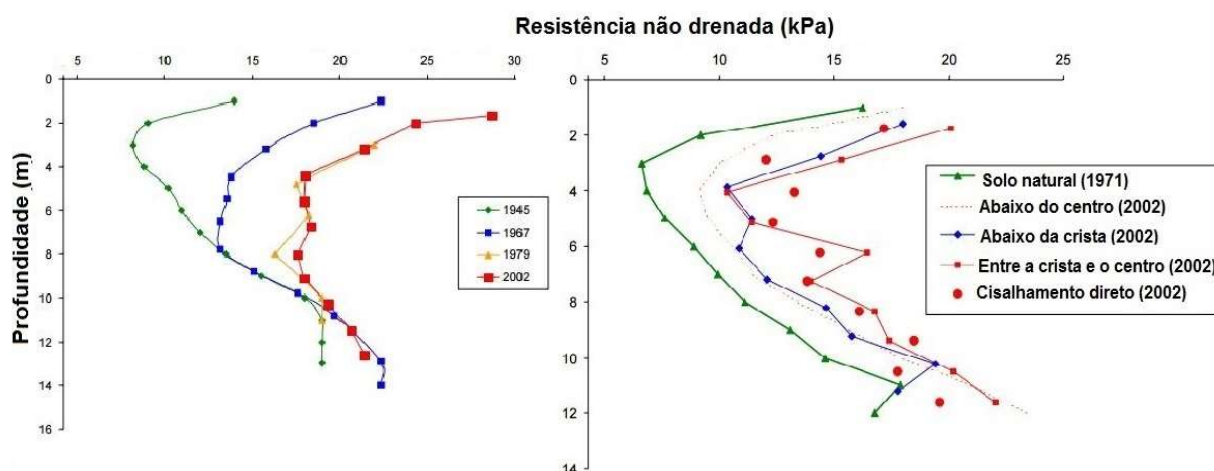


Figura 97 – Ganho de resistência observado em nos aterros aterros experimentais na argila de Lilla Mellosa (esquerda) e Ska-Edeby (direita) – Adaptado (Larsson e Mattsson, 2003)

Jannuzzi (2009) realizou campanha de ensaios de palheta no depósito da argila do Sarapuí 2 em área virgem e sob um aterro rodoviário, justamente para verificar o ganho de resistência com o tempo na argila mole (Figura 95). Segundo Jannuzzi et al. (2012), o aterro rodoviário tem altura de 1m e foi construído há mais de 70 anos, estando o excesso de poropressão dissipado quase em sua totalidade na data da investigação geotécnica.

Os resultados mostraram que o acréscimo de tensão causado pela construção do aterro rodoviário exerceu influência no valor da resistência não drenada da argila do Sarapuí até a profundidade de 2,5m. A Tabela 18 apresenta a diferença entre a resistência não drenada verificada nos ensaios de palheta sob o aterro com relação ao valor médio de resistência não drenada no terreno virgem. A Figura 98 mostra que o ganho de resistência não drenada com a profundidade é linear, com coeficiente de correlação linear,  $R^2$  igual a 0,9999.

Tabela 18 – Estimativa do Ganho de resistência médio na crosta em cada profundidade

Ensaio	Prof. (m)	Prof. média (m)	$s_{uv}$ (kPa) - Sem aterro			Com aterro	$\Delta s_u$ médio (kPa)
			EP-2	EP-3	EP-4	EP-5	
EP-2	1,03	1,1	8,3	-	11,5	13,8	3,9
EP-4	1,10						
EP-5	1,12						
EP-2	1,53	1,4	9,2	8,9	-	12,2	3,15
EP-3	1,35						
EP-5	1,46						
EP-2	2,02	2,0	10,1	10,5	10	12,2	2
EP-3	2,03						
EP-4	2,10						
EP-5	1,96						

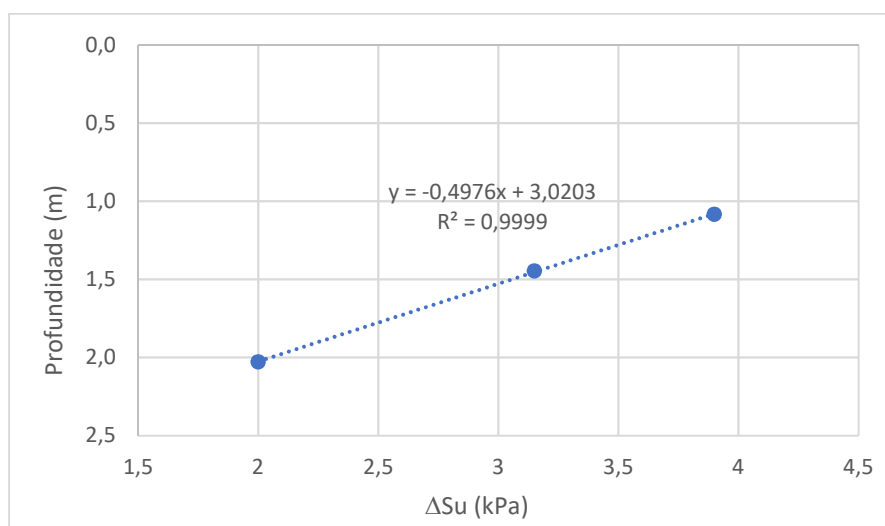


Figura 98 – Correlação entre profundidade e ganho de resistência na crosta

### 6.2.3 Cálculo do ganho de resistência devido à drenagem parcial da crosta na definição do perfil de resistência utilizado na retroanálise

No caso do Aterro Experimental I, no momento da ruptura, quando a altura do aterro atingiu 2,5m de altura ainda existia excesso de poropressão no interior da crosta. Segundo Gerscovich (1983), aproximadamente 60% da poropressão havia sido dissipada. Assim sendo, no presente estudo considerou-se o ganho de resistência  $s_u$  em cada profundidade dado por 60% do incremento de tensão total dado pela sobrecarga do aterro.

Os parâmetros de entrada necessários para a modelagem numérica da crosta considerando o ganho de resistência são o  $s_u$  no topo da camada e a definição da profundidade onde termina o efeito do confinamento do aterro. Estes dois dados de entrada serão obtidos através da equação de regressão apresentada na Figura 98.

Considerou-se que o ganho de resistência não drenada devido à dissipação da poropressão oriunda da construção do aterro é igual ao ganho de resistência obtido por Jannuzzi (2009), multiplicado por 2,5 e 0,60, para levar em consideração a altura 2,5x maior do aterro de Sarapuí e o fato de que apenas 60% da drenagem teria ocorrido no instante da ruptura. A Tabela 19 apresenta o ganho de resistência na superfície do terreno, já considerando a porcentagem de poropressão dissipada no Aterro Experimental I antes da ruptura e sua altura de 2,5m.

Tabela 19 – Ganho de resistência na superfície e profundidade limite da influência do confinamento do aterro

<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>\Delta s_u</math> aterro de 1m e 100% de dissipação de poropressão (kPa)</b>	<b><math>\Delta s_u</math> aterro de 2,5m e 60% de dissipação de poropressão (kPa)</b>
0	6,07	9,10
3,02	0	0

Para a camada subjacente à crosta sobreadensada, foram estabelecidos os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de palheta de Ortigão e Collet (1986), por considera-los mais confiáveis do que os resultados da campanha de ensaios de palheta de Collet (1978), como descrito em seções anteriores.

Com isso, o perfil de resistência não drenada utilizado nas análises de estabilidade foi dividido em 3 regiões, descritas a seguir:

- Crosta sobreadensada com ganho de resistência (0 – 3,0m):
  - De acordo com as correlações e hipóteses levantadas no presente trabalho, a resistência no topo da crosta é igual a resistência calculada no ensaio de palheta de Ortigão e Collet (1986) mais o acréscimo de resistência calculado ( $8,3 + 9,1 = 17,4$  kPa). A resistência é reduzida linearmente até atingir o valor do ensaio de palheta na profundidade de 3,0m, onde não há influência do confinamento;

- Região entre 3,0 – 3,5m:
  - Região fora do limite de solo muito sobreadensado da crosta com resistência é constante na profundidade.
- Região 3,5m – 11,0m:
  - Argila levemente sobreadensada com razão de pré-adensamento da ordem de 1,3 e resistência crescente com a profundidade a um fator de 1,48 kPa, de acordo com ensaios de Ortigão e Collet (1986).

A Figura 99 apresenta uma comparação entre o perfil de resistência não drenada considerada na retroanálise do presente trabalho com os perfis dos ensaios de palheta de Collet (1978) e Ortigão e Collet (1986). A Tabela 20 contém as principais características utilizadas na retroanálise considerando dados de palheta para montagem do perfil de resistência do terreno. A sensibilidade do presente trabalho não consta na Tabela 20, pois será definida através de análise paramétrica na modelagem numérica.

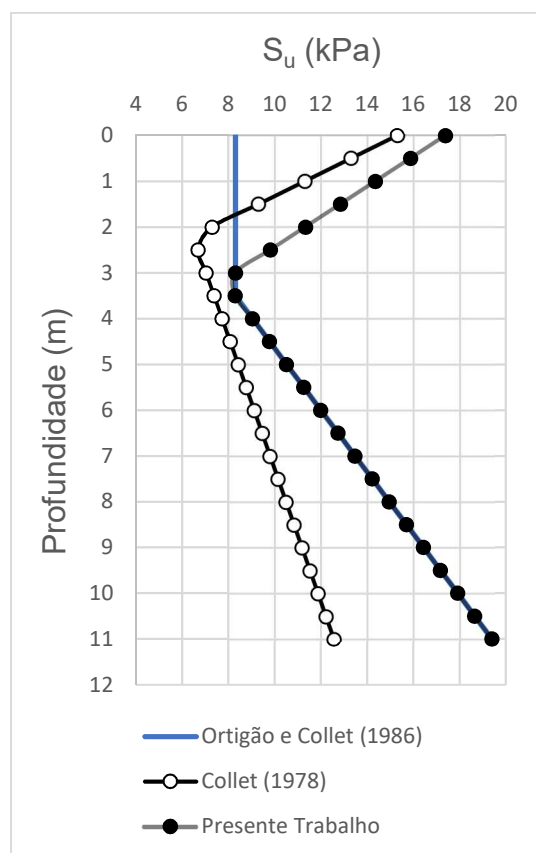


Figura 99 – Perfis de resistência não drenada de Collet (1978), Ortigão e Collet (1986) e presente trabalho



Tabela 20 – Resumo dos diversos perfis de resistência usados em análise do Aterro Experimental I

Retroanálise	Profundidade	Equação	St	Considera queda de resistência pós-pico
Ortigão (1980)	$Z < 2,5\text{m}$	$s_u = 15,3 - 4z$	2 - 3	NÃO
	$Z \geq 2,5\text{m}$	$s_u = 4,97 - 0,69z$		
Ortigão (1985)	$Z \leq 3,5\text{m}$	$S_u = 8,3$	4,4	NÃO
	$Z > 3,5\text{m}$	$s_u = 8,3 + 1,48z$		
Presente Trabalho	$Z \leq 2,5\text{m}$	$s_u = 17,4 - 3,03z$	-	SIM
	$3,0\text{m} \leq Z \leq 3,5\text{m}$	$s_u = 8,3$		
	$Z \geq 3,5\text{m}$	$s_u = 8,3 + 1,48z$		

O perfil de resistência não drenada mostrado na Figura 99 seria adequado para a condição de carregamento infinito. Como postulado por Lefebvre et al. (1987), a partir da crista do talude, o confinamento é reduzido até ser extinto na vertical que passa sob o pé do aterro. Para considerar tal efeito, a região da crosta foi subdividida em 3 regiões, como mostra a Figura 100.

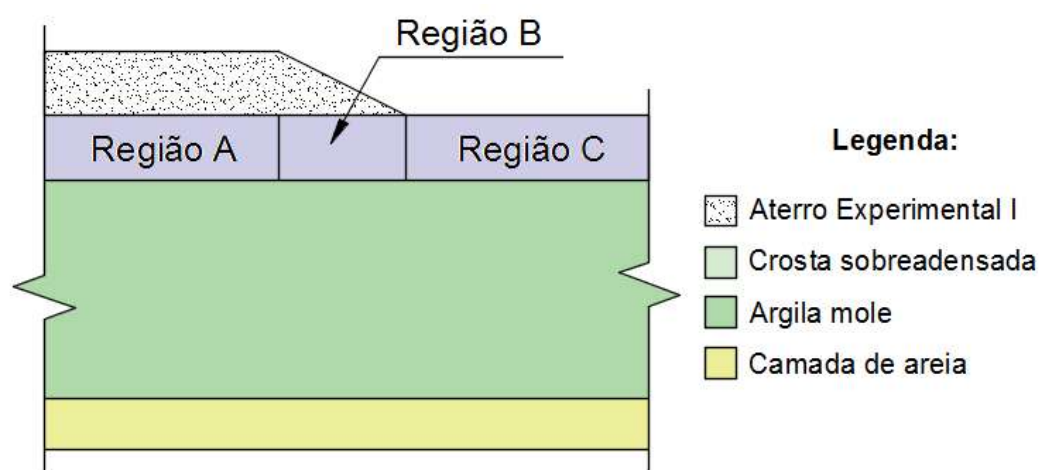


Figura 100 – Regiões com diferentes considerações de confinamento

Na região A, o confinamento é considerado em sua totalidade, sendo considerado o ganho de resistência não drenada na crosta. Na região C, a partir do pé do talude, nenhum confinamento é considerado e, portanto, nenhum ganho será

considerado. Na região B será considerado ganho parcial de resistência igual à metade do valor estimado para a região A. Desta forma, o perfil de resistência de uma vertical depende de sua posição relativa ao talude, sendo os 3 possíveis perfis mostrados na Figura 101.

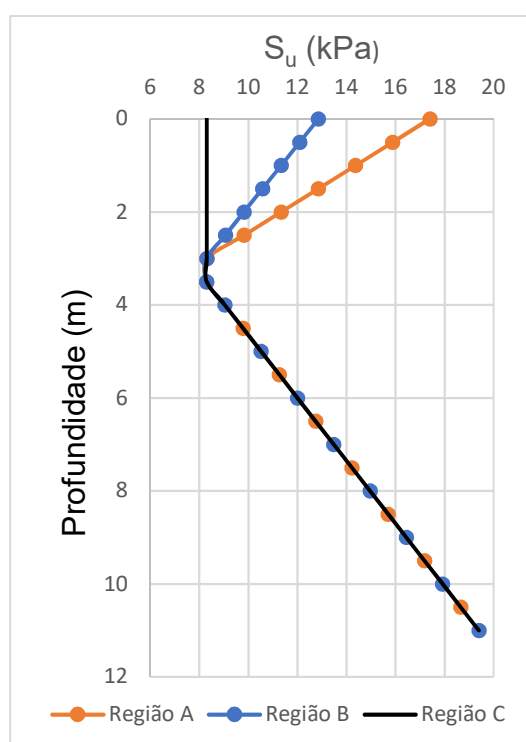


Figura 101 – Perfil de resistência não drenada considerado nas diferentes condições de confinamento

#### 6.2.4 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

Os parâmetros de deformação adotados no presente trabalho foram obtidos por Ortigão (1980), através de ensaios triaxiais não adensados não drenados (UU). Optou-se pelos valores referentes aos ensaios com amostrador  $\varnothing 127$ mm, pois resultaram em menor dispersão. A equação 40 define a variação do módulo de elasticidade com a profundidade.

Quanto ao coeficiente de poisson, como a análise é feita em tensões totais, onde se considera que não a variação de volume, seu valor é necessariamente igual

a 0,50. Adotou-se no programa valor ligeiramente inferior (0,49) para não gerar problemas numéricos.

$$E_u = 980 + 154z \quad (45)$$

### 6.2.5 Resultados da retroanálise da ruptura do aterro Experimental I

Uma vez estabelecidos os parâmetros geotécnicos do depósito e do aterro, foi necessário estabelecer a sensibilidade a ser adotada a fim de minimizar os efeitos de queda brusca da resistência não drenada pós-pico.

Foi então realizado um estudo, análogo ao apresentado no item 5.4.2, onde variou-se os valores de sensibilidade, a fim de se definir a sensibilidade equivalente  $S_t^*$  capaz de reproduzir a condição de ruptura do aterro; isto é,  $FS=1$

Como ponto de partida, adotou-se o perfil de sensibilidade obtido a partir dos valores de ensaios de palheta campo (Figura 102). Os resultados, mostrados na Figura 103, indicaram convergência para  $FS=1$  quando a sensibilidade equivalente  $S_t^*$  foi admitida igual a 1,3 correspondente ao fator de correção  $\eta \approx 3,1$ .

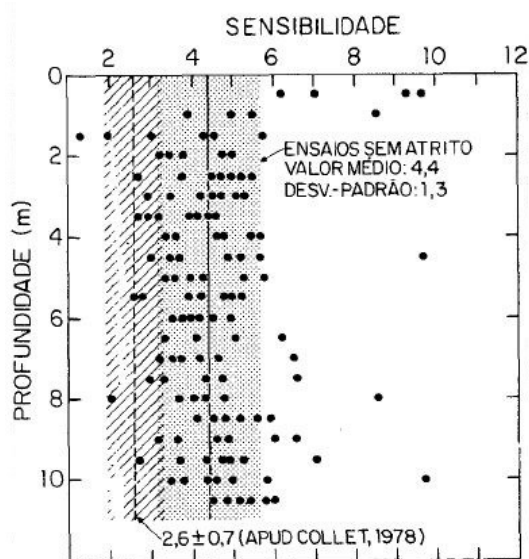


Figura 102 – Sensibilidade média da argila do Sarapuí - adaptado (Ortigão e Collet, 1986)

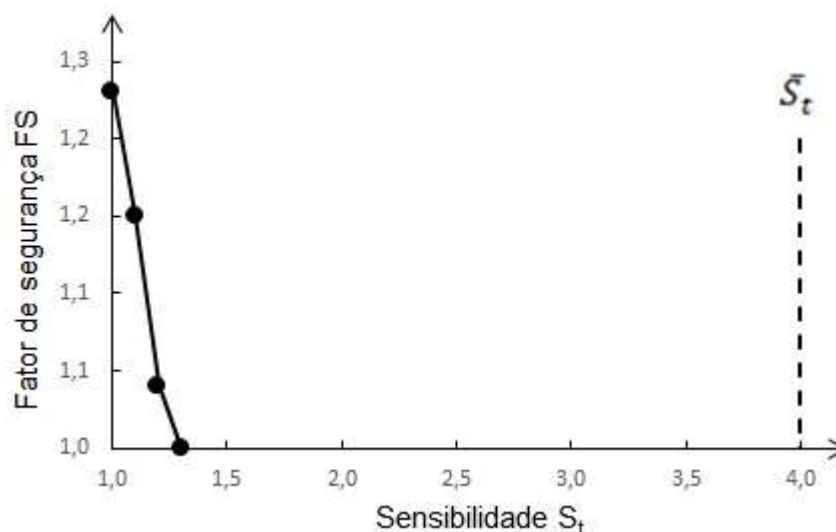


Figura 103 – Determinação da sensibilidade equivalente  $S_t^*$  para a argila do Sarapuú (modelo de queda abrupta de resistência)

Apresentam-se abaixo os resultados obtidos nas análises numéricas desenvolvidas utilizando-se o modelo constitutivo de queda abrupta, a fim de atingir dois dos objetivos da presente Dissertação: *i*- determinar a redução de resistência da argila devido à sua sensibilidade; *ii*- verificar se a consideração da sensibilidade da argila leva à obtenção de uma superfície de ruptura mais próxima à observada em campo.

A Figura 104 apresenta os contornos de máxima deformação cisalhante (maximum shear strain), considerado como resultado mais adequado para identificação da superfície de ruptura. Pode ser observado que a ruptura se dá em elevada profundidade, como é típico das rupturas de aterro sobre solo muito mole. Além disso, a superfície de ruptura obtida ocorre de forma mais alongada em suas extremidades, diferenciando-se das superfícies de ruptura de forma rigorosamente circulares, estudadas em análises de equilíbrio limite.

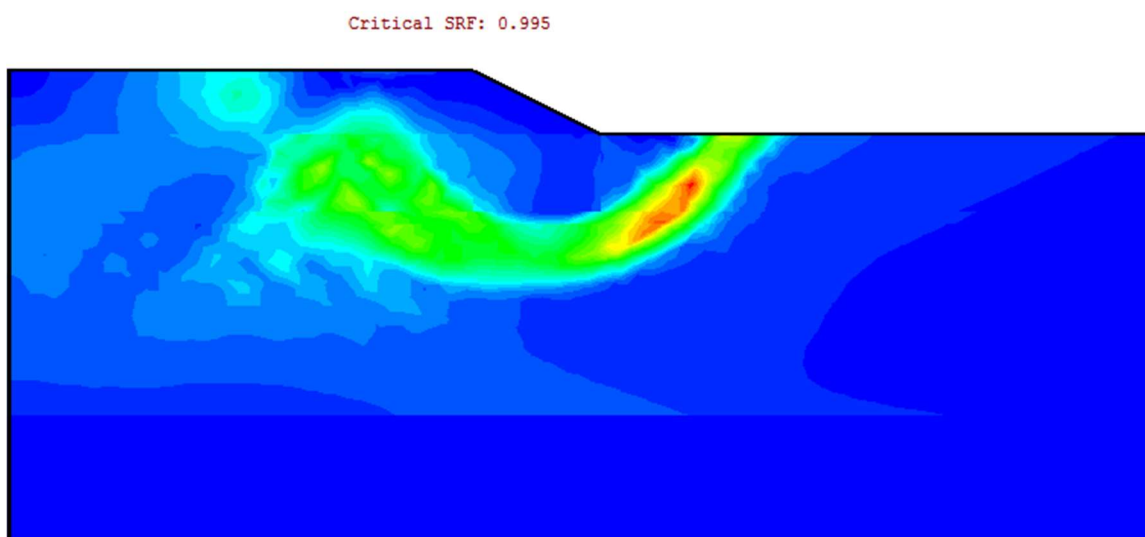


Figura 104 – Contornos para deformação cisalhante máxima para  $S_r^* = 1,30$

Na Figura 105 é feita a comparação entre as superfícies de ruptura obtidas por Ortigão (1980), Ortigão e Collet (1986) e a presente análise. Ortigão (1980) adotou o perfil de resistência de Collet (1978), enquanto que Ortigão e Collet (1986) utilizaram o perfil de resistência não drenada obtido através de ensaio de palheta livre de atrito. As duas primeiras análises foram reproduzidas no software de equilíbrio limite Slide 7.0. A fim de melhor visualizar as diversas superfícies de ruptura, alterou-se as cores de saída do programa para preto e branco (Figura 105), porém a análise é a mesma retratada na Figura 104.

A superfície de ruptura prevista por Ortigão e Collet (1986) é mais rasa, pois o autor não levou em consideração o ganho de resistência na crosta devido à drenagem parcial. Já a superfície de Ortigão (1980) alcança maior profundidade, pois se considera a crosta com resistência crescente em direção à superfície, embora esse resultado seja provavelmente relacionado aos erros causados pelo atrito nas hastes. A superfície estimada nesta Dissertação é ainda mais profunda e mostra um alongamento que ocorre nas extremidades.

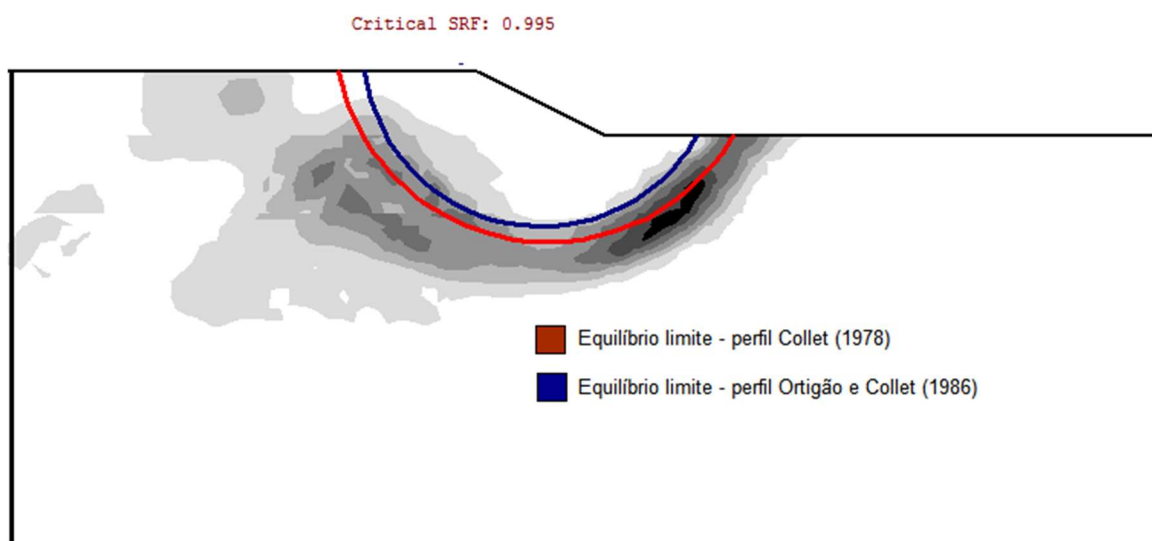


Figura 105 – Comparação entre a superfície de ruptura obtida na presente Dissertação com às superfícies de ruptura de trabalhos anteriores

A Figura 106 mostra a superfície de ruptura observada em campo (Ortigão, 1980) em conjunto com os demais resultados. De uma forma geral pode-se considerar que a presente análise, com queda de resistência pós-pico, é a que mais se aproxima da ruptura ocorrida no campo.

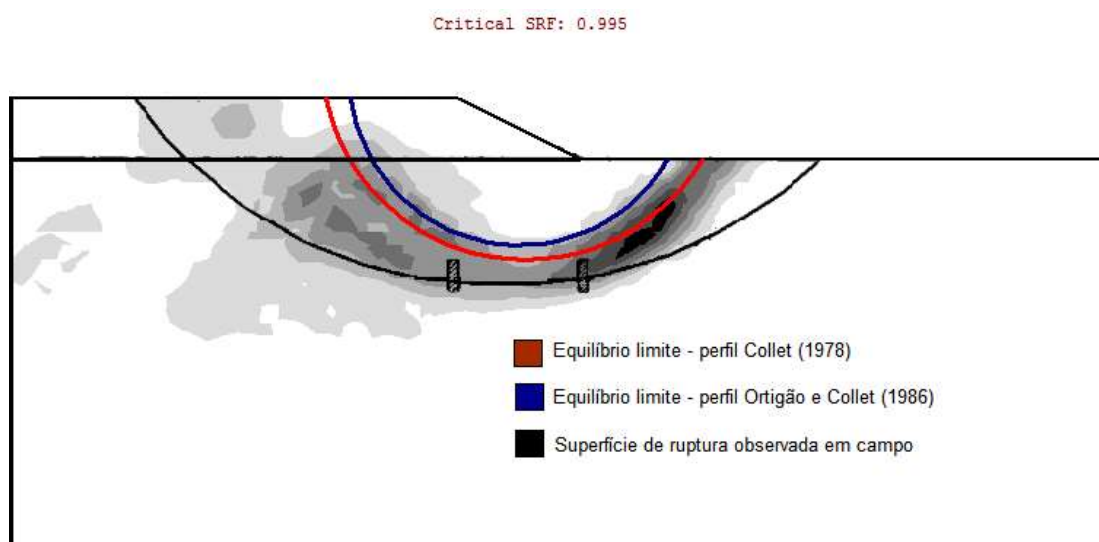


Figura 106 – Sobreposição das diversas superfícies de ruptura citadas no texto

### 6.2.6 Comentários adicionais

Deve-se pontuar, porém, sobre a existência da resistência de natureza viscosa na argila do Sarapuí, não considerada na presente análise.

Como discutido na Seção 2.2.1, a resistência viscosa surge em razão da velocidade com a qual o carregamento é aplicado ao solo. Durante o ensaio de palheta de campo, a velocidade das deformações impostas ao meio é muito superior à velocidade de deformação do solo quando o mesmo é deixado sob a ação de um aterro em repouso. Por isso, o parâmetro medido no ensaio de palheta precisa ser minorado, de forma a contemplarem às velocidades de deformação mais lentas que ocorrem no campo.

Sendo a parcela viscosa da resistência medida pelo ensaio de palheta tão maior quanto maior for o índice de plasticidade IP do solo, sua influência é relevante para a argila do Sarapuí, já que seu  $IP \approx 75\%$  é um valor considerado alto. Então, alguma parte da sensibilidade equivalente  $S_t^*$  medida é proveniente da desigualdade entre a resistência não drenada mobilizada e a resistência não drenada medida nos ensaios de campo.

Na opinião do autor da presente Dissertação, é geralmente difícil isolar a contribuição das duas parcelas (sensibilidade e resistência viscosa) no resultado final do cálculo do fator de segurança, ao menos com o modelo constitutivo adotado nas análises aqui apresentadas. Portanto, a consideração sobre viscosidade, dada sua complexidade, foge do escopo desta Dissertação.





Em 2007, a empresa Mineração e Metálicos S.A (MMX) se instalou na região com a finalidade de explorar minério de ferro, até que em 2008 a empresa foi vendida para o grupo multinacional britânico Anglo American, vindo a se chamar Anglo Ferrous Brazil. Dentre os ativos adquiridos pela empresa britânica estavam: a mina de minério de ferro de em Pedra Branca do Amapari, um trecho de ferrovia e a concessão de um dos Terminais de Uso Privado (TUP) do Porto de Santana.

Em 28 de janeiro de 2013, no TUP administrado pela Anglo Ferrous Brazil, ocorreu uma ruptura de grandes proporções, ocasionando a morte de 6 funcionários (dois deles desaparecidos), a perda de equipamentos utilizados no manuseio do minério, danos causados às embarcações atracadas no porto, além da perda de 20.000 toneladas de minério no leito do rio (sínter feed). Em vista dos prejuízos causados pela ruptura do aterro do Porto de Santana, a Anglo American vendeu a Anglo Ferrous Brazil para a empresa Suíça Zamin Ferrous, que atualmente se encontra em processo de recuperação judicial.

Desde a data do deslizamento, procura-se explicar os motivos de o mesmo ter ocorrido, tendo sido realizadas extensivas campanhas de sondagem de campo, em conjunto com ensaios de laboratório, para a caracterização do solo de fundação. O presente capítulo tem a finalidade de investigar a influência da sensibilidade do solo argiloso na estabilidade do aterro do Porto de Santana, o que foi uma das possibilidades levantadas para a explicação da ocorrência do desastre. Previamente às análises de estabilidade, breve comentário será feito a respeito de fatos relevantes precedentes à ruptura, em conjunto com a descrição das características do solo, obtidas nas investigações.

## **7.1 Histórico Recente do Porto de Santana**

A solução técnica adotada na implantação do porto, em pier flutuante, se deu em decorrência do terreno pouco resistente nas margens do Rio Amazonas. Em outubro de 1993 este fato veio a se confirmar com um deslizamento ocorrido nas instalações portuárias do Terminal de Minério do Amapá, quando o porto ainda era administrado pela ICOMI. O relatório técnico sobre a ruptura, produzido pela empresa

PLANAVE, reportou o deslocamento de aproximadamente 30.000m<sup>3</sup> de terra, devido à presença de material argilo-siltoso saturado de baixa resistência.

Já em 2007, a MMX Amapá Mineração Ltda, que detinha a administração do porto, contratou a consultoria da PLANAVE para elevar a capacidade de carregamento e estocagem do porto. Segundo Bressani (2014), a consultoria foi orientada para a recuperação dos equipamentos de manuseio e transporte do minério, sem incluir a execução de estudos geotécnicos no local. Foi determinado que as pilhas de minério deveriam ser estocadas com afastamento de pelo menos 140m, a fim de evitar sobrecargas indevidas no solo pouco resistente às margens do rio.

Segundo relatório da UON Engenharia (2013), as soluções propostas pela Planave não teriam sido executadas, pois a empresa contratante as considerou muito dispendiosas e pouco se conhecia sobre o projeto inicial do porto. Um ano depois, em 2008, a MMX contratou a empresa Geoforma para executar 6 sondagens SPT e 14 ensaios de piezocone, mas novamente sem adotar qualquer medida preventiva.

Cerca de dois meses antes da ocorrência da ruptura do aterro do porto, um acidente no stacker reclaimer prejudicou o sistema que fazia o transporte do minério do pátio de estocagem para o carregamento dos navios. O carregamento que antes era feito por correias transportadoras do pátio até os porões dos navios, passou a ser feito por caminhões (5 unidades) e pás carregadeiras (2 unidades). Segundo a UON, após o acidente, a frota passou a operar com 15 caminhões e 4 pás carregadeiras para aumentar a velocidade de carregamento de minério.

Desde 2008 a movimentação de cargas no Porto de Santana vinha em alta (Figura 108), principalmente no terminal privado, com a predominância da exportação de minério (Figura 109)

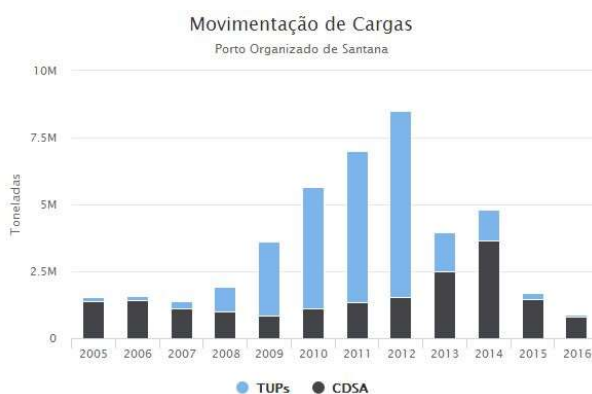


Figura 108 – Aumento da exportação nos anos anteriores ao acidente (Docas de Santana, 2017)

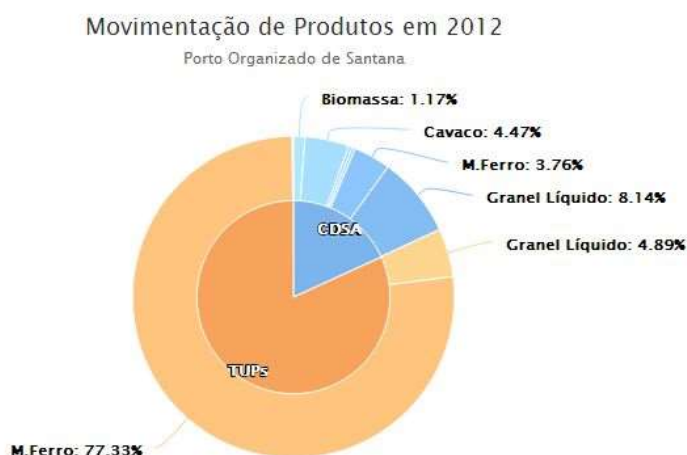


Figura 109 – Divisão das exportações no Porto de Santana (Docas de Santana, 2017)

Também com o intuito de facilitar o processo de carregamento dos navios, pilhas de menores dimensões teriam sido erguidas próximas às margens do Rio Amazonas, na região do limite de segurança previamente estabelecido. Pacheco e Gerscovich (2014) apresentam fotos que evidenciam a presença de pilhas de minério em local inadequado (Figura 110 e Figura 111). Segundo os autores, as pilhas tiveram papel fundamental na deflagração da ruptura, tendo em vista a baixa capacidade de carga do solo de fundação.

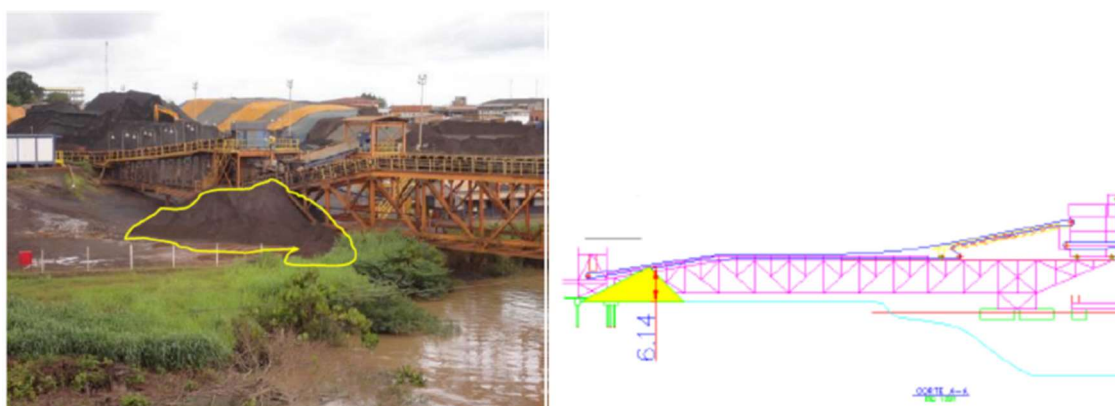


Figura 110 – Comparação entre a altura de uma pilha próxima à margem, registrada por foto, com a altura da estrutura da esteira transportadora (Pacheco e Gerscovich, 2014)



Figura 111 – Foto área do Porto de Santana registrada por Satélite. Em amarelo, a sobreposição de diversas pilhas registradas em fotos tiradas no período entre 04/2011 e 07/2015 (Pacheco e Gerscovich, 2014)

## 7.2 Características Geotécnicas da área do Porto

O relatório da PLANAVE emitido após a ruptura de 1993 classificou o solo presente na margem do rio como argila siltosa depositada por ação aluvionar do Rio Amazonas. O estudo de Santos et al. (2010, apud Azevedo et al., 2014) confirmou a origem sedimentar aluvionar desta argila, citando que o regime hidrodinâmico do Rio Amazonas, caracterizado por constantes variações entre maré alta e maré baixa, é o fenômeno responsável por fazer o transporte e deposição dos sedimentos.

A natureza fluvial dos sedimentos depositados na área de estudo cerceia a possibilidade de ocorrência de lixiviação como mecanismo de desenvolvimento de uma hipotética estrutura metaestável na argila de Porto de Santana. Quando a deposição é feita em ambiente marinho, existe a abundância de íons responsáveis por diminuir a força de repulsão entre as partículas argilosas, proporcionando a formação do arranjo floculado bem definido. Porém, quando o sedimento é formado em água doce, como o caso do Rio Amazonas, a concentração de sais dissolvidos geralmente é baixa e a retirada de sais por lixiviação causa pouco ou nenhum impacto na sensibilidade do solo.

### 7.2.1 Seções transversais estudadas

A ruptura ocorreu nas adjacências da correia transportadora de minério, podendo-se distinguir duas zonas, leste e oeste (Figura 112). A região central entre estas duas zonas não cedeu, provavelmente, devido a estruturas de concreto armado estaqueadas, que serviam de fundação para o sistema de transporte de minério. Sendo assim, as análises de estabilidade foram realizadas em seções representativas do lado leste e oeste da correia transportadora. Segundo documento da própria Anglo American (2013), cerca de 750 mil m<sup>3</sup> de solo escorregaram em direção ao leito do rio, além de 20.000 toneladas de minério (“sinter feed”). Este novo deslizamento (2013) ocorreu na mesma seção do deslizamento anterior (1993) e instabilizou uma massa de solo muito maior que no acidente de 1993 (30.000 m<sup>3</sup>).



Figura 112 – Foto antes e depois da ocorrência da ruptura, evidenciando a divisão em duas regiões, a leste e a oeste da estrutura transportadora

Três seções foram criadas a partir dos ensaios de piezocone, sondagens SPT, ensaios de palheta e com auxílio da batimetria realizada em 1993, anteriormente ao primeiro acidente. Embora a reprodução das seções esteja sujeita a interpretações do engenheiro, as geometrias originadas da análise de Pacheco e Gerscovich (2014) e de análises feitas por outros autores são semelhantes, gerando fatores de segurança bem próximos. No presente trabalho foram adotadas as geometrias das seções de Pacheco e Gerscovich (2014).

A Seção Leste (Figura 113) é caracterizada por uma declividade mais acentuada do talude submerso, em decorrência do escorregamento de 1993. Dessa forma, a maioria dos ensaios realizados antes da ruptura foram concentrados no lado Leste. A Seção Oeste (Figura 114) tem o talude bem mais suave e mais seguro, tendo

essa seção sido submetida à investigação geotécnica mais aprofundada somente após o desastre de 2013.

Os ensaios que vieram a ser executados na Seção Oeste, após a ruptura, demonstraram que o depósito argiloso do Porto de Santana é praticamente o mesmo da Seção Leste, como será discutido mais adiante. De acordo com a interpretação dos ensaios, 5 camadas de argila mole fazem parte do perfil estratigráfico do solo das margens do Porto de Santana, sendo seus parâmetros de resistência mostrados na Tabela 21. Abaixo das camadas de argila mole é encontrado solo residual competente, cujo limite superior cresce em direção ao continente.

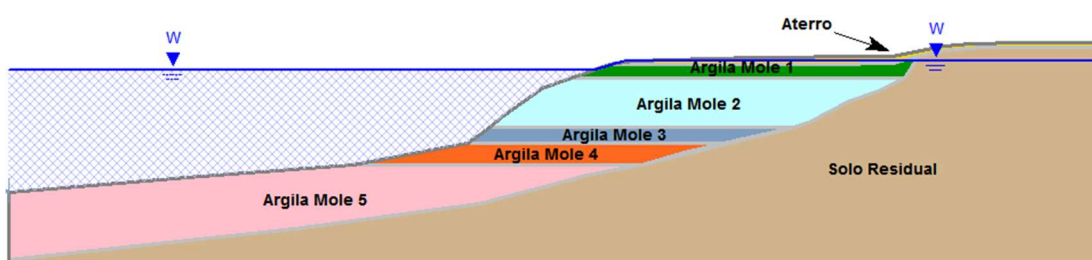


Figura 113 – Perfil estratigráfico – Seção Leste - Adaptado (Pacheco e Gerscovich, 2014)

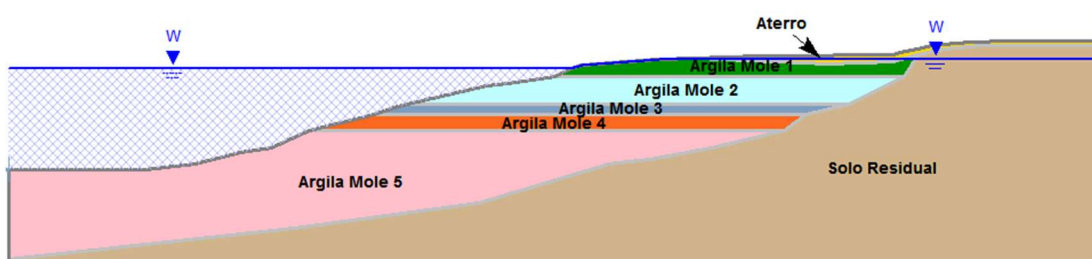


Figura 114 – Perfil estratigráfico – Seção Oeste - Adaptado (Pacheco e Gerscovich, 2014)

Tabela 21 – Características das camadas que formam a estratigrafia do terreno às margens do Porto de Santana

Nome do Material	Cor	Peso Especifico (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>u</sub> (kPa)	Coesão (kPa)	φ (°)
Aterro		19	-	10	31
Argila Mole 1		16	46	-	-
Argila Mole 2		16	36	-	-
Argila Mole 3		16	56	-	-
Argila Mole 4		16	64	-	-
Argila Mole 5		16	64	-	-
Solo Residual		18	-	10	35

### 7.2.2 Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização apresentaram ao longo de todo perfil a predominância de material siltoso (55% do material) e 25% de partículas com diâmetro inferior a 0,002mm (Figura 115.a). Quanto ao teor de umidade e índice de vazios, os mesmos indicam a existência de duas camadas com valores bem distintos, sem nenhuma tendência de variação desses parâmetros com a profundidade (Figura 115.b e c).

Os limites de Atterberg classificam a argila do Porto de Santana como argila de baixa plasticidade, visto que o limite de liquidez (LL) se situa sempre abaixo de 50%. A média do índice de plasticidade (IP) gira em torno de 25,5%, valor que resultaria em um fator de correção de Bjerrum que pouco alteraria a resistência medida em ensaios de palheta (aproximadamente 0,95). O índice de liquidez (IL) do solo assume valores superiores à unidade em algumas profundidades sendo, porém, precipitado basear-se unicamente neste parâmetro para discernir sobre a sensibilidade do solo, já que é comum às argilas brasileiras apresentar  $IL > 1$  (como a argila do Sarapuí, estudada no Capítulo 6).

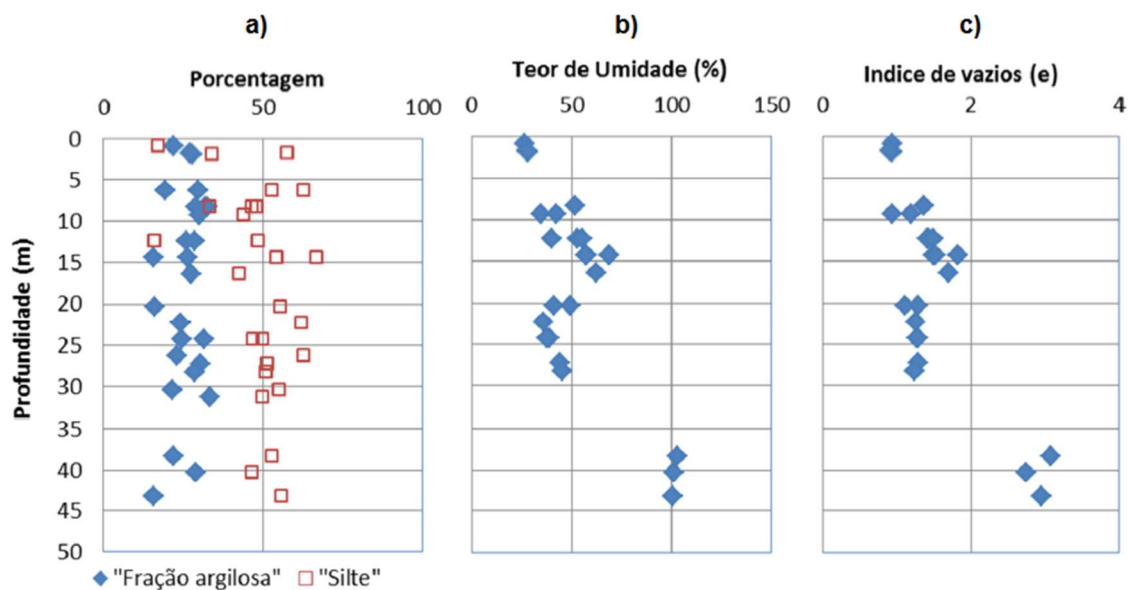


Figura 115 – Granulometria, teor de umidade e índice de vazios pela profundidade da argila do Porto de Santana (Pacheco e Gerscovich, 2014)

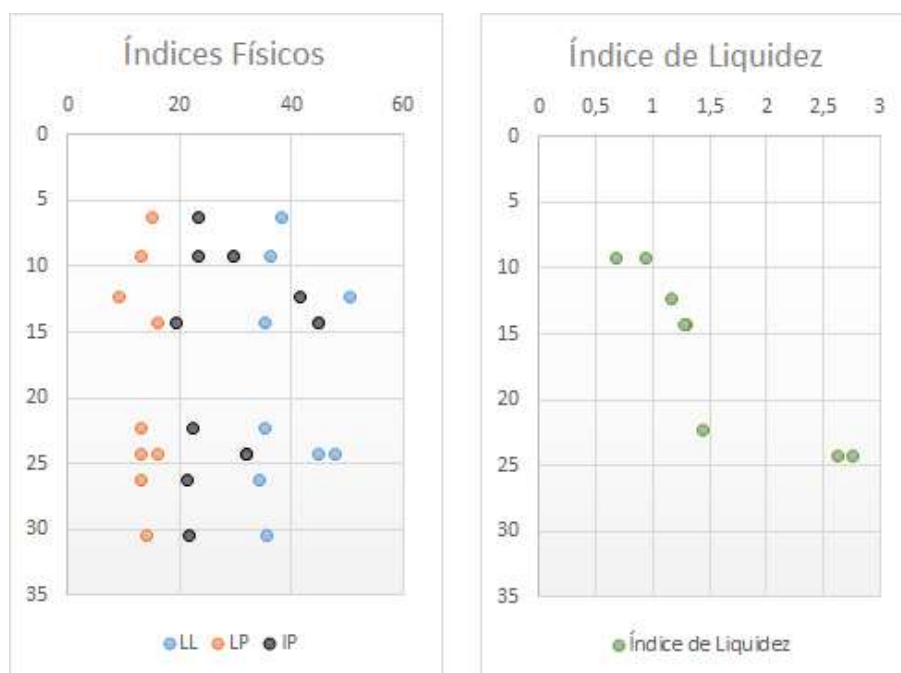


Figura 116 – Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, Índice de Plasticidade e Índice de liquidez do solo silte argiloso do Porto de Santana



### 7.2.3 Ensaio de piezocone

Vários ensaios de piezocone foram realizados na área do Porto de Santana nos lados Leste e Oeste, e seus resultados foram utilizados para se obter as seguintes informações: classificação do solo, a resistência não drenada, sensibilidade e as condições de drenagem da argila. Na análise de Pacheco e Gerscovich (2014), os autores compararam os dados oriundos de ensaios em 2007 com dados de ensaios pós-ruptura do aterro.

A classificação do solo foi feita tanto pelo gráfico que considera os parâmetros  $B_q$  e  $q_T$  do ensaio de piezocone, quanto pelo gráfico que considera  $F_r$  e  $q_T$  (Figura 117 e Figura 118). As duas classificações foram descritas no Capítulo 4. De acordo com Robertson (1990, apud Pacheco e Gerscovich, 2014), o diagrama que utiliza os parâmetros  $B_q$  e  $q_T$  sofre muita influência dos registros de poropressão, que nem sempre apresentam a precisão desejada. Por este motivo os referidos autores recomendam a utilização do diagrama  $F_r$  vs.  $q_T$ , pois as respostas são exclusivamente mecânicas e menos sujeitas a erros de medição.

Ao comparar a classificação do solo da Seção Leste com a classificação do solo na Seção Oeste, utilizando o diagrama  $F_r$  vs.  $q_T$ , observa-se que existe grande concordância entre as duas seções, como esperado, por serem do mesmo depósito. Já o diagrama que utiliza o parâmetro de poropressão  $B_q$  não apresentou a mesma conformidade, reforçando o a afirmação de Robertson (1990).

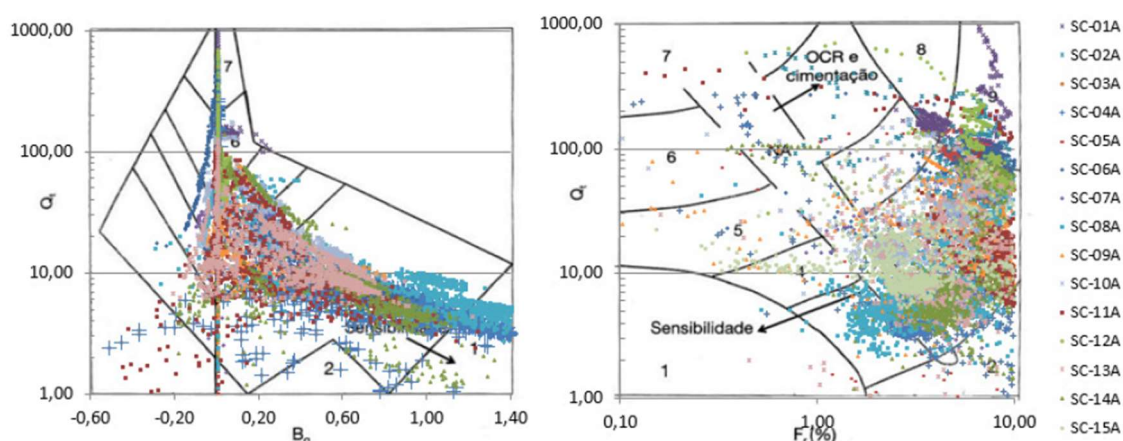


Figura 117 – Ensaio de piezocone executados em 2007 no Lado Leste (Pacheco e Gerscovich, 2014)

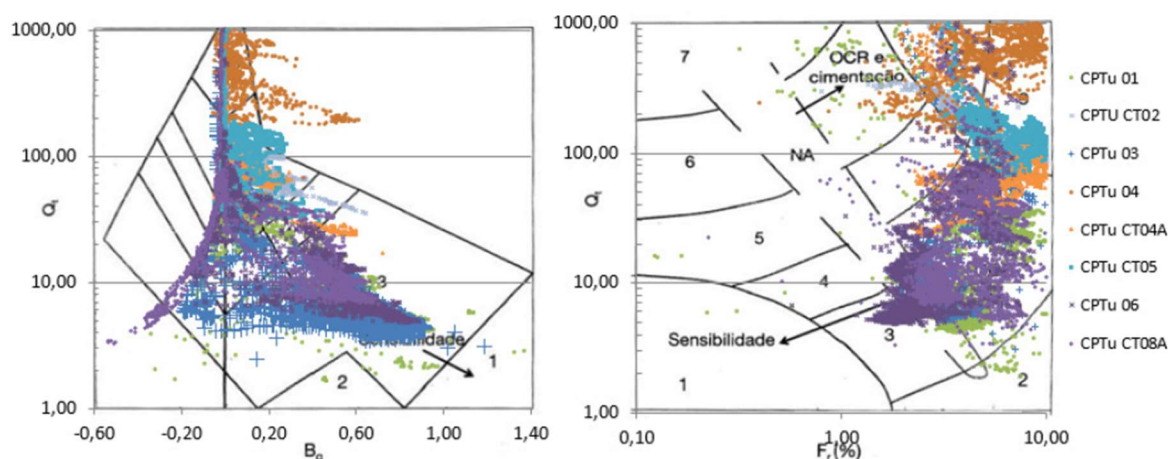


Figura 118 – Ensaio de piezocone executados em 2013, pós-ruptura, no Lado Oeste (Pacheco e Gerscovich, 2014)

Mesmo que a ruptura tenha ocorrido sem que houvesse acúmulo indevido de minério nas margens do Rio Amazonas, é preciso definir se o solo tem comportamento drenado ou não drenado na aplicação de carregamentos rápidos, pois o nível da água do rio oscila constantemente, conforme a maré. O tipo de análise pode ser definido utilizando os dados de piezocone através do método de classificação de Jefferies e Davies (1993), descrito na Seção 4.2.4.2.

Caso o índice de classificação dos materiais ( $I_c$ , ver equação 34) seja menor que 1,8, considera-se que o solo tem resposta drenada. Caso  $I_c$  seja maior que 2,76, o solo terá resposta não drenada a carregamentos rápidos. Se o valor estiver dentro do intervalo (1,8 – 2,6), não é possível classificar precisamente o comportamento do solo quanto as condições de drenagem. A Figura 119 e a Figura 120 mostram a predominância do índice de grupo do solo maior que 2,76, indicando a condição não drenada mais apropriada para a análise.

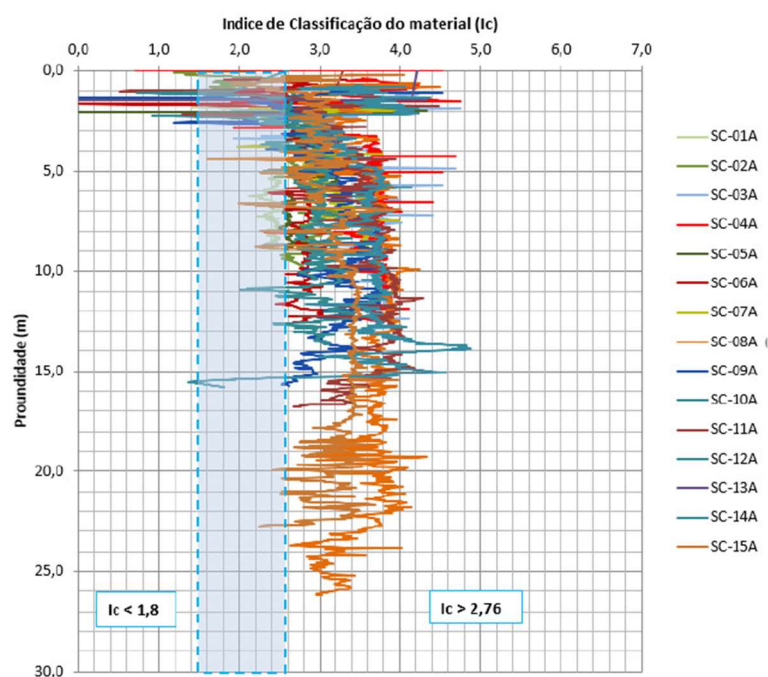


Figura 119 – Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Leste, 2007 (Pacheco e Gerscovich, 2014)

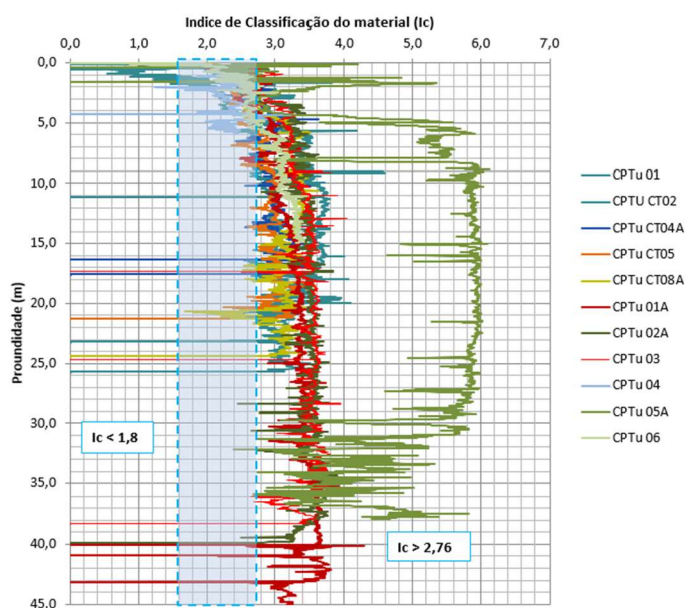


Figura 120 - Índice de classificação do material pela profundidade, Lado Oeste, 2013 (Pacheco e Gerscovich, 2014)

Os perfis de resistência não drenada, produzidos por correlação com os dados do ensaio de piezocone, apresentaram ótima concordância com os valores obtidos por ensaios de palheta (Figura 121), quando adotado valor de  $N_{kt}$  constante, igual a 14. Por consequência, o perfil de sensibilidade do solo também foi bem representado

pelas correlações do piezocone ( $N_{60}$ ), tendo a sensibilidade do solo variado entre 1,5 e 4, valor comum encontrado em outras argilas brasileiras.

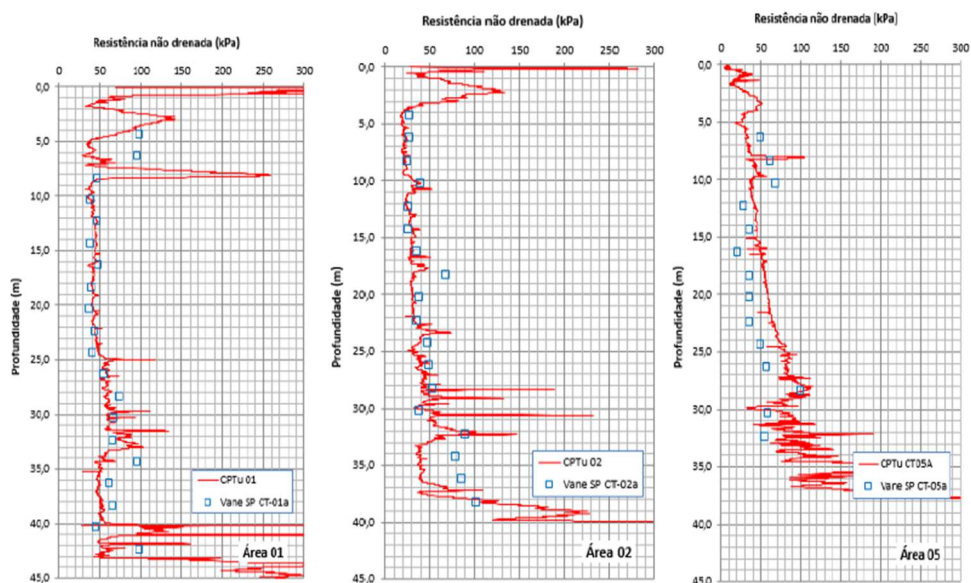


Figura 121 – Resistência não drenada obtida pelos ensaios de piezocone,  $N_{kt} = 14$  (Pacheco e Gerscovich, 2014)

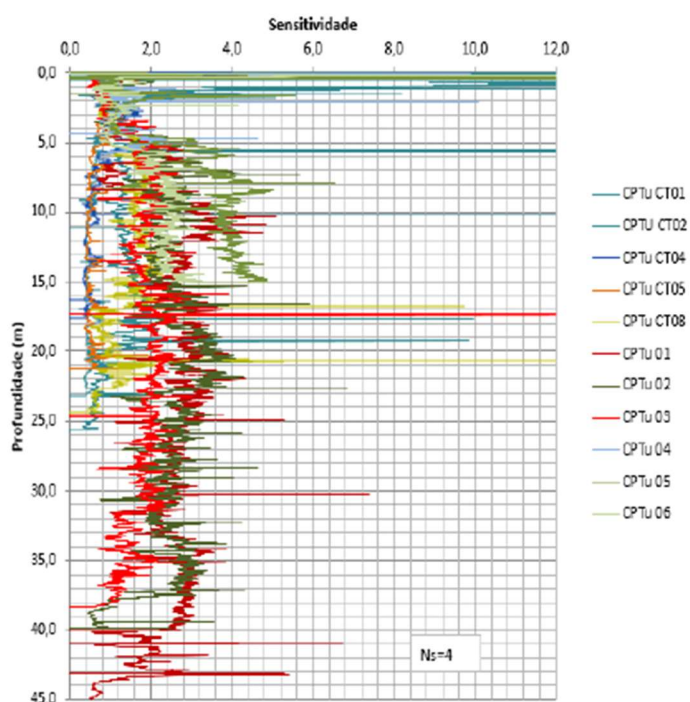


Figura 122 – Sensibilidade obtida por correlação com ensaio de piezocone (Pacheco e Gerscovich, 2014)

### 7.3 Análises numéricas

As análises numéricas do Porto de Santana foram executadas com os seguintes objetivos:

- a) Analisar se a sensibilidade do solo, por si só, seria capaz de provocar a ruptura dos taludes da Seção Leste e/ou Seção Oeste.
- b) Verificar as consequências do empilhamento de minério dentro da faixa de 140m, a partir das margens do Rio Amazonas, indicada pela PLANAVE em 2008 como imprópria para utilização.
- c) Sugerir, com base nos itens a) e b), cenário mais provável que desencadeou a ruptura das duas seções.

Os conceitos de sensibilidade equivalente  $S_t^*$  e fator de correção  $\eta$ , apresentados no estudo de Sarapuí (Seção 6.2.5), serão utilizados neste capítulo para o estudo da ruptura do Porto de Santana.

Existem duas diferenças fundamentais entre o solo mole do Porto de Santana e o solo muito mole de Sarapuí que devem ser apontadas para posterior discussão. A primeira é referente aos índices de consistência entre os dois solos. A argila mole de Sarapuí é muito plástica, com índice de plasticidade IP de aproximadamente 75%, enquanto o silte argiloso presente no Porto de Santana tem IP variando na faixa de 10% a 30%.

A outra diferença está na curva torque vs. rotação dos dois solos, discutida na seção 5.3. Após ambos os gráficos terem sido colocados na mesma escala, pôde-se fazer a correta análise do comportamento apresentado. A curva do ensaio de Porto de Santana tem a queda de resistência pós-pico apenas um pouco mais acentuada do que a curva do ensaio de Sarapuí, como visto na Figura 123 e Figura 124. Quanto mais acentuada for a queda, espera-se que o comportamento do solo se aproxime mais do modelo de queda abrupta, acarretando em fatores de correção  $\eta$  menores.

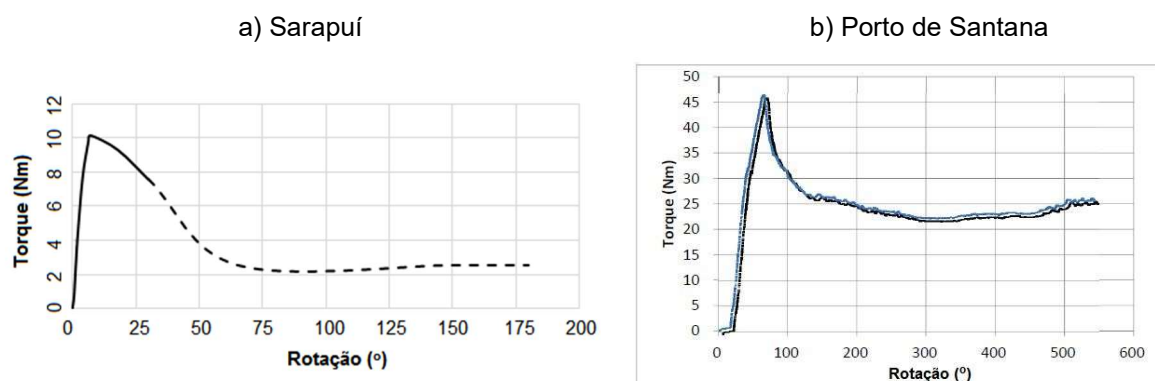


Figura 123 – Curva tensão vs. deformação de Sarapuí e Porto de Santana – escala 1

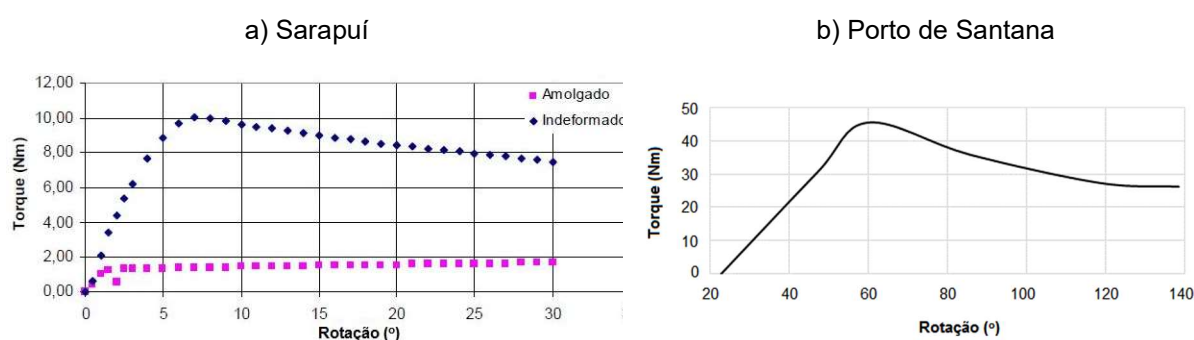


Figura 124 - Curva tensão vs. deformação de Sarapuí e Porto de Santana – escala 2

### 7.3.1 Análise sem a presença de pilhas de minério

As análises sem presença de pilhas de minério foram executadas de forma a se verificar se os taludes da Seção Leste e Seção Oeste estariam na iminência da ruptura, devido à perda de resistência pós-pico do solo. Dessa forma, foi feita uma análise paramétrica onde se variou o valor de  $S_t^*$  até que a ruptura fosse deflagrada no modelo.

Os resultados da análise paramétrica são mostrados na Figura 125 para as duas seções estudadas. Observa-se pelo gráfico que a Seção Leste rompe com sensibilidade equivalente  $S_t^* = 1,4$ , enquanto a Seção Oeste não alcança fator de segurança igual à unidade, mas converge para  $FS = 1,28$  a partir de  $S_t^* = 1,7$ . Embora o gráfico mostre os resultados até  $S_t^* = 2,2$ , análises foram executadas para  $S_t^* = 3, 4$  e  $10$ , resultando no mesmo  $FS = 1,28$ . As últimas análises citadas foram executadas somente em caráter investigativo, pois  $S_t^*$  deve ser inferior à sensibilidade do solo  $S_t$

encontrada em ensaios de palheta, que varia predominantemente entre 2 e 4 no Porto de Santana.

A manutenção do fator de segurança em 1,28, independentemente da sensibilidade adotada na análise, ocorre devido à geometria da Seção Oeste. Como o talude da seção é pouco inclinado, chega-se ao ponto em que o incremento da sensibilidade é insuficiente para causar a plastificação de todos os elementos da malha e muitos deles continuarão a contribuir para a estabilidade com uma tensão cisalhante mobilizada menor ou igual à tensão de pico. Já o talude da seção leste na Seção Leste é muito vulnerável a variação da sensibilidade, justamente por sua acentuada inclinação.

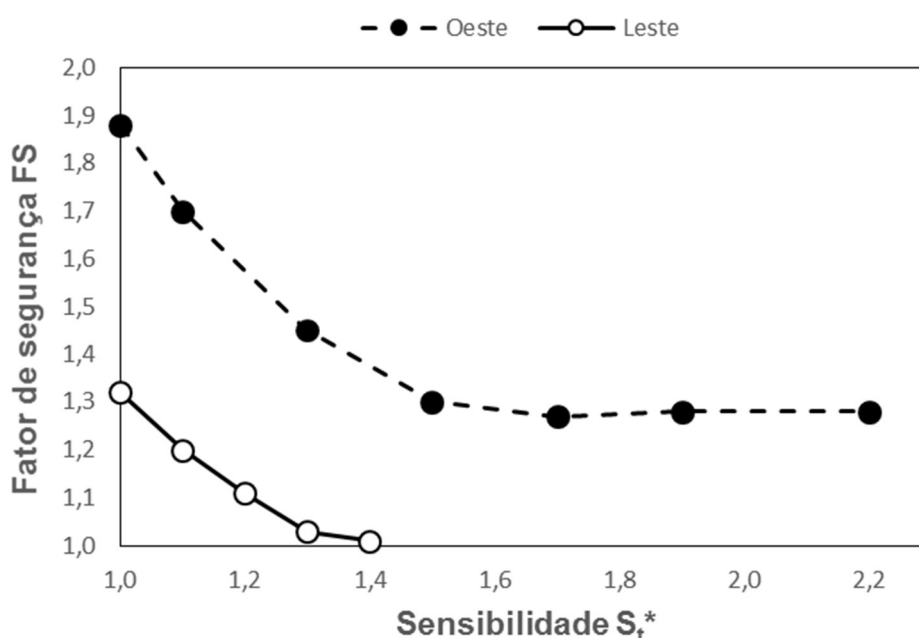


Figura 125 – Fator de segurança vs. sensibilidade equivalente  $S_t^*$  para Seção Leste e Seção Oeste do Porto de Santana

A superfície de ruptura da seção leste, quando considerado  $S_t^* = 1,4$ , é mostrada na Figura 126. Observa-se que a superfície de ruptura atinge altas profundidades, tangenciando a camada de solo residual competente presente na estratigrafia da região. O resultado é semelhante aos obtidos por Pacheco e Gerscovich (2014) e Azevedo et al. (2014), que consideraram a presença de pilhas de minério no local para obter fatores de segurança iguais ou inferiores à unidade (Figura 127).

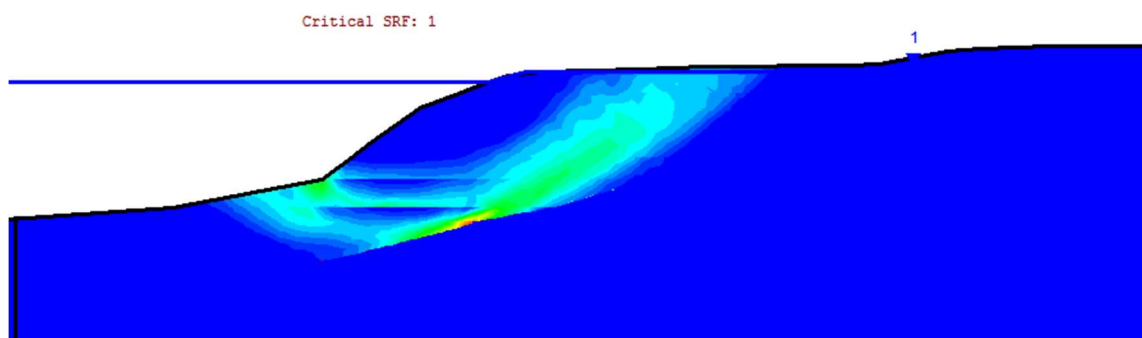


Figura 126 – Superfície de ruptura da Seção Leste com  $S_t^* = 1,4$ , sem pilha de minério

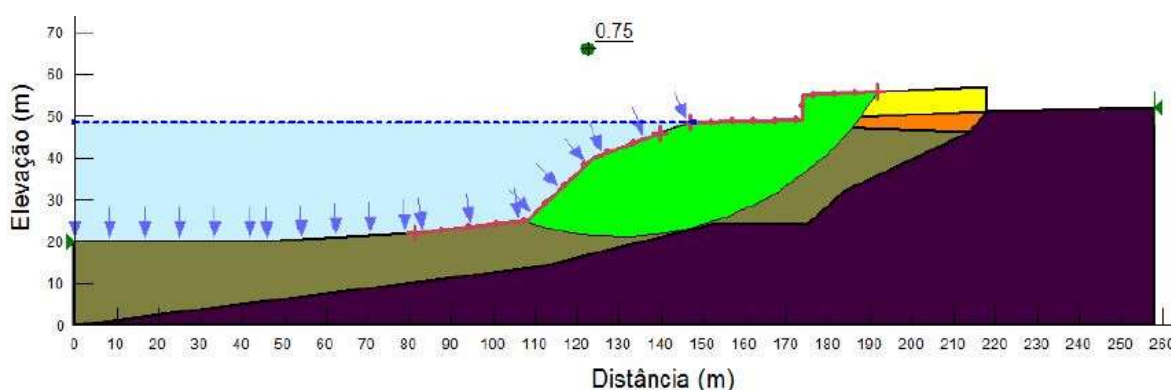


Figura 127 – Superfície de ruptura encontrada para a Seção Leste através de software de equilíbrio limite, considerando a presença de pilhas de minério (Azevedo et al., 2014)

A superfície de ruptura da Seção Oeste, com  $FS = 1,28$ , é mostrada na Figura 128. Contrário ao que ocorreu no lado Leste, a superfície potencial de ruptura da Seção Oeste, devida exclusivamente à sensibilidade do solo, foi muito mais longa que a da seção Leste, aproximando-se de forma bem realista da ruptura observada no local, estendendo-se de 300 a 350 m, a partir da margem do Rio Amazonas.

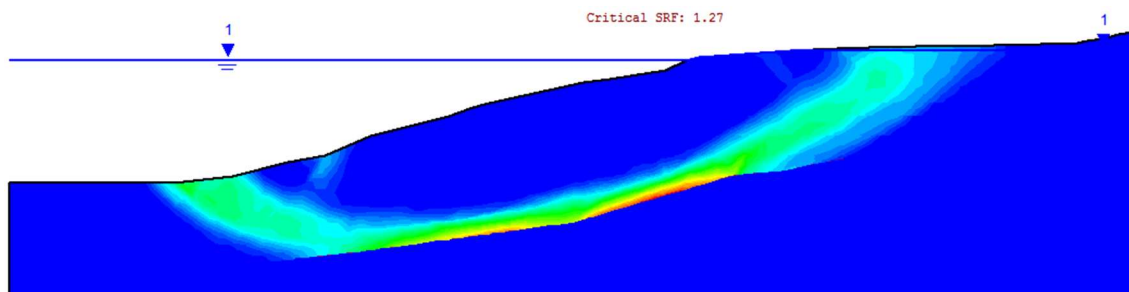


Figura 128 – Superfície de ruptura da Seção Oeste com  $S_t^* = 1,7$

Como a Seção Oeste não atingiu  $FS = 1$ , mesmo com valores de  $S_t^* = 1,7$  ou superior, a hipótese de ruptura do Porto de Santana exclusivamente pelo efeito da



sensibilidade e ruptura progressiva tornou-se pouco provável. Ressalta-se que  $S_t^* = 1,4$  gera um coeficiente de correção  $\eta = 3/1,4 \approx 2,15$ , valor considerado baixo, tendo em vista a experiência de Sarapuí desenvolvida nesta Dissertação que obteve  $\eta \approx 3,1$ .

### 7.3.2 Análises considerando a presença de pilhas de minério

Como apresentado anteriormente, existem evidências que comprovam a presença de pilhas de minério de ferro, estocadas indevidamente na região próxima às margens do Rio Amazonas. As fotos obtidas por satélite da região mostraram pilhas estocadas indevidamente tanto na Seção Leste, quanto na Seção Oeste (ver Figura 111).

Porém, será adotado como hipótese de cálculo que a ruptura da Seção Leste tenha ocorrido exclusivamente pela ação da ruptura progressiva, decorrente da perda de resistência pós-pico adotada. Dessa forma, o valor da sensibilidade equivalente  $S_t^*$  para o solo de Porto de Santana é igual a 1,4, obtido por análise paramétrica da Seção Leste no item 7.3.1. Utilizando o referido valor de sensibilidade equivalente, será investigado o efeito do empilhamento de minério de ferro no cálculo do fator de segurança da Seção Oeste.

A representação das pilhas de minério foi feita através das seguintes considerações:

- Representadas por carregamentos triangulares;
- Consideradas nas posições 1, 2, 3, 4 e 5 (Figura 129), arbitradas pelo autor desta Dissertação;
- Peso específico do minério  $\gamma_{\text{minério}} = 23 \text{ kPa}$ ;
- Ângulo de empilhamento do minério com a horizontal  $\theta = 45^\circ$ ;
- Com altura igual a 6,5m, conforme estimativa de Pacheco e Gerscovich (2014), feita a partir da fotografia (ver Figura 110) de uma pilha presente no local, resultando em 150 kPa de carregamento no topo da pilha.

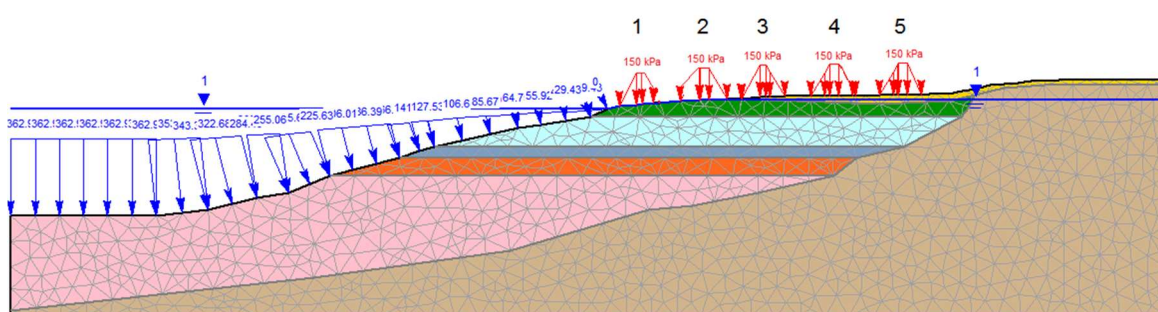


Figura 129 – Posições consideradas para análise da influência da presença de pilhas de minério depositadas na Seção Oeste

### 7.3.2.1 Pilha de minério na posição 1 ou na posição 2

O posicionamento das pilhas de minério na posição 1 ou na posição 2 causa ruptura por capacidade de carga, apresentando superfície rasa, diferente do ocorrido no acidente do Porto de Santana. O fator de segurança para pilha de 6,5m de altura, localizada na posição 1 é igual a 0,90, enquanto que a pilha localizada na posição 2 gera  $FS = 0,98$ . As superfícies de ruptura dos dois casos são mostradas na Figura 130 e na Figura 131.

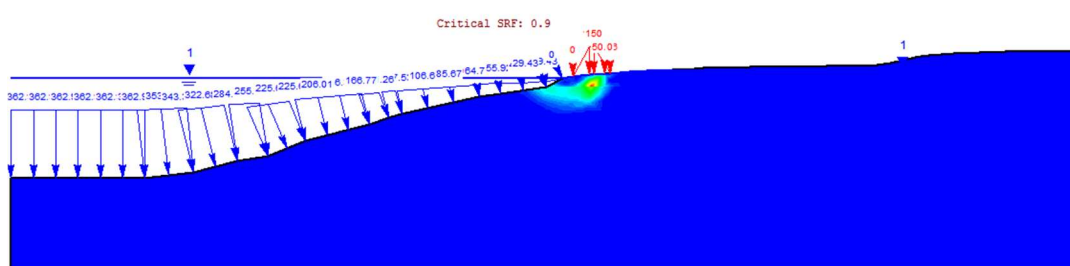


Figura 130 – Superfície de ruptura rasa e localizada, com a pilha de minério na posição 1

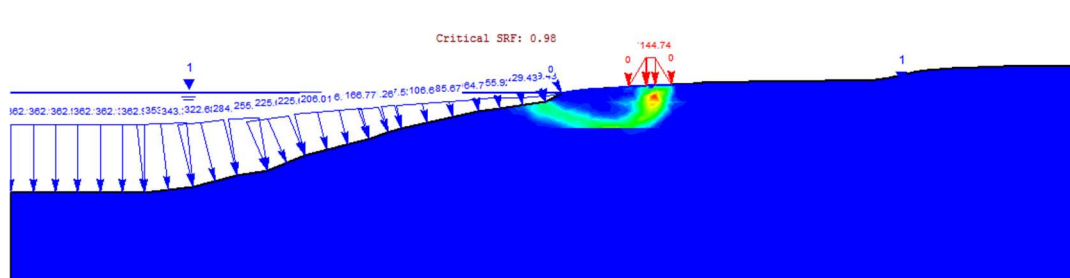


Figura 131 – Superfície de ruptura com a pilha localizada na posição 2, pouco mais profunda

### 7.3.2.2 Pilha de minério na posição 3

Quando o minério é depositado na posição 3, a ruptura deixa de ser localizada como no caso descrito para as posições 1 e 2, dando lugar a uma superfície de ruptura profunda, com grande volume de solo envolvido. Porém, a diminuição do fator de segurança também é menor, passando de  $FS = 1,28$  (sem presença de qualquer pilha) para  $FS = 1,15$ . A Figura 132 mostra a superfície de ruptura esperada para deposição de minério na posição 3.

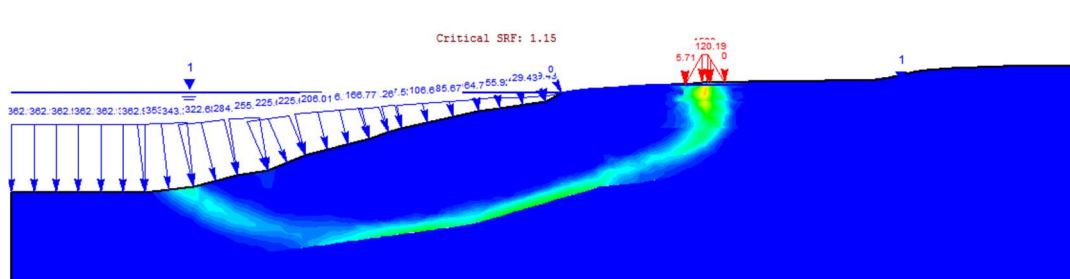


Figura 132 – Superfície de ruptura com a pilha localizada na posição 3, com grande profundidade e extensão, como ocorrido em campo

### 7.3.2.3 Pilha de minério simultaneamente nas posições 3, 4 e 5

Como 6,5m de altura de pilha de minério posicionada na posição 3 reduziu o fator de segurança a um valor maior que a unidade, testou-se a consequência do posicionamento das pilhas 3, 4 e 5 simultaneamente, a fim de investigar a consequência desse cenário. O resultado foi uma pequena redução do fator de segurança, com  $FS = 1,13$ . A superfície de ruptura observada nesse caso é longa e extensa, assim como o ocorrido em campo (Figura 133).

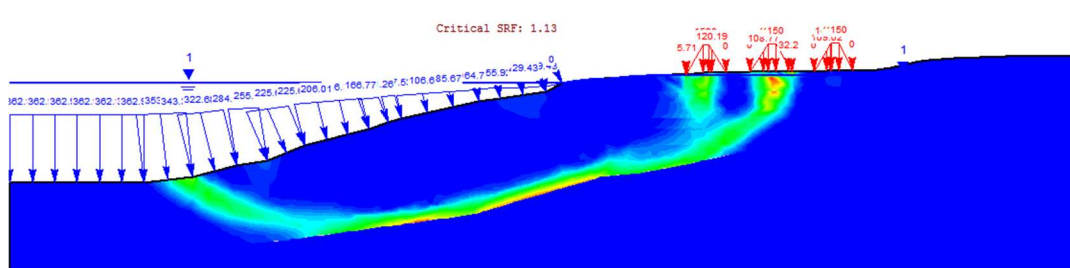


Figura 133 – Superfície de ruptura com pilhas nas posições 3, 4 e 5 - pouca redução no FS

Mantendo as mesmas posições das pilhas, testou-se a aplicação de cargas superiores a 150kPa nas posições 4 e 5. Ao alterar o carregamento da pilha 4 para 200kPa (8,7m de altura), obteve-se fator de segurança  $FS = 1,06$ . A mesma mudança foi feita na pilha 5, sem que qualquer alteração fosse observada no valor do fator de segurança, evidenciando a importância, não só da magnitude do carregamento, mas também de sua posição com relação à margem do rio: quanto maior a distância, menor sua influência na estabilidade do maciço.

### 7.3.3 Considerações a respeito da análise de estabilidade do Porto de Santana

O estudo das seções típicas do Porto de Santana, utilizando modelo constitutivo que permite a análise de solos com perda de resistência pós-pico, permitiu concluir que a Seção Oeste não viria a se romper, caso nenhuma perturbação fosse aplicada ao solo. Além disso, ficou evidente que o posicionamento dessa perturbação, em conjunto com sua magnitude, é fundamental para definir as características da superfície de ruptura no campo.

O autor da presente Dissertação considera que a sensibilidade equivalente do solo do Porto de Santana é inferior a 1,4, como calculado na Seção 7.3.1, pois não foram consideradas quaisquer pilhas de minério na análise da Seção Leste, sendo que suas existências foram comprovadas através de fotos. Ao utilizar  $S_t^* < 1,4$ , o talude da Seção Oeste estaria ainda mais estável, sendo necessárias pilhas de maior altura para deflagrar a ruptura na referida seção.

A experiência obtida na análise do Aterro I de Sarapuí (Capítulo 6) respalda a hipótese de que  $S_t^* < 1,4$ . Experimentalmente observado, a argila do depósito de Sarapuí ( $S_t = 4$ ) apresenta maior sensibilidade que o silte argiloso do Porto de Santana ( $S_t = 3$ ). Adicionalmente, a parcela de resistência viscosa, que tende a aumentar o valor de  $S_t^*$ , é indiscutivelmente mais relevante no solo argiloso do depósito de Sarapuí já que seu índice de plasticidade ( $IP=80\%$ ) é cerca de 3 vezes o valor encontrado no depósito do Porto de Santana ( $IP=25\%$ ). Esses dois argumentos levam a crer que a sensibilidade equivalente do solo do Porto de Santana não deva superar significativamente  $S_t^* = 1,3$ , valor apresentado pelo solo do depósito de Sarapuí.

É possível que a ruptura tenha ocorrido em primeira mão na Seção Leste, com maior inclinação do talude, devido à sensibilidade do solo em conjunto com a presença de pequenas pilhas de minério. A ruptura desta seção pode ter sido determinante para desencadear a instabilidade na Seção Oeste. Cabe ressaltar que, ao considerar a sensibilidade equivalente  $S_t^* = 1,4$  e a presença de apenas 1 pilha de minério de 6,0m de altura na Seção Oeste, observou-se um fator de segurança extremamente baixo para importância do empreendimento ( $FS = 1,15$ ).

De forma geral, a consideração da queda de resistência pós-pico foi pertinente para representar a ruptura do solo de Porto de Santana, sobretudo na Seção Oeste. Sem a consideração da sensibilidade, a ruptura só seria retro-analisada considerando-se pilhas de minério muito altas, o que provavelmente não deve ter ocorrido, já que problemas de instabilidade das margens do Porto já tinham sido registrados anteriormente ao acidente.

## 8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 8.1 Conclusões

A sensibilidade de solos argilosos é um fenômeno conhecido de longa data pela comunidade geotécnica. A maioria das pesquisas sobre o assunto é atualmente realizada nos Países Escandinavos e no Canadá, que são regiões onde existem depósitos de argilas extremamente sensíveis (quick clays) em abundância. Embora exista vasta bibliografia internacional a respeito de solos sensíveis, os conceitos desenvolvidos em regiões temperadas não podem ser aplicados integralmente aos solos tropicais brasileiros, sem que haja uma análise mais aprofundada.

Como exemplo, destaca-se o caso do índice de liquidez, que é internacionalmente citado como indicador de sensibilidade elevada, quando seu valor supera a unidade. Os dois solos argilosos analisados na presente Dissertação apresentavam índice de liquidez médio superior a 1,3 e, quando analisados à luz de ensaios de palheta, apresentaram sensibilidade entre 2 e 4, valor característico de solos pouco sensíveis.

Ainda que os solos brasileiros apresentem baixa sensibilidade - muitas vezes imperceptível nos ensaios triaxiais – os resultados obtidos nesta Dissertação demonstram que a perda de resistência pós-pico exerce influência significativa no cálculo do fator de segurança em solos moles. Quando a perda de resistência pós-pico é adequadamente introduzida nas análises de estabilidade, prescinde-se do fator de correção de Bjerrum (1972), com resultados mais precisos.

Ao se levar em conta a sensibilidade, é possível distinguir, através de análises por elementos finitos, os elementos não plastificados (que não ultrapassaram a resistência máxima de pico) daqueles que sofreram plastificação (que ultrapassaram a resistência máxima de pico e tiveram a sua resistência reduzida ao valor residual). Portanto, os fatores de segurança calculados levam em conta simultaneamente elementos plastificados e não plastificados, fornecendo valores intermediários entre aqueles obtidos nas análises clássicas (resistência máxima constante) e aqueles onde a resistência é limitada à tensão residual.

Previamente à ruptura, esse tipo de solo experimenta deformações de grande ordem, fazendo com que muitos elementos de solo se plastifiquem e passem a contribuir com a estabilidade a partir de sua resistência residual.

Os ensaios de campo são ferramentas poderosas para a obtenção de parâmetros geotécnicos, sobretudo nos solos moles. As principais vantagens dos ensaios de campo sobre os ensaios de laboratório são sua velocidade de execução, a obtenção de parâmetros de forma contínua com a profundidade e o menor amolgamento do solo. Além disso, nos ensaios triaxiais convencionais, os corpos de prova são levados à deformação axial de cerca de 20% de sua altura, não sendo possível observar o comportamento do solo quando submetido a grandes deformações, como ocorre no campo.

O Estado da Arte da análise de estabilidade de solos sensíveis por métodos numéricos já considera a perda de resistência pós pico gradual a partir da plastificação do solo, assim como ocorre no campo. Até o início da década de 90, não era possível replicar esse comportamento em análises computacionais, devido a problemas numéricos que faziam com que os resultados obtidos dependessem da malha de elementos adotada no problema. Esse contratempo foi superado a partir da implementação de malhas baseadas no contínuo de Cosserat ou contínuos generalizados, que possibilitaram a realização de análises com a ocorrência de amolecimento a grandes deformações. As análises com contínuo de Cosserat, entretanto, estão disponíveis apenas nos meios acadêmicos e, mais recentemente, em alguns softwares comerciais.

O software empregado na presente Dissertação não utiliza malha com contínuo generalizado, não sendo possível, então, realizar análises que definam o amolecimento de forma gradual. Por esse motivo, o modelo constitutivo adotado para representar o amolecimento do solo considera queda de resistência abrupta após a plastificação do elemento. Para compatibilizar o modelo constitutivo adotado nas análises com comportamento tensão vs. deformação obtido no ensaio de palheta, criaram-se nesta Dissertação os parâmetros  $S_t^*$  e  $\eta$ , respectivamente, sensibilidade equivalente e fator de correção da sensibilidade.

A análise por tensões totais, adotada na presente dissertação, facilita a análise de estabilidade considerando a queda de resistência pós-pico, pois utiliza apenas o parâmetro de resistência não drenada  $s_u$ . Como a análise por tensões efetivas utiliza

dois parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão), far-se-ia necessária uma análise criteriosa para determinar a taxa de degradação desses parâmetros após a plastificação do elemento.

Na opinião do autor, a principal deficiência da análise por tensões totais em depósitos moles é decorrente da presença da crosta sobreadensada nos primeiros metros de solo argiloso. A crosta possui propriedades distintas das encontradas na argila mole subjacente, sendo uma dessas características a permeabilidade, que pode ser muito superior na crosta. A maior permeabilidade da crosta promove a drenagem parcial das poropressões, desviando o comportamento dessa camada do comportamento idealizado nas análises de tensões totais. Contudo, essa lacuna pôde ser solucionada a partir da consideração de um ganho de resistência na crosta.

O Aterro Experimental I de Sarapuí, levado à ruptura, teve sua retroanálise refeita, considerando os efeitos da ruptura progressiva com perda de resistência pós-pico e o ganho de resistência da crosta devido à drenagem parcial. Os resultados obtidos foram satisfatórios, tendo sido encontrada sensibilidade equivalente  $S_t^* = 1,3$  para a argila de Sarapuí. O modelo reproduziu de forma satisfatória a superfície de ruptura definida por Ortigão (1980) através de instrumentação.

Ao analisar o problema de Porto de Santana, concluiu-se que a ruptura da Seção Oeste não pode ser explicada exclusivamente pelo efeito da ruptura progressiva, independentemente da sensibilidade adotada para o solo. Adotando-se sensibilidade equivalente  $S_t^* = 1,4$ , obteve-se fator de segurança muito baixo (1,15) para Seção Oeste, ao considerar a presença de uma única pilha de minério com altura de 6m.

A Seção Leste, que já tinha fator de segurança inapropriado quando analisada pelos métodos convencionais, que não consideram a perda de resistência pós-pico, sofreu ruptura ao se adotar  $S_t^* = 1,4$ , mesmo sem sobrecarga. Por isso, acredita-se que a ruptura do Porto de Santana tenha se iniciado na Seção Leste e que a movimentação de terra nessa seção tenha afetado a estabilidade da Seção Oeste, que apresentava baixo fator de segurança, devido à presença de pilhas de minério depositadas em local inapropriado.



## 8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Esta Dissertação pretende ser apenas o ponto de partida para o estudo de obras geotécnicas executadas na presença de solo com queda de resistência pós-pico. Apesar de ter sido considerado o caso particular de solos moles estruturados, existem outras situações onde a perda de resistência pós-pico tem papel fundamental no cálculo do fator de segurança do problema, como solos arenosos com embricamento e argilas sobreadensadas.

Apesar de o modelo com queda abrupta de resistência ter sido suficiente para as análises realizadas na presente dissertação, o estado da arte utiliza modelos constitutivos mais completos e mais representativos do que realmente ocorre em campo. O modelo com queda abrupta não é capaz de fornecer, por exemplo, resultados mais precisos a deformação do pós-pico, apesar de se mostrar adequado em estudos de estabilidade.

Sendo assim, sugerem-se os seguintes tópicos para o desenvolvimento de trabalhos futuros:

- Aplicação da metodologia desenvolvida na presente Dissertação em outros estudos de caso, onde o fator de segurança calculado na ruptura é maior que 1, utilizando parâmetros obtidos por ensaio de palheta/piezocone/penetrador cilíndrico;
- Análise utilizando os parâmetros drenados de estabilidade, considerando a perda de resistência através da redução do ângulo de atrito e da coesão;
- Análise de solos arenosos com embricamento e de argilas sobreadensadas, ambos considerando a queda de resistência pós-pico;
- Desenvolvimento de análises em ambiente de contínuo de Cosserat (ou contínuo generalizado), possibilitando a utilização de modelo constitutivo que simule a perda de resistência de forma gradual.

## REFERÊNCIAS

- AAS, G. A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measured Values of In Situ Shear Strength of Clays. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. 1965*
- AGUIAR, V. N. *Contribuição ao Estudo das Relações Tensão-Deformação-Resistência-Tempo das Argilas Moles*. 2014. 439 f. Tese (Doutorado no Programa de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2014.
- ALMEIDA, M. S. S. Discussion of “Embankment Failure on Clay in Rio de Janeiro”. *Journal of Geotechnical Engineering*, EUA, 1985, p. 253–256.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. *Aterros Sobre Solos Moles: projeto e desempenho*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, E. S.; LACERDA, W. A.; FUTAI, M. M. Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí. *Solos e Rochas*, v. 28, n. 1, p. 3-20, 2005.
- ANDRADE, H.; SOUZA, J. DE. *Solos: Origem, Componentes e Organização*. 1. ed. Lavras, MG: ESAL, 1986.
- ANTUNES, F. Ensaio Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: IPR/DNER; 1978. Relatório IPR/DNER 2019-02.02-2/10/42.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 7181: Solo: Análise Granulométrica*, Rio de Janeiro, 2016. 12 p.
- BARONI, M. *Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca*. 2010. 249 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2010.
- BARBOSA, M.C. *Investigação Geoambiental do Depósito de Argila sob o Aterro de Resíduos Urbanos de Gramacho, RJ*. 1994. 328 p. Tese (Doutorado na COPPE/UFRJ) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 1994.
- BERNANDER, S. *Progressive Landslides in Long Natural Slopes: Formation, Potential Extension and Configuration of Finished Slides in Strain-Softening Soils*. 2011. 204 f. Tese (Doutorado no Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering) – Luleå University of Technology, Luleå, Suécia, 2011.

BERNANDER, S. et al. Downhill progressive landslides in long natural slopes: triggering agents and landslide phases modeled with a finite difference method. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, p.1565-1582, 2016.

BERTUOL, F. *Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com uso de Ensaio de Laboratório*. 2009. 204 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

BISHOP, A. W. Progressive Failure – with special reference to the mechanism causing it. *Proceedings of the Geotechnical Conference. Oslo*. p. 29-37, 1967.

BISHOP, A. W. The Influence of Progressive Failure on the Choice of the Method of Stability Analysis. *Geotechnique*, v. 21, n. 1971, p. 168–172, 1971.

BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes. *Géotechnique*, v. 7, n. 1, p. 1-16, 1957.

BJERRUM, L. Progressive failure in slopes in overconsolidated plastic clay and clay shales. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* v. 93, n. 5, p. 3-49, 1967.

BJERRUM, L. Embankments on Soft Ground, *ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, Proceedings, West Lafayette, Purdue University, v. 2, p. 1-54, 1972.

BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Moscou. v. 3, p. 111-159, 1973.

BRAND, E. W. Discussion of “Embankment Failure on Clay in Rio de Janeiro”. *Journal of Geotechnical Engineering*, EUA, p. 257–259, 1985.

BRESSANI, L. A. Relatório sobre a ruptura do Porto de Santana em 28/03/2013. Porto Alegre: Anglo American Brasil Ltda; 25 de setembro de 2014.

CASAGRANDE, A.; WILSON, S. D. Effects of rate of loading on the strength of clay and shales at constant water content. *Géotechnique*, v. 2, n. 3, p. 251-263, 1951.

CALDEIRA, J. et al. Relatório Preliminar – Segurado Anglo American Brasil, Ltda. São Paulo: UON Engenharia; 2014.

CALDEIRA, J. et al. Relatório Preliminar II – Segurado Anglo American Brasil, Ltda. São Paulo: UON Engenharia; 2014.

CARNEIRO, R. F - Exame de Qualificação - *Universidade do Estado do Rio de Janeiro*, 2016, 56 p.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. *Canadian Geotech*, v. 33, n. 3, p. 488-498, 1996.

COLLET, H. B. *Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense*. 1978. 243 p. Tese (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1978.

COSTA FILHO, L. M.; GERSCOVICH, D. M. S.; BRESSANI, L. A.; THOMAZ, J. E. - Discussion of “Embankment Failure on Clay in Rio de Janeiro”. *Journal of Geotechnical Engineering*, EUA, p. 259–262, 1985.

COUTINHO, R. Q. *Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos: Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba*. 1986. 632 p. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1986.

CRAIG, R. F. *Craig's Soil Mechanics*. 7ª ed. Dundee: Spon Press, 2004.

DANZIGER, F. A. B. *Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles*. 1990. 593 f. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. Ensaio de Piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação. *Sefe IV*, BIC, v.3, p. 1–51. 2000

DAS, B. M. *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. Tradução da 6. ed. americana, São Paulo: Thomson Learning, 2007.

D'IGNAZIO, M. *Undrained shear strength of Finnish clays for stability analyses of embankments*. 2016. 178 p. (Doutorado na Tampere University of Technology) - Tampere University of Technology, Tampere, Finlândia, 2016.

D'IGNAZIO, M.; LÄNSIVAARA, T. T.; JOSTAD, H. P. Failure in anisotropic sensitive clays: finite element study of Perniö failure test. *Canadian Geotechnical Journal*, n. 54, n. 7, p. 1013-1033, 2017.

DEMAN, F. *Achsensymmetrische Spannungs- und Verformungsfelder in trockenem Sand*. 1975. 90 p. Tese (Doutorado no Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics) –University of Karlsruhe, Alemanha, 1975.

DEY, R. et al. Progressive failure of slopes with sensitive clay layers. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris. 2013.

Docas de Santana – Autoridade Portuária [homepage na internet] Santana: Companhia de Docas; c2015-2017 [atualizada em 2017; acesso em 24 de julho de 2017]. Movimentação de Cargas no Porto Organizado de Santana – Docas de Santana; [aproximadamente 3 telas]. Disponível em: <http://www.docasdesantana.com.br/index.php/o-porto/21-estatistica/216-movimentacao-de-cargas-no-porto-organizado-de-santana>.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, v. 96, n. 5, p. 1629-1653, 1970.

DUNCAN, M.; WRIGHT, S.; BRANDON, T. *Soils Strength and Slope Stability*. 2 ed. Nova Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2014.

FÄLLMAN, A. M.; HOLBY, O.; LUNDBERG, K. Kolloiders betydelse för hållfasthet och föroreningstransport i jord. Linköping: Statens geotekniska institute; 2001. Rapport 60. (In Swedish)

FREUNDLICH, H. *Thixotropy*. 1 ed. Herman et Cie: Paris. 1935.

FUINA, J. S.; DA SILVA PITANGUEIRA, R. L.; PENNA, S. S. Contínuos Generalizados: de Voigt à Modelagem de Materiais Parcialmente Frágeis. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, v. 31, n. 2, p. 119-130, 2010.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Propriedades geotécnicas de algumas argilas do Rio de Janeiro. *Encontro sobre solos moles*. COPPE-UFRJ, 2001.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de Taludes*. 1 ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S. *Propriedades da camada ressecada do depósito de argila mole de Sarapuí*. 1982. 246 p. Dissertação (Mestrado em Departamento de Engenharia Civil) – PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1982.

GREEN, R. A.; MARCUSON, W. F. The  $\phi = 0$  Concept: Review of its Theoretical Basis and Pragmatic Issues with Implementation. *Geotechnical Special Publication (GSP)*, ASCE, p. 1–14, 2014.

GÜNTHER, W. Zur statik und kinematik des Cosseratschen kontinuums. *Abhandlungen der königlichen gesellschaft der wissenschaften zu Göttingen*, v. 10, p. 195-213, 1958.

HAEFELI, R. Investigations and Measurement of the Shear Strengths of Saturated Cohesive Soils. *Geotechnique* v. 2, p. 186-208, 1951.

HETTLER, A. *Verschiebungen starrer unter elastischer GrundungsOrper in Sand bei monotoner und Zyklischer Belastung*. 1981. Dissertação (Mestrado). University of Karlsruhe, 1981.

HETTLER, A.; VARDOULAKIS, I Behavior of dry sand tested in a large triaxial apparatus. *Geotechnique* v. 34, p. 183, 1984.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. *An introduction to geotechnical engineering*. 1 ed. Nova Jersey: Prentice Hall, 1981.

HOULSBY, G. T.; THE, C. I. Analysis of the piezocone in clay. *Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, v. 2, p. 777-783, 1988.

HVROSLEV, M. J. *Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden*. Copenhagen. 1937.

JANNUZZI, G. M. F. *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaio de Campo*. 2009. 195 p. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2009.

JANNUZZI, G. M. F.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. Cyclic T-Bar Tests to Evaluate the Remoulded Undrained Shear Strength of the Sarapuí II Soft Clay. *Soils and Rocks*, ABMS, p.279-294, 2012.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N60". *Geotech. Testing J.*, v. 16, n. 4, p. 458-468, 1993.

KHAN, M.A. *Strength-deformation behavior of a weathered clay crust*. 1993. 380 p. Tese (Doutorado no Department of Civil Engineering) - University of Ottawa, Canada, 1993.

LA ROCHELLE, P.; ROY, M.; TAVENAS, F. Field measurements of cohesion in Champlain clays. *Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Moscow, v. 1, p. 229-236, 1973.

LADD, C.C.; FOOTT, R. New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 100, n.7, p. 763–786, 1974.

LARSSON, R.; MATTSSON, H. *Settlements and shear strength increase below embankments: long-term observations and measurements of shear strength increase by seismic cross-hole tomography*. SGI Report nº 63. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 2003. 98 p., Relatório técnico.

LARSSON, R.; ÅHNBERG, H.; SCHÄLIN, D. T-bar tests in soft and sensitive Swedish clays. *3rd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Las Vegas, Nevada, USA, 2014.

LEFEBVRE, G.; PARE, J.-J.; DASCAL, O. Undrained shear strength in the surficial weathered crust. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 24, p. 23–34, 1987.

LEROUEIL, S.; MAGNAN, J. P.; TAVENAS, F. *Embankments on soft clays*. West Sussex, UK: Ellis Horwood Limited. 1990.

LO, K. Y.; LEE, C. F. Stress analysis and slope stability in strain-softening materials. *Geotechnique*, v. 23, n. 1, p. 1–11, 1973.

LUNNE, T.; ANDERSEN, K.H.; LOW, H.E.; RANDOLPH, M.F. & SJURSEN, M. Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deepwater soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 48:4, p. 543-556, 2011.

MACEDO, E. O. *Investigação da Resistência não Drenada In Situ Através de Ensaio de Penetração de Cilindro*. 2004. 105 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

MARTINS, I. S. M. *Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados*, 1992. 257 p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1992.

MAYNE, P. W. Interrelationships of DMT and CPT readings in soft clays. *Proceedings from the second International Flat Dilatometer Conference*. Washington, D.C., 2006.

MAYNE, P. W. *Cone Penetration Testing State-of-Practice*. NCHRP Project Report. 2007. 137 p. Relatório técnico.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. Ko-OCR relationships in soil. *J. of Geotech. Eng. Div.*, v. 108, n. 6, p. 851-872, 1982.

MITCHELL, J. K. *Fundamental of Soil behavior*. 1 ed. EUA: John Willey & Sons, 1976.

ORTIGÃO, J. A. R. *Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*, 1980. 715 p. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação de Engenharia) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1980

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3 ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaio de Palheta. *Solos e Rochas*, v. 9, p. 33–45, 1986.

ORTIGÃO, J. A. R.; WERNECK, M. L. G.; LACERDA, W. A. Closure to “Embankment Failure on Clay in Rio de Janeiro”. *Journal of Geotechnical Engineering*, EUA, p. 262–264, 1985.

PACHECO, M.; GERSCOVICH, D. S.; DANZIGER, B. R. Relatório Técnico - Parecer sobre a ruptura do talude do Porto de Santana – Amapá. Rio de Janeiro: UERJ; 2014.

PECK, R. B. Stability of natural slopes. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* v. 93, n. 4, p. 403-417, 1967.

PIETRUSZCZAK, S.; MROZ, Z. Finite element analysis of deformation of strain-softening materials, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 17, n. 3, p. 327-337, 1981.

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

PLANAVE S. A. Terminal Da Icomi Projeto Conceitual Adaptação Do Terminal Memorial Descritivo; 2007. 1.06.260-MD-B17-B01-001.

POTTS D. M.; DOUNIAS G. T.; VAUGHAN P. R. Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique*, v. 40, n. 1, p. 79-101, 1990.

RANDOLPH, M. F. et al. Improved Seabed Strength Profiling Using T-Bar Penetrometer. *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour'New Frontiers: Proceedings of an International Conference*. Society of Underwater Technology, 1998.

RANDOLPH, M.F. Characterisation of soft sediments for offshore applications. *Proc. II International Conference on Site Characterization*, v. 1, p. 209-232, 2004.

RANDOLPH, M. F.; HOULSBY G.T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, v. 34, n. 4, p. 613-623, 1984.

RANKKA, K.; ANDERON-SKOLD, Y.; HULTEN, C; LARSON, R.; LERROUX, V. DAHLIN, T. *Quick clay in Sweden*. SGI Report nº 65. Linkoping: Swedish Geotechnical Institute, 2004. 148 p., Relatório técnico.

READ, H. E.; HEGEMIER, G. A. Strain Softening of Rock, Soil and Concrete - A Review Article. *Mechanics of Materials*, v. 3, p. 271–294, 1984.

REHNSTROM, L. *Analysis of Progressive Landslides: A Review of the Simplified Calculation Model*. 2013. 55 p. Dissertação (Mestrado em Division of Geo Engineering) – Chalmers University of Technology, Göteborg, Suécia, 2013.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotech. Journal*, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. 6 ed. EUA: Gregg Drilling and Testing, Inc., 2015.



ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of-Cone Penetration Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 20, p. 1–78, 1983.

ROSENQUIST, I. T. Om de norske kvikkleirers egenskaper og mineralogiske sammensetning. *Nordiska Ingeniorsmotet Forhandlingar*, v.10, n.1, 1946.

ROWE, P. W. Progressive failure and strength of a sand mass. *PYOC. 7th International Conference Soil Mechanics*, Mexico 1, p. 341-349, 1969.

SAHDI, F.; GAUDIN, C.; WHITE, D.; BOYLAN, N. Interpreting T-bar Tests in Ultra-Soft Clay. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, v. 14, p. 13–19, 2014.

SANDRONI, S. S. Sobre o Uso de Ensaio de Palheta no Projeto de Aterros Sobre Argilas Moles. *Solos e Rochas*, v. 16, p. 207–213, 1993.

SANDRONI, S. S. Aspectos Geotécnicos do acidente ocorrido em 28 de março de 2013. Rio de Janeiro: GEOPROJETOS; 2013. Relatório C1041-130720-R7.

SANTOS, P. DE S. *Ciência e Tecnologia de Argilas*. 2 ed., v. 1. São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA., 1989.

SANTOS, V.F. dos; et al. Geologia. Macapá: IEPA - Instituto de Pesquisas Científicas e Tecnológicas do Estado do Amapá; 2010.

SCHMERTMANN, J. H.; OSTERBERG, J. O. An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils. *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS*. p. 643-694, 1960.

SCHMERTMANN, J. H.; HALL, J. R. Cohesion after non-hydrostatic consolidation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v.87, n. 4, p. 39-60, 1961.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. The  $\phi = 0$  analysis of stability and its theoretical basis. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.1, p. 72-78, 1948.

SKEMPTON, A.W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, v. 4, n.4, p. 143-147, 1954.

SKEMPTON, A. W. Long-Term Stability of Clay Slopes. *Géotechnique*. v. 14, n. 2, p. 77-102, 1964.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The Sensitivity of Clays. *Géotechnique*, v. 4, p. 30–53, 1952.

STEWART, D.P.; RANDOLPH, M.F. A new site investigation tool for the centrifuge. *Proc. International Conference on Centrifuge Modelling - Centrifuge 91*, v. 91, p. 531-538, 1991.

STEWART, D.P.; RANDOLPH, M. F. T-bar penetration testing in soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 120, n. 12, p. 2230-2235, 1994.

TAYLOR, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. 1 ed. Nova Iorque: John Willey & Sons, 1948.

TAYLOR, D. W.; MERCHANT W. A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression, *Journal of Mathematics and Physics*, v.19, n. 3, p. 167-185, 1940.

TERZAGHI, K. *Theoretical Soil Mechanics*. 1 ed. Nova Iorque: John Willey & Sons, 1943.

THAKUR, V. *Strain Localization in sensitive Soft Clays*. 2007. 186 p. Tese (Doutorado em Department of Civil and Transport Engineering) – Norwegian University of Science and Technology, Noruega, 2007.

TRONCONE, A. Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behaviour. *Géotechnique*, v. 55, n. 8, p. 585-596, 2005.

VARDOULAKIS, I. Constitutive properties of dry sand observable in the triaxial test, *Acta Mechanica*, v. 38, n. 3-4, p. 219-239, 1981.

VARDOULAKIS, I., Rigid granular plasticity model and bifurcation in the triaxial test, *Acta Mechanica*, v. 49, n. 1-2, p. 57-79, 1983.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. 1ed. Nova Iorque: John Willey & Sons, 1981.

WESLEY, L. D. *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. 1 ed. Nova Jersey: John Willey & Sons, 2009.

WRIGHT, J.P., SANDLER, I. (1983), Weidlinger Associates, New York, Letter to Dr. Kent Goering, Defense Nuclear Agency, Washington, D.C., July 21, 1983.

YAFRATE, N.; DEJONG, J.; DEGROOT D.; RANDOLPH, M. Evaluation of Remolded Shear Strength and Sensitivity of Soft Clay Using Full-Flow Penetrometers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 9, p. 1179–1189, 2009.

ZHANG, K.; CAO, P.; BAO, R. Progressive failure analysis of slope with strain-softening behaviour based on strength reduction method. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, v. 14, n. 2, p. 101–109, 2013.

## APENDICE A – TELAS DE ENTRADA DA ANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO EXPERIMENTAL DE SARAPUÍ

Com fins meramente didáticos, os Apêndices A e B apresentam algumas das telas de entrada do programa, mostrando todos os parâmetros utilizados nas análises. Em especial, a análise da ruptura do aterro de SarapuÍ possui diversos detalhes que podem ter passado despercebidos aos olhos do leitor, ou que talvez não tenham sido detalhados de forma clara no texto. As telas de entrada facilitarão uma possível reprodução das análises realizadas nesta Dissertação.

As telas de entrada serão apresentadas observando a seguinte ordem: parâmetros de resistência (Strength), parâmetros de rigidez (Stiffness) e variação dos parâmetros com a profundidade (Datum Dependency). O software utilizado na análise é chamado RS<sup>2</sup> da empresa Rocscience, tendo sido utilizado o modelo constitutivo Mohr Coulomb com queda abrupta de resistência.

A modelagem do aterro experimental de SarapuÍ necessitou da utilização de 7 materiais a saber: Aterro; Crosta Região A; Crosta Região B; Crosta Região C; Argila Mole 3 – 3,5; Argila Mole; Areia. Com exceção do último material (Areia) que apenas compõe a estratigrafia de SarapuÍ, todos os outros materiais são essenciais na análise, principalmente os detalhes encontrados nos parâmetros de resistência da crosta.

Como a sensibilidade do solo argiloso foi considerada constante em todas as profundidades, os parâmetros de resistência residual de projeto ( $s_{u,r}^*$ ) de cada camada são obtidos dividindo-se o parâmetro de pico ( $s_{u,p}$ ) pela sensibilidade equivalente ( $S_t^*$ ) (ver Figura 134). Obtido através de análise paramétrica, a sensibilidade equivalente da argila de SarapuÍ é igual a 1,30.

Já o módulo de elasticidade não drenado ( $E_u$ ) tem origem na equação 45, apresentada no Capítulo 6, retirada da Tese de Doutorado de José Ramalho Ortigão (1980), que foi responsável por conduzir a ruptura do aterro experimental. Apesar de ser um dado questionável, já que o amolgamento tem forte impacto na definição de  $E_u$ , o mesmo não altera significativamente o cálculo do fator de segurança.

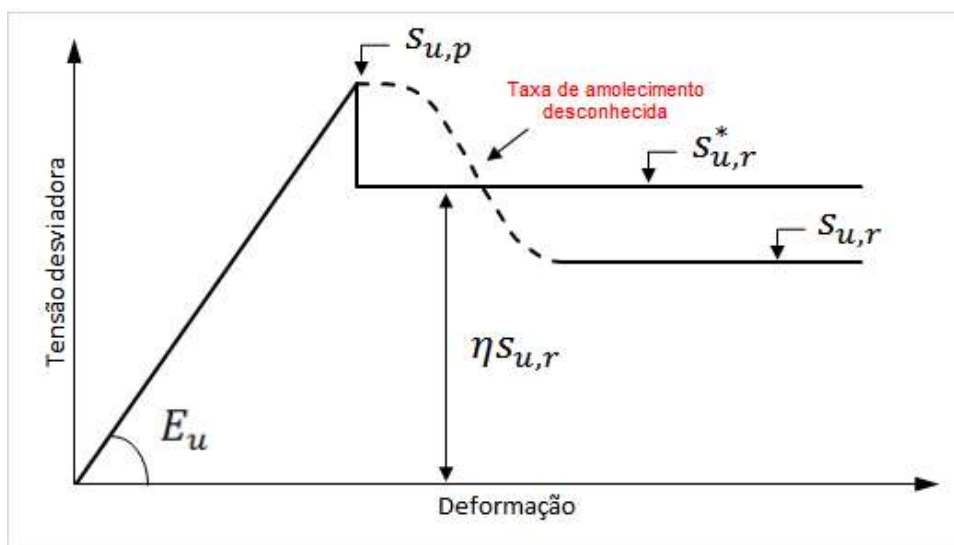


Figura 134 – Modelo constitutivo com queda abrupta de resistência – definição de resistência não drenada residual equivalente

- Crosta Sobreadensada

A crosta sobreadensada foi dividida em três regiões, de acordo com o efeito que o confinamento do aterro causa em cada local, como detalhado na Seção 6.2.2. A Figura 135 mostra a divisão utilizada na análise, sendo a “Região A” a parte da crosta com influência total do confinamento do aterro, a “Região B” com ganho de resistência igual a metade do ganho considerado na “Região A” e, a partir da “Região C” não existe mais a influência do confinamento do aterro.

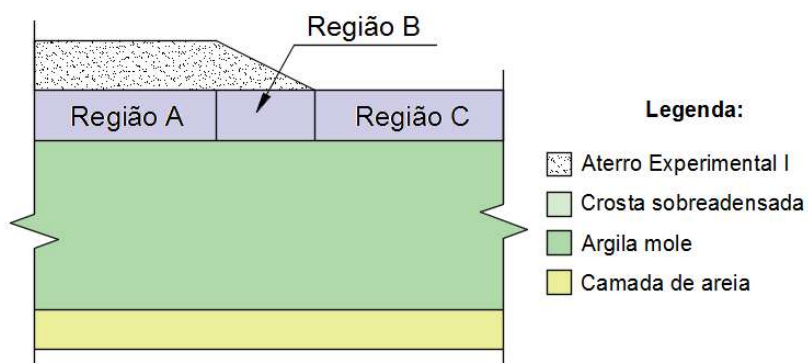


Figura 135 – Subdivisão horizontal da crosta sobreadensada

- Região A

Para que o estado de tensões do elemento seja corretamente definido, o campo *Initial Element Loading* deve ser preenchido como *Field Stress & Body Force*, de forma que tanto o peso próprio do elemento quanto a tensão transferida pelos elementos vizinhos seja considerada.

O material deve ser definido como plástico (“*plastic*”) para permitir sua ruptura e ativar os campos de resistência residual. Como a análise é feita por tensões totais, considera-se o ângulo de atrito igual a zero e nenhuma dilatação, como observado na Figura 136. A Figura 137 mostra coeficiente de Poisson igual a 0,49 (análise não drenada) e o módulo de deformação retirado de Ortigão (1980).

A coesão de pico varia de 17,4kPa para 8,3kPa em 3m de camada, originando um *Peak Change [kPa/m]* =  $(8,3 - 17,4) / 3 = -3,03$  kPa/m. Já a coesão residual varia de 13,38kPa a 6,38kPa nos mesmos 3m, gerando um *Residual Change [kPa/m]* =  $-2,33$  kPa/m (Figura 138). A variação de  $E_u$  (Figura 139) é a retirada de Ortigão (1980).

**Define Material Properties**

**Crosta Região A**

Name: Crosta Região A      Material Color:

Initial Element Loading: Field Stress & Body Force      Unit Weight: (kN/m<sup>3</sup>): 13.5

Strength    Stiffness    Datum Dependency    Stage Factors

Failure Criterion: Mohr Coulomb    Material Type: Plastic

Tensile Strength (peak) (kPa): 0    Tensile Strength (resid) (kPa): 0

Fric. Angle (peak) (deg.): 0    Fric. Angle (resid) (deg.): 0

Cohesion (peak) (kPa): 17.4    Cohesion (resid) (kPa): 13.38

Dilation Angle (deg): 0

Jointed Material    Joint Options...

Apply SSR (Shear Strength Reduction)

OK    Cancel

Figura 136 – Parâmetros de resistência da crosta na Região A

Define Material Properties

**Crosta Região A**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m<sup>3</sup>):

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Type:  Poisson's Ratio:

Young's Modulus (kPa):   Young's Modulus (resid) (kPa):

Figura 137 – Parâmetros de rigidez da crosta na Região A

Define Material Properties

**Crosta Região A**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m<sup>3</sup>):

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Datum Dependent

Cohesion  
 Friction Angle  
 Young's Modulus

Type	Data
Datum Type	Depth
Datum [m]	16
Peak Cohesion Datum [kPa]	17.4
Peak Change [kPa/m]	-3.03
Peak Cutoff?	<input type="checkbox"/>
Peak Cutoff Value [kPa]	0
Residual Cohesion Datum [kPa]	13.38
Residual Change [kPa/m]	-2.33
Residual Cutoff?	<input type="checkbox"/>

If change is positive, property value increases as you go vertically down (y-coordinate decreases).

Figura 138 – Variação da coesão com a profundidade da crosta na Região A

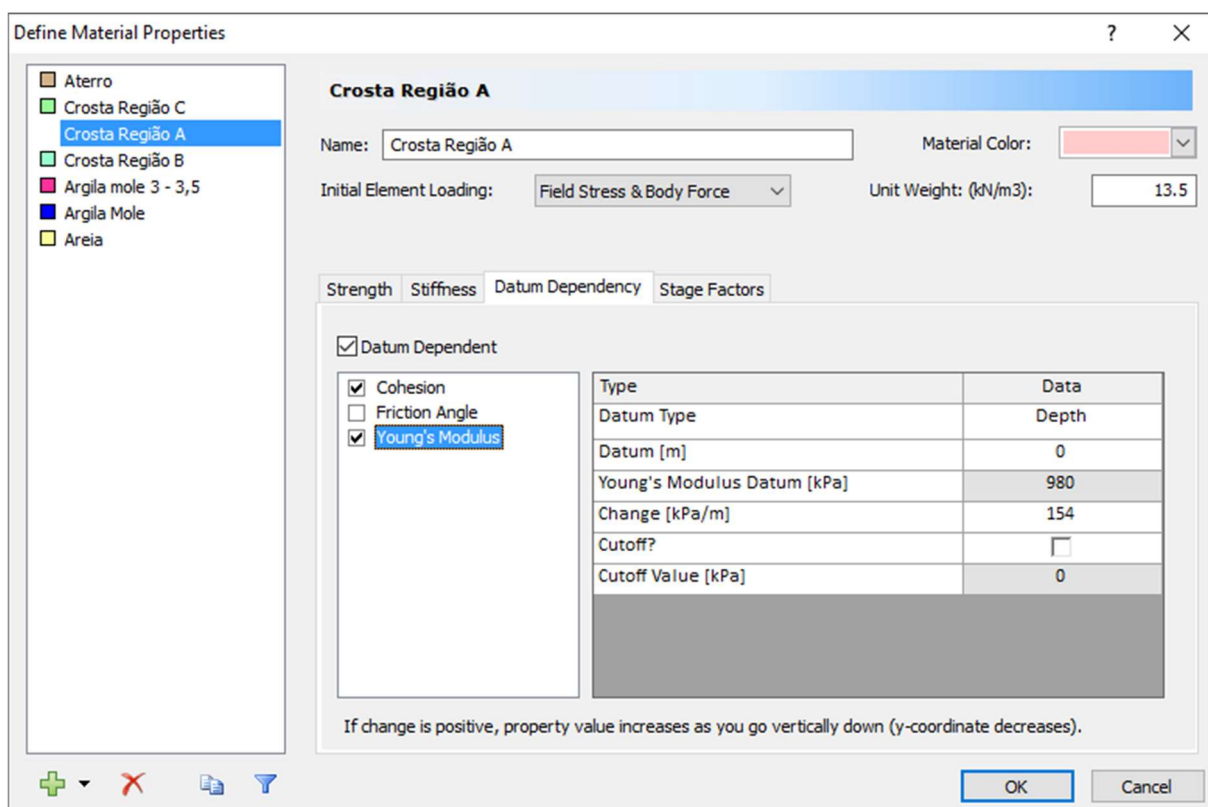


Figura 139 – Variação do Módulo de Elasticidade com a profundidade da crosta na Região A

- o Região B

As definições sobre Inicial Element Loading, Material Type e as definições sobre os parâmetros de deformação são validos para todas as regiões da crosta, não se fazendo necessário repeti-las em cada item. Ainda assim as telas de entrada são apresentadas para eliminar quaisquer dúvidas.

A diferença de confinamento entre as regiões consideradas apenas muda o valor da resistência de pico da argila na crosta, tendo consequência na resistência residual e na taxa de variação de  $s_u$  e  $s_{u,r}$  com a profundidade.

A coesão de pico varia de 12,8kPa para 8,3kPa em 3m de camada, originando um *Peak Change*  $[kPa/m] = (8,3 - 12,8) / 3 = -1,5$  kPa/m. Já a coesão residual varia de 9,85kPa a 6,38kPa nos mesmos 3m, gerando um *Residual Change*  $[kPa/m] = -1,157$  kPa/m (Figura 142).

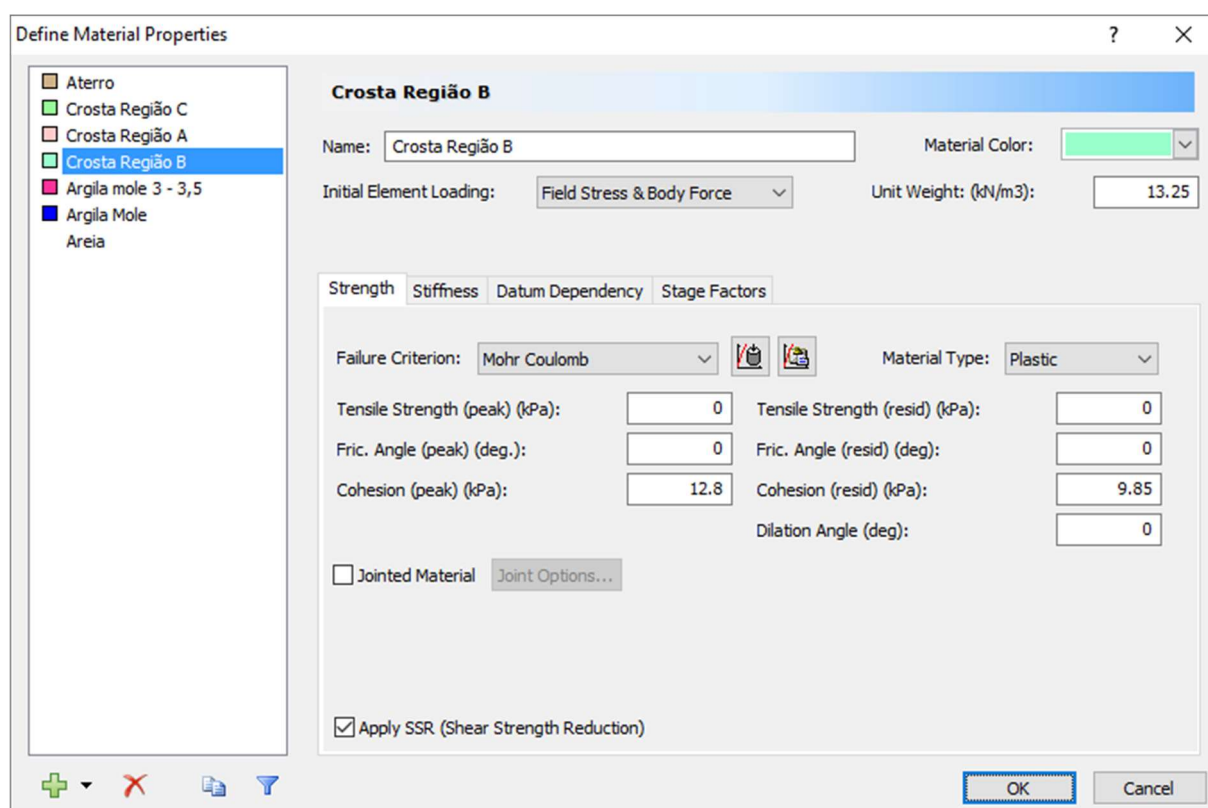


Figura 140 – Parâmetros de resistência da crosta na Região B



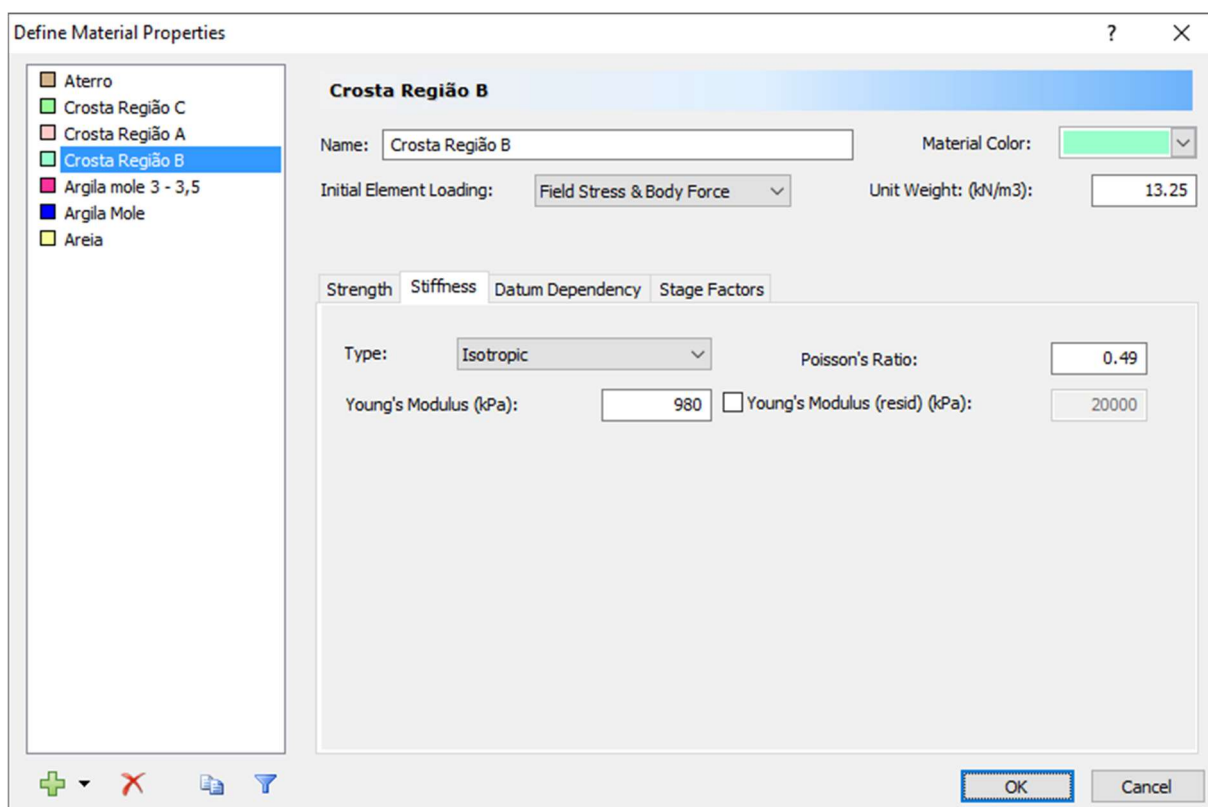


Figura 141 – Parâmetros de rigidez da crosta na Região B

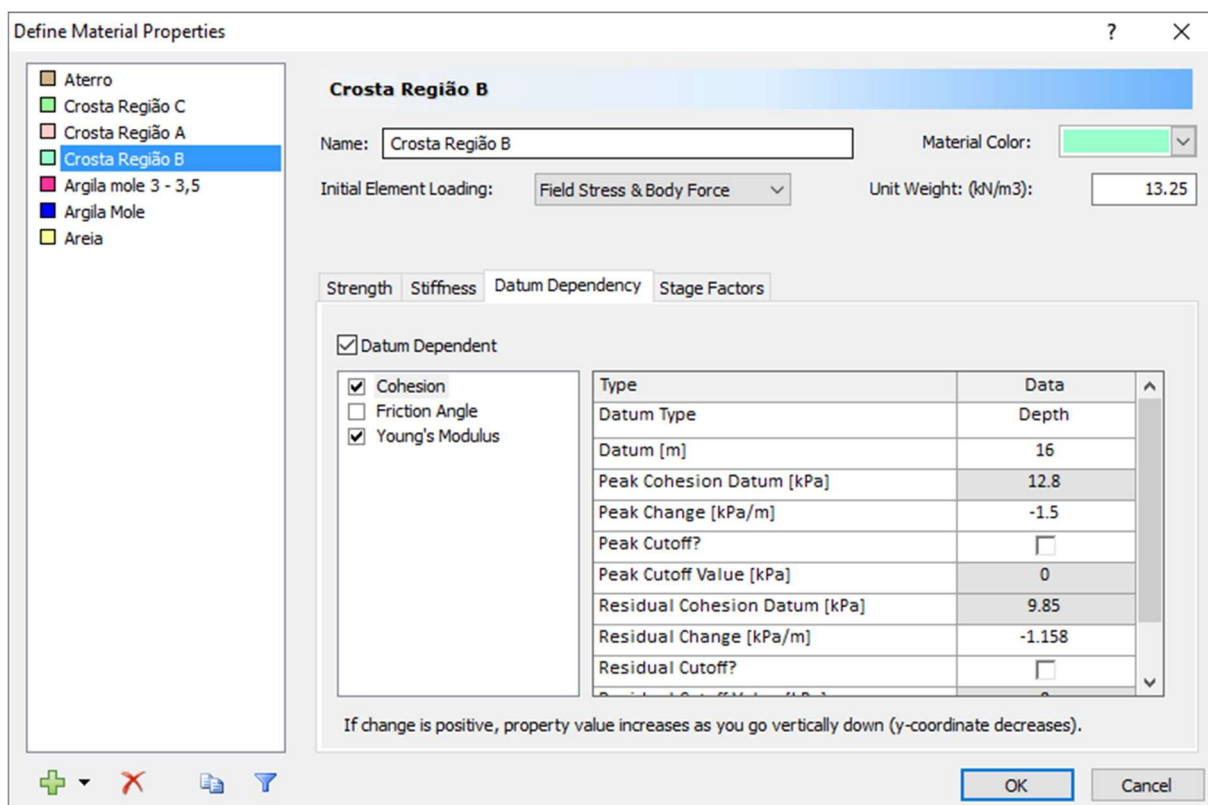


Figura 142 – Variação da coesão com a profundidade da crosta na Região B

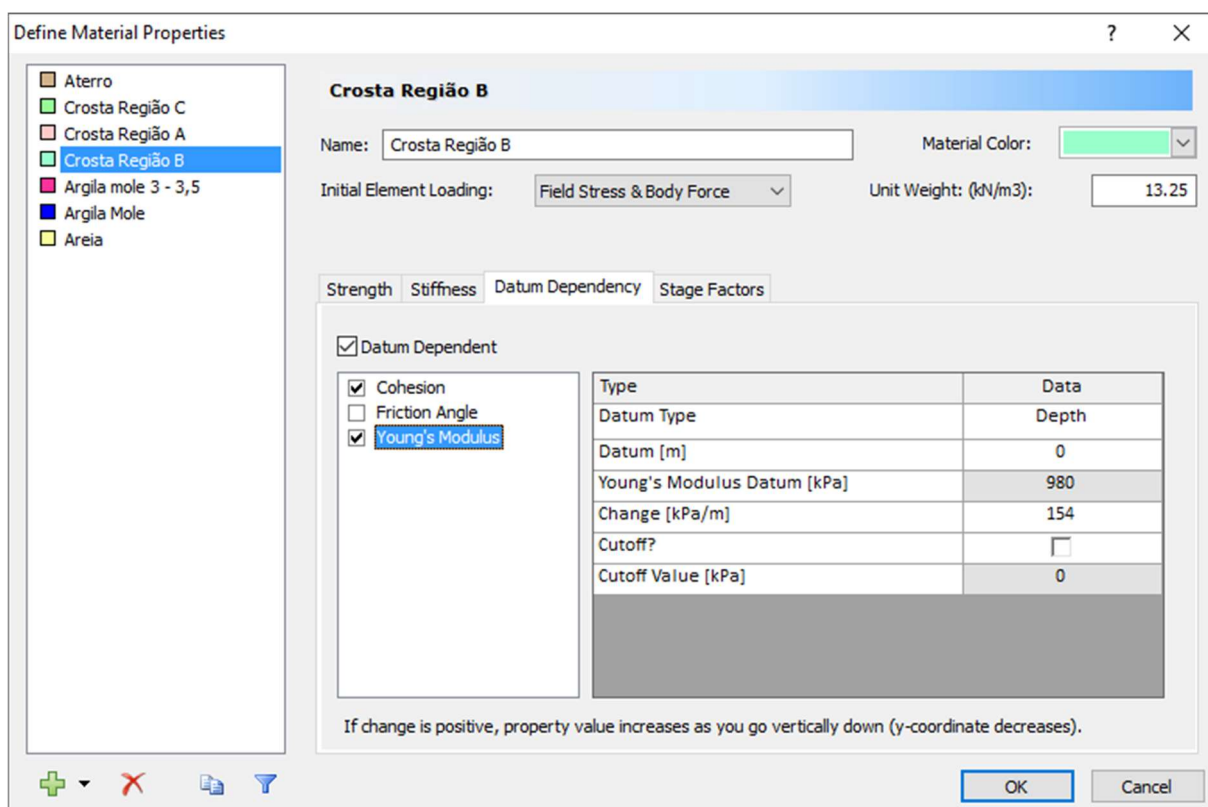


Figura 143 – Variação do Módulo de Elasticidade com a profundidade da crosta na Região B

- o Região C

Na Região C não existe qualquer efeito de confinamento, ou seja, não há ganho de resistência não drenada na crosta. Desta maneira, não existe variação da resistência com a profundidade, já que o perfil de resistência, apresentado por Ortigão e Collet (1986) e utilizado como referência na presente dissertação, é contínuo com a profundidade.

A coesão de pico é igual a 8,3kPa e a coesão residual é igual a 6,38kPa, sem variação com a profundidade (Figura 144).

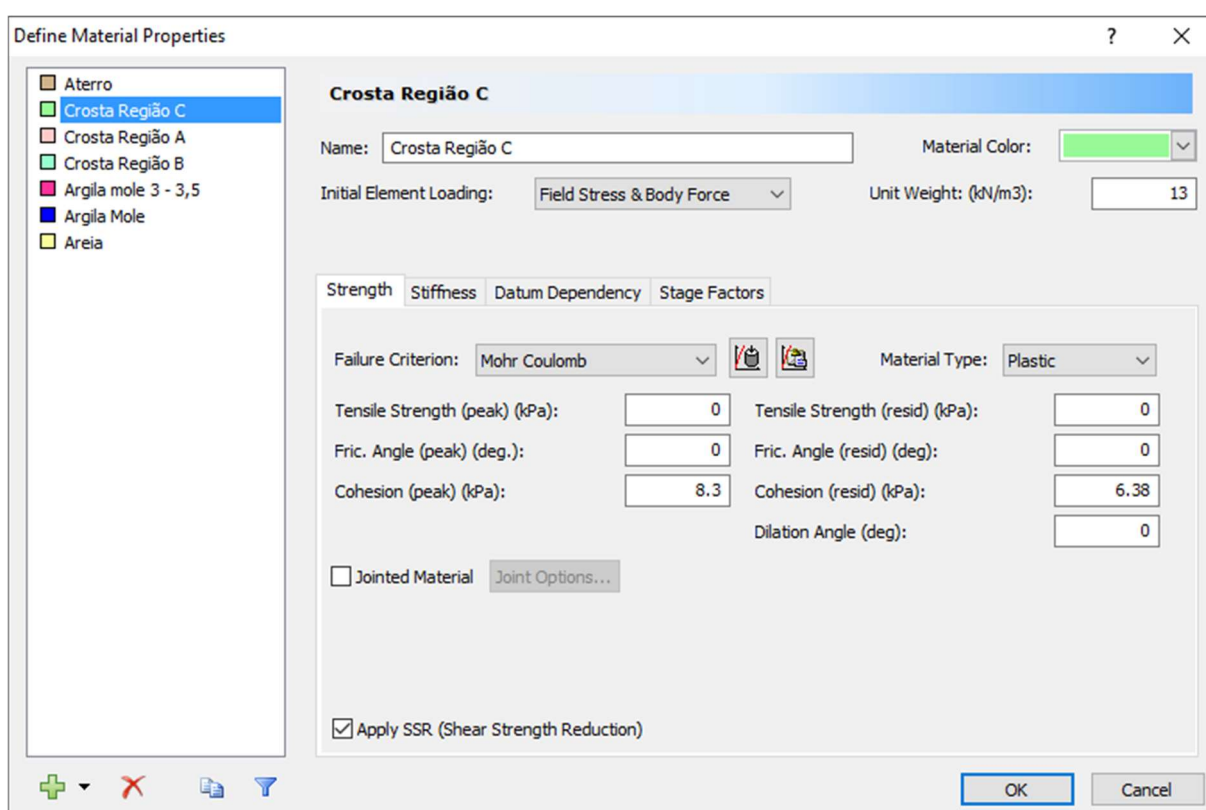


Figura 144 – Parâmetros de resistência da crosta na Região C

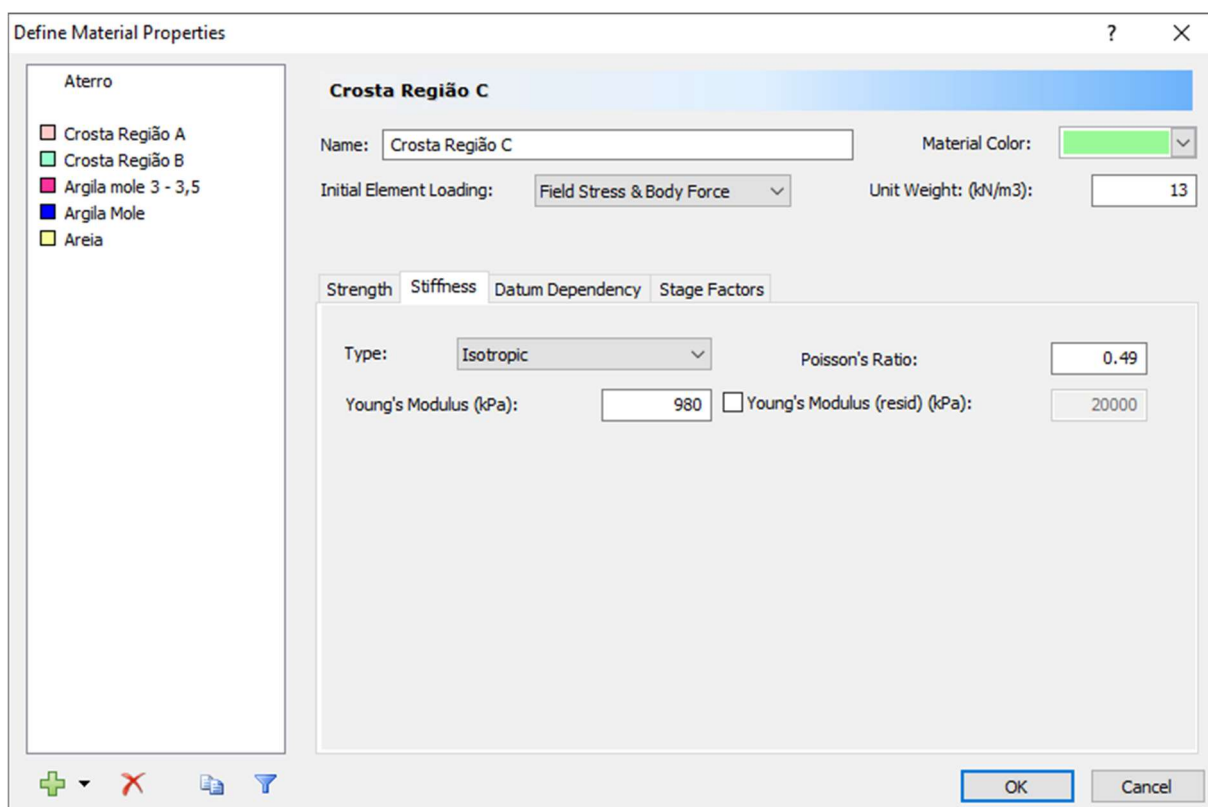


Figura 145 – Parâmetros de rigidez da crosta na Região C

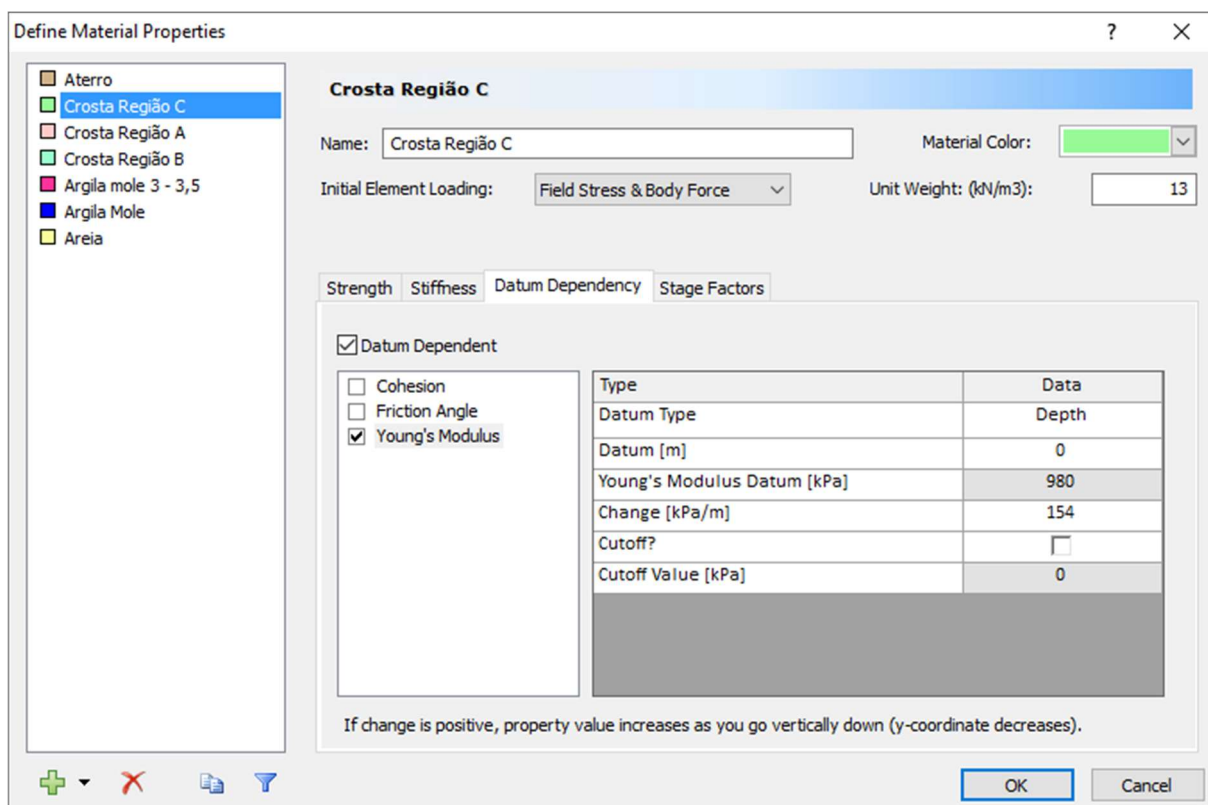


Figura 146 – Variação do Módulo de elasticidade da crosta na Região C

- Argila Mole 3 – 3,5m

A camada de argila mole entre 3 e 3,5m foi definida pois nesta profundidade não ocorre ganho de resistência pelo confinamento proporcionado pelo aterro, e seu comportamento é diferente da argila mole encontrada a partir de 3,5m, a qual tem aumento de resistência com a profundidade.

O material possui resistência não drenada de pico igual a 8,3kPa, com resistência residual de 6,38kPa, sem variação com a profundidade.

O módulo de deformação não drenado  $E_u$  do material é igual ao  $E_u$  inicial da crosta, mais a variação por profundidade multiplicado pelos 3m de crosta acima desta camada:  $E_u = 980 + 3 \cdot 154 = 1442 \text{kPa}$ .

The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for a material named 'Argila mole 3 - 3,5'. The dialog is divided into several sections:

- Material Selection:** A list on the left shows various soil types, with 'Argila mole 3 - 3,5' selected.
- Basic Properties:**
  - Name: Argila mole 3 - 3,5
  - Material Color: (Pink)
  - Initial Element Loading: Field Stress & Body Force
  - Unit Weight: 13.5 (kN/m<sup>3</sup>)
- Strength Parameters:**
  - Failure Criterion: Mohr Coulomb
  - Material Type: Plastic
  - Tensile Strength (peak) (kPa): 0
  - Tensile Strength (resid) (kPa): 0
  - Fric. Angle (peak) (deg.): 0
  - Fric. Angle (resid) (deg.): 0
  - Cohesion (peak) (kPa): 8.3
  - Cohesion (resid) (kPa): 6.38
  - Dilation Angle (deg.): 0
- Other Options:**
  - Jointed Material (Joint Options...)
  - Apply SSR (Shear Strength Reduction)

Figura 147 – Parâmetros de resistência da argila mole entre 3m – 3,5m

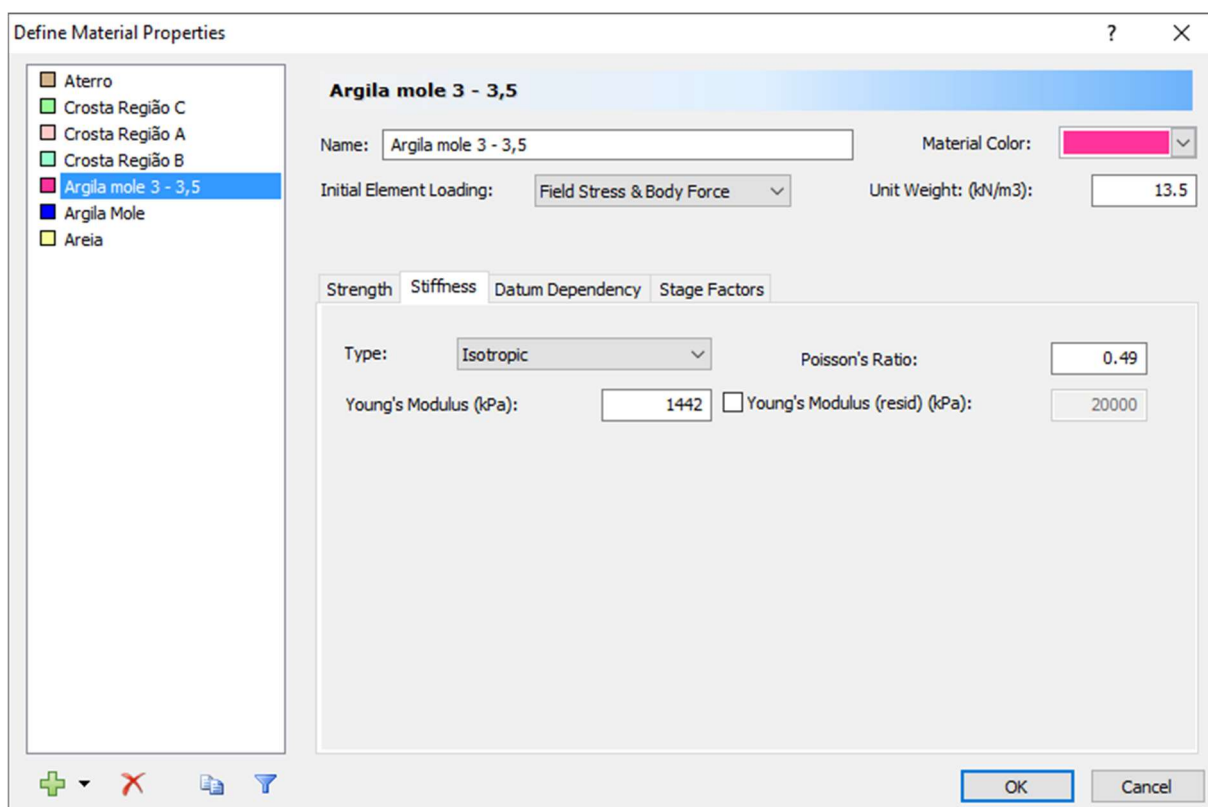


Figura 148 - Parâmetros de rigidez da argila mole entre 3m – 3,5m

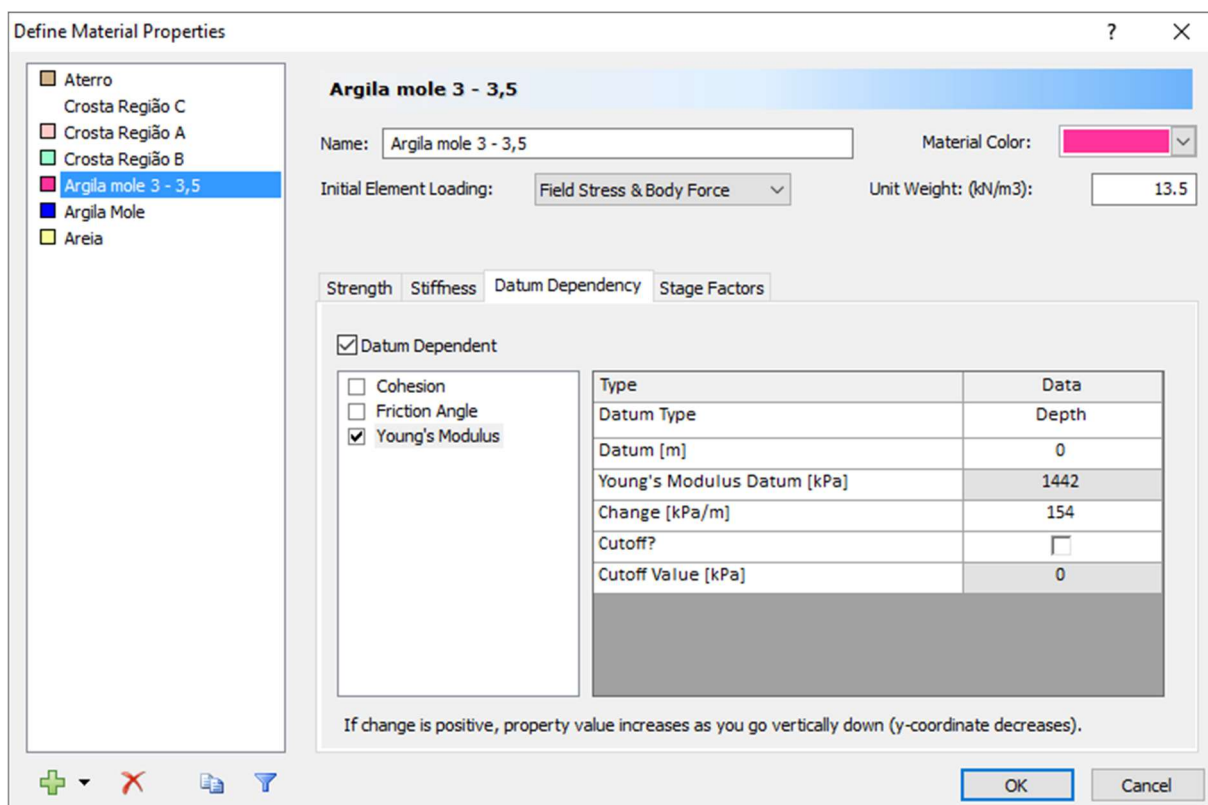


Figura 149 – Variação do Módulo de Elasticidade com a profundidade na argila mole entre 3m – 3,5m

- Argila mole

A resistência não drenada da argila mole varia com a profundidade, iniciando com valor de 8,3kPa no topo da camada (Figura 150). A taxa de variação foi definida igual a 1,48kPa/m (Figura 152) pelos ensaios de palheta realizados por Ortigão e Collet (1986).

De forma análoga ao descrito para o material “Argila mole 3 – 3,5m”, o módulo de elasticidade no topo da camada de argila mole é definido a partir do módulo de elasticidade da crosta, porém considerando, desta vez, a profundidade de 3,5m (Figura 151).

The image shows a software dialog box titled "Define Material Properties" for a material named "Argila Mole". On the left, a list of materials includes "Aterro", "Crosta Região C", "Crosta Região A", "Crosta Região B", "Argila mole 3 - 3,5", "Argila Mole" (highlighted), and "Areia". The main area is titled "Argila Mole" and contains the following fields and options:

- Name: Argila Mole
- Material Color: Blue
- Initial Element Loading: Field Stress & Body Force
- Unit Weight: (kN/m3): 13.5
- Strength tab selected, with sub-tabs for Stiffness, Datum Dependency, and Stage Factors.
- Failure Criterion: Mohr Coulomb
- Material Type: Plastic
- Tensile Strength (peak) (kPa): 0
- Tensile Strength (resid) (kPa): 0
- Fric. Angle (peak) (deg.): 0
- Fric. Angle (resid) (deg.): 0
- Cohesion (peak) (kPa): 8.3
- Cohesion (resid) (kPa): 6.38
- Dilation Angle (deg.): 0
- Jointed Material (with Joint Options... button)
- Apply SSR (Shear Strength Reduction)

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom right.

Figura 150 – Parâmetros de resistência da argila mole

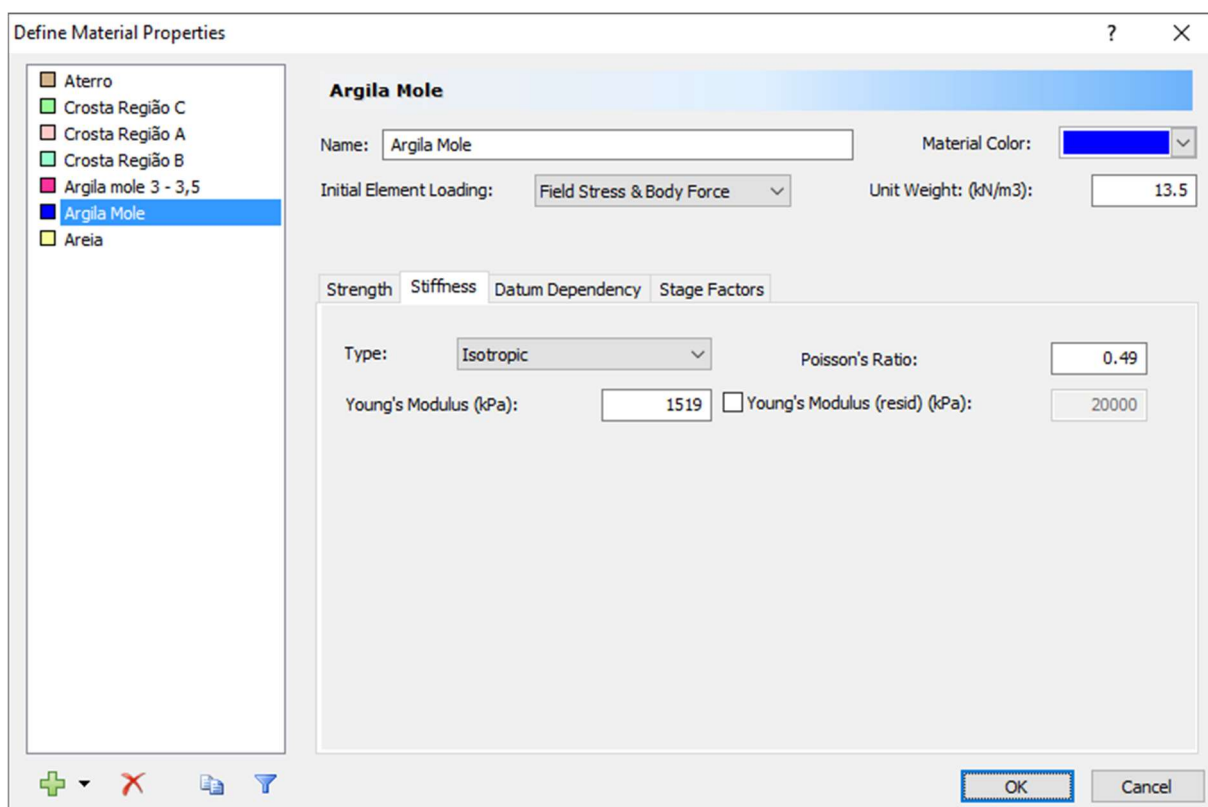


Figura 151 – Parâmetros de rigidez da argila mole

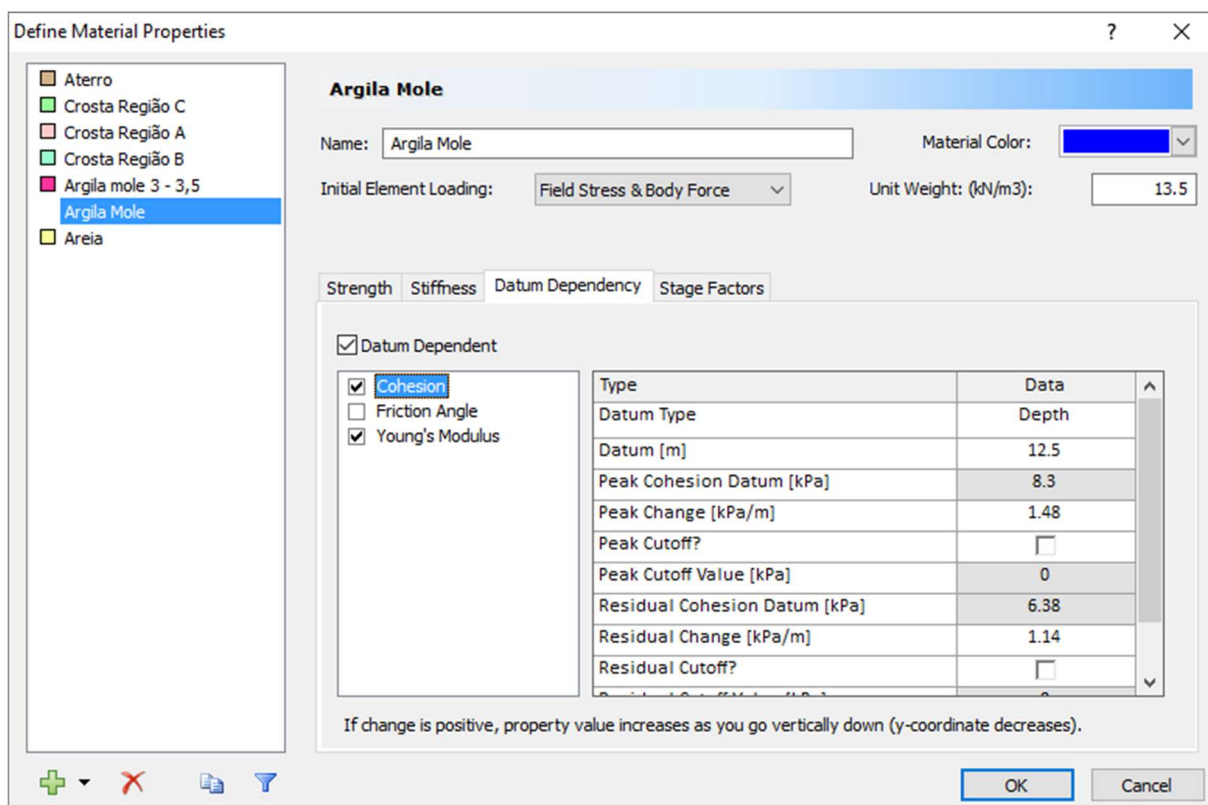


Figura 152 – Variação da coesão com a profundidade na argila mole



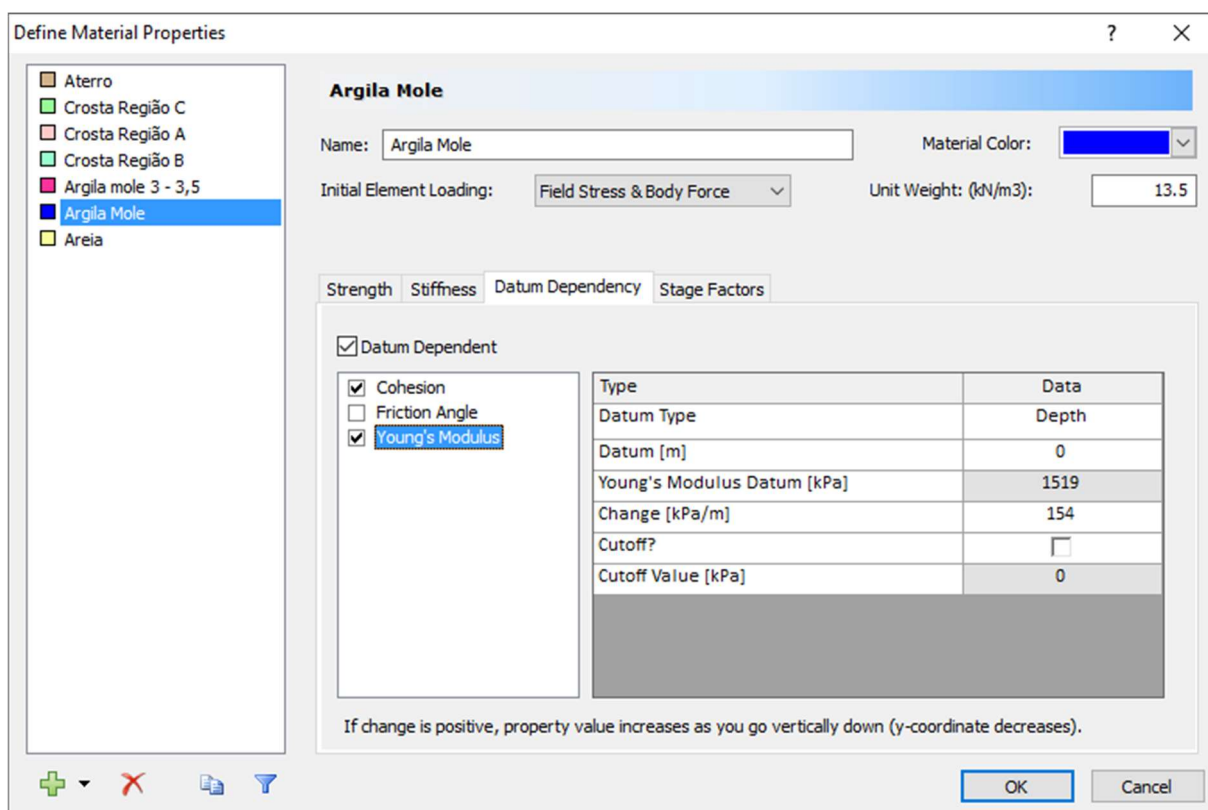


Figura 153 – Variação do Módulo de Elasticidade com a profundidade na argila mole

- Aterro

O aterro é o material com menor incerteza na definição dos parâmetros, pois foi construído com sua compactação controlada em campo, além de que ensaios foram realizados com o aterro em diferentes alturas. Suas características foram retiradas integralmente de Ortigão (1980), sem qualquer alteração ou adaptação para o modelo.

Não se considerou amolecimento para o material do aterro (parâmetros de pico idênticos aos parâmetros residuais). A resistência a tração mostrada na Figura 154 não representou qualquer diferença na definição do fator de segurança.

Os parâmetros de rigidez são mostrados na Figura 155, em acordo com Ortigão (1980), e não há variação de qualquer parâmetro com a profundidade (Figura 156).

The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for the material 'Aterro'. The dialog is divided into several sections:

- Material List:** A list of materials on the left, with 'Aterro' selected.
- Material Name and Color:** Name: 'Aterro', Material Color: (brown swatch).
- Initial Element Loading:** 'Field Stress & Body Force'.
- Unit Weight:** '18.5' (kN/m<sup>3</sup>).
- Strength Tab:**
  - Failure Criterion: 'Mohr Coulomb'.
  - Material Type: 'Plastic'.
  - Tensile Strength (peak) (kPa): 10.5
  - Tensile Strength (resid) (kPa): 10.5
  - Fric. Angle (peak) (deg.): 35
  - Fric. Angle (resid) (deg.): 35
  - Cohesion (peak) (kPa): 10.5
  - Cohesion (resid) (kPa): 10.5
  - Dilation Angle (deg): 0
- Jointed Material:**  Jointed Material, with a 'Joint Options...' button.
- Apply SSR:**  Apply SSR (Shear Strength Reduction).

Buttons at the bottom include '+', 'X', a document icon, a funnel icon, 'OK', and 'Cancel'.

Figura 154 – Parâmetros de resistência do aterro

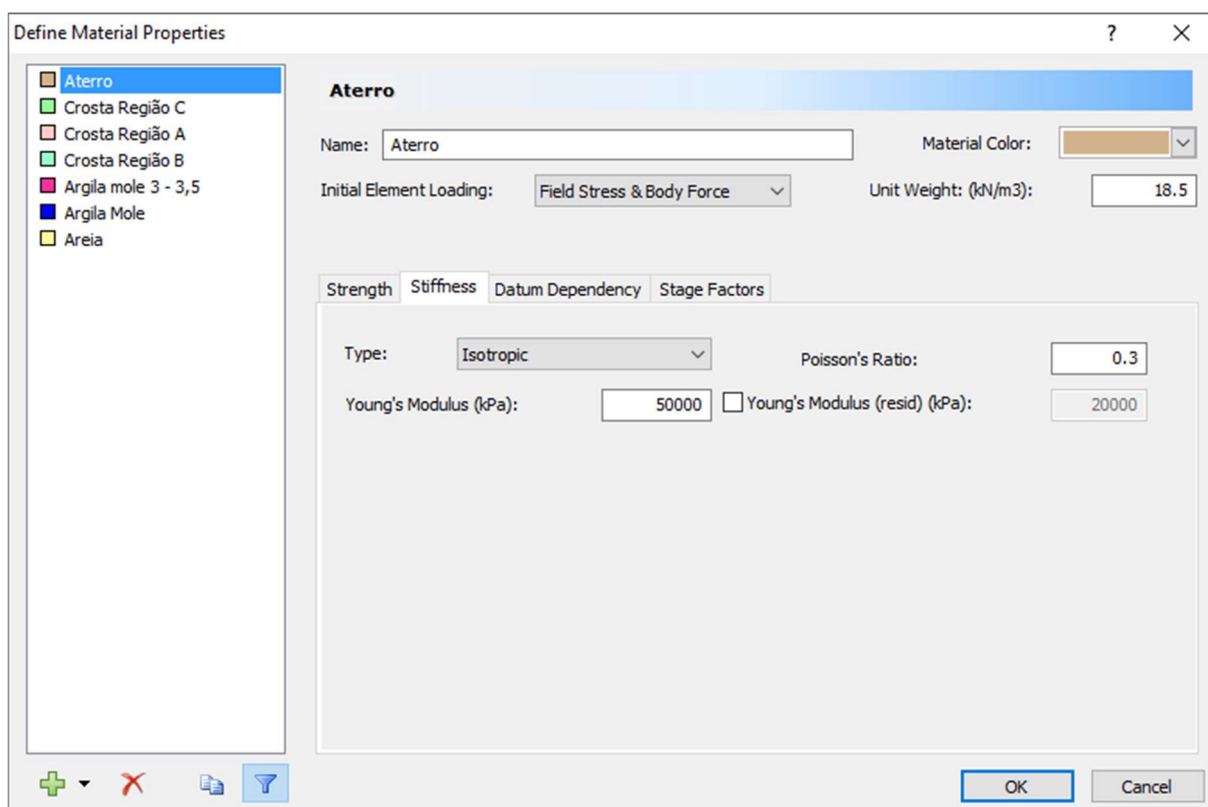


Figura 155 – Parâmetros de rigidez do aterro

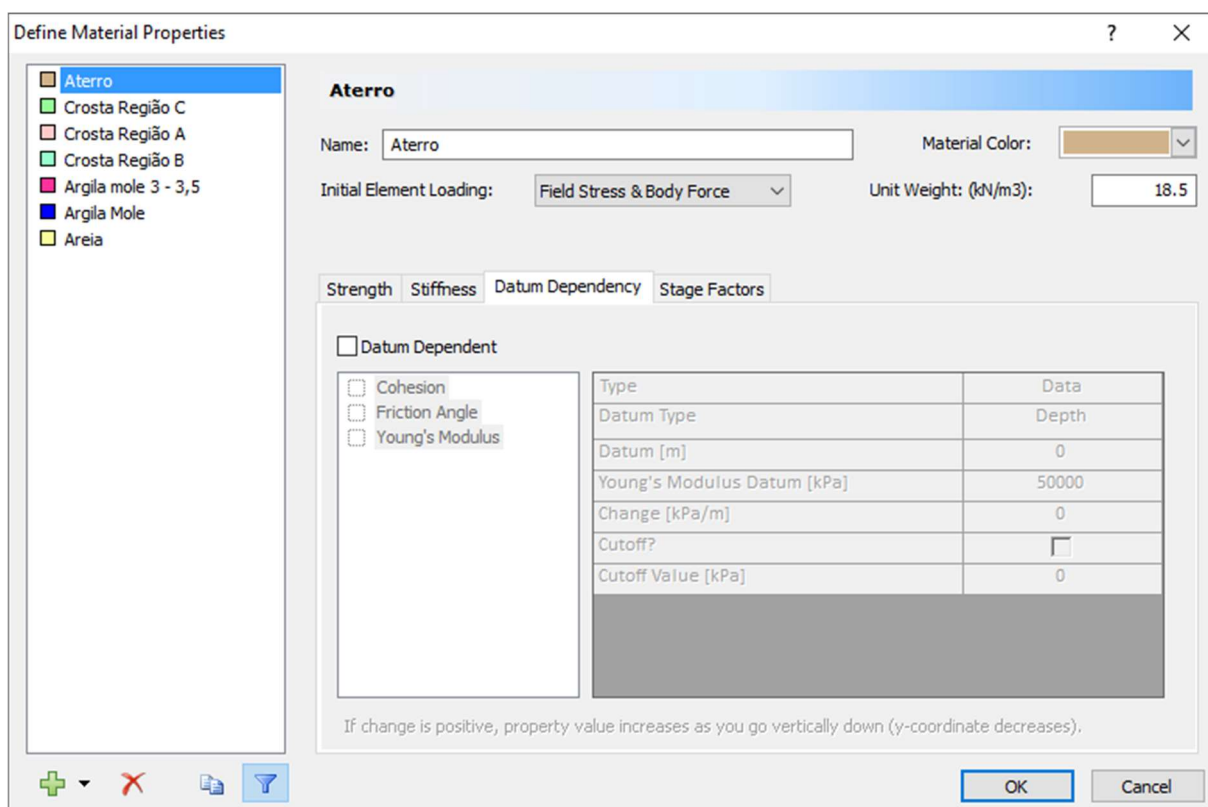


Figura 156 – Variação dos parâmetros do aterro com a profundidade

## APÊNDICE B – TELAS DE ENTRADA DA ANÁLISE DA RUPTURA DE PORTO DE SANTANA

No caso do Porto de Santana, os parâmetros do solo foram obtidos em sua maioria a partir de ensaios de campo, sendo estes compostos por ensaios de palheta e de piezocone. Nenhuma camada apresenta variação nos parâmetros, tanto de resistência quanto de rigidez.

Novamente os parâmetros são utilizados de forma com que a análise feita seja do tipo não drenada, ou seja, com o ângulo de atrito definido igual a zero e coeficiente de Poisson igual 0,49. O solo mole foi dividido em cinco camadas com resistência variável, sendo denominados na modelagem como *Soft*. A sensibilidade equivalente foi adotada igual a 1,4 (valor obtido por retroanálise da Seção Leste).

A seguir são exibidas todas as telas de entrada dos materiais utilizados na análise da ruptura do Porto de Santana.

The image shows a software dialog box titled "Define Material Properties" for a material named "Aterro". The dialog is divided into several sections:

- Material List:** A list on the left shows "Aterro" selected, along with "Soft 1" through "Soft 5" and "Solo Duro".
- Material Name and Color:** The name is "Aterro" and the material color is yellow.
- Initial Element Loading:** Set to "Field Stress & Body Force".
- Unit Weight:** Set to 19 kN/m<sup>3</sup>.
- Strength Tab:** Contains the following parameters:
  - Failure Criterion:** Mohr Coulomb
  - Material Type:** Plastic
  - Tensile Strength (peak) (kPa):** 0
  - Tensile Strength (resid) (kPa):** 0
  - Fric. Angle (peak) (deg.):** 35
  - Fric. Angle (resid) (deg.):** 35
  - Cohesion (peak) (kPa):** 10
  - Cohesion (resid) (kPa):** 10
  - Dilation Angle (deg.):** 0
- Jointed Material:** An unchecked checkbox with a "Joint Options..." button.
- Apply SSR (Shear Strength Reduction):** A checked checkbox.

At the bottom right, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 157 – Parâmetros de resistência do aterro

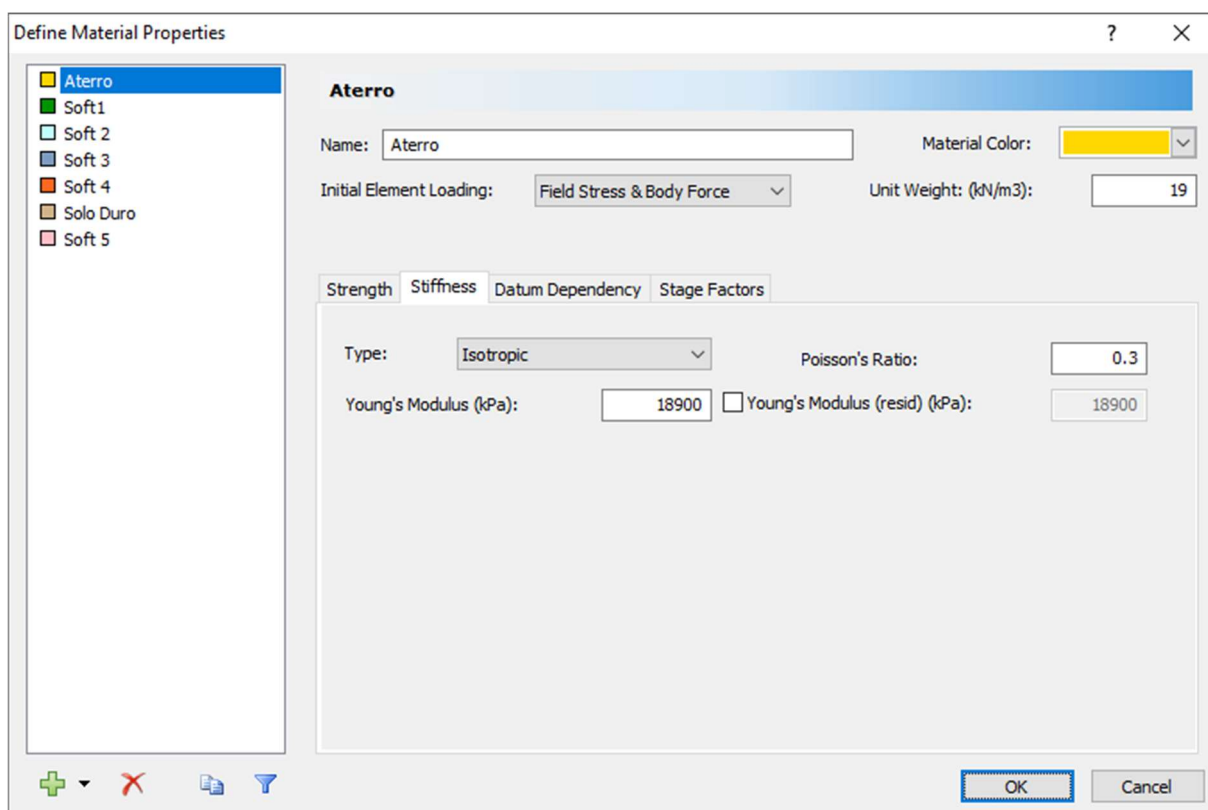


Figura 158 – Parâmetros de Rigidez do Aterro

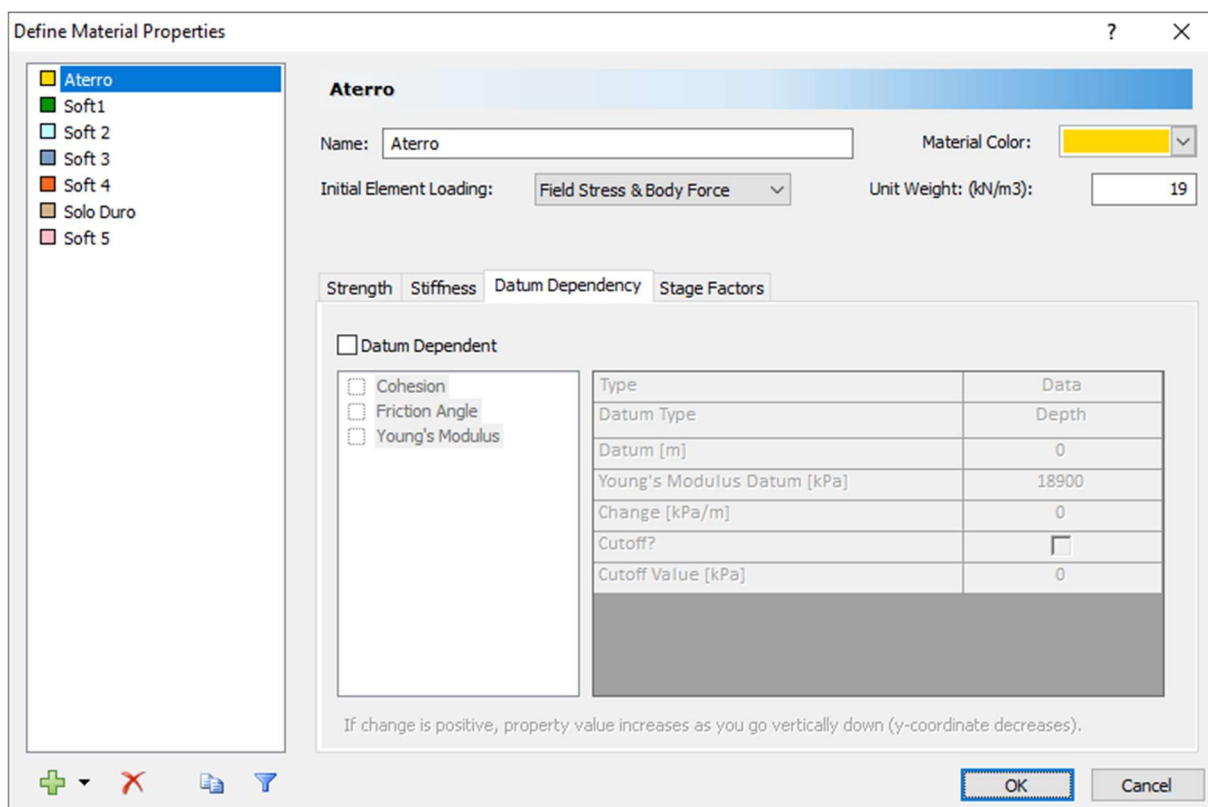


Figura 159 – Variação dos parâmetros do aterro com a profundidade

Define Material Properties

**Soft1**

Name: Soft1 Material Color: █

Initial Element Loading: Field Stress & Body Force Unit Weight: (kN/m3): 16

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Failure Criterion: Mohr Coulomb Material Type: Plastic

Tensile Strength (peak) (kPa): 0 Tensile Strength (resid) (kPa): 0

Fric. Angle (peak) (deg.): 0 Fric. Angle (resid) (deg.): 0

Cohesion (peak) (kPa): 46 Cohesion (resid) (kPa): 32.857

Dilation Angle (deg): 0

Jointed Material Joint Options...

Apply SSR (Shear Strength Reduction)

OK Cancel

Figura 160 – Parâmetros de resistência do solo mole 1

Define Material Properties

**Soft1**

Name: Soft1 Material Color: █

Initial Element Loading: Field Stress & Body Force Unit Weight: (kN/m3): 16

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.49

Young's Modulus (kPa): 1200  Young's Modulus (resid) (kPa): 800

OK Cancel

Figura 161 – Parâmetros de rigidez do solo mole 1

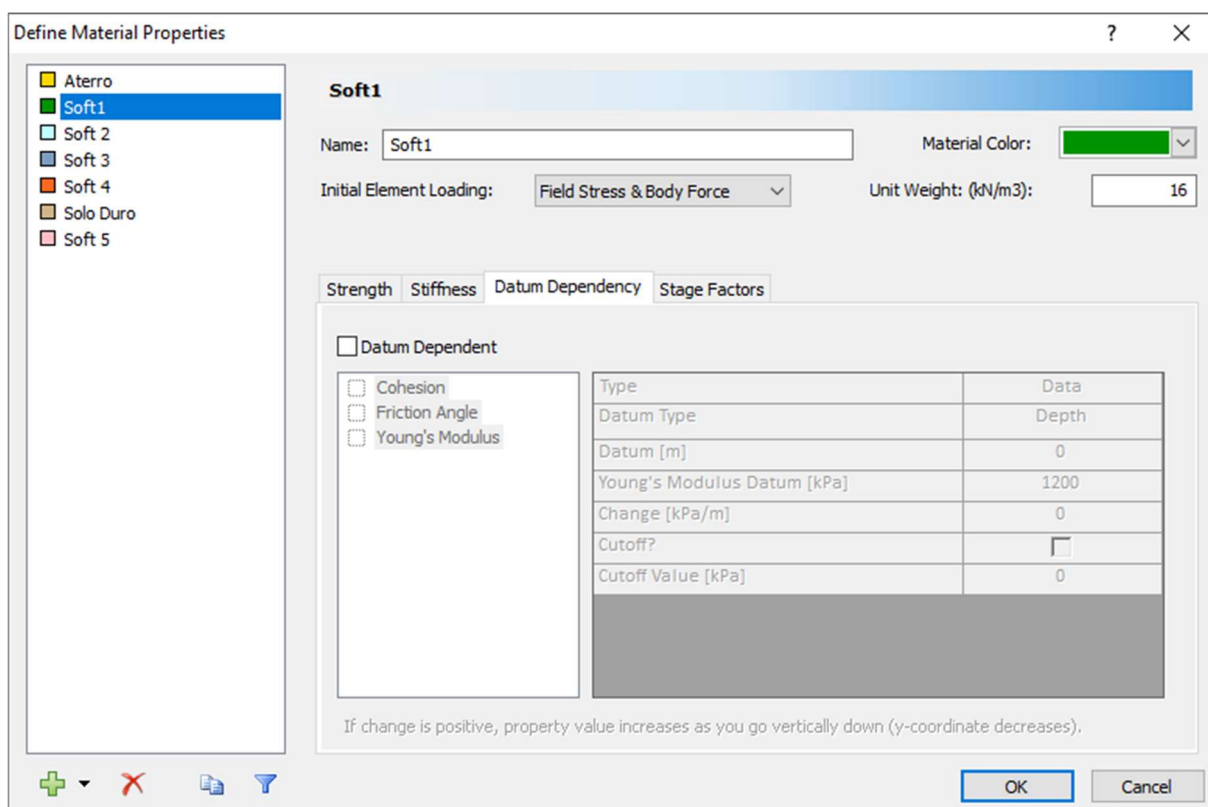


Figura 162 – Variação dos parâmetros do solo mole 1 com a profundidade

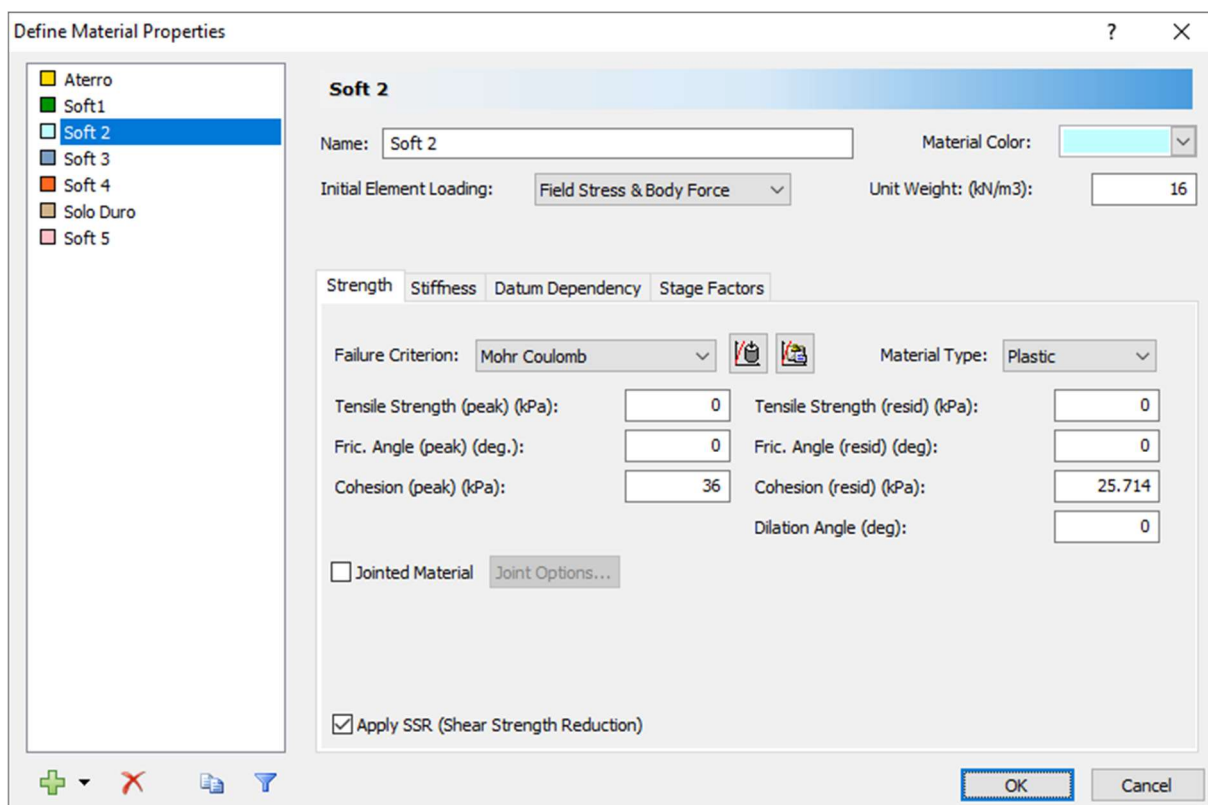


Figura 163 – Parâmetros de resistência do solo mole 2

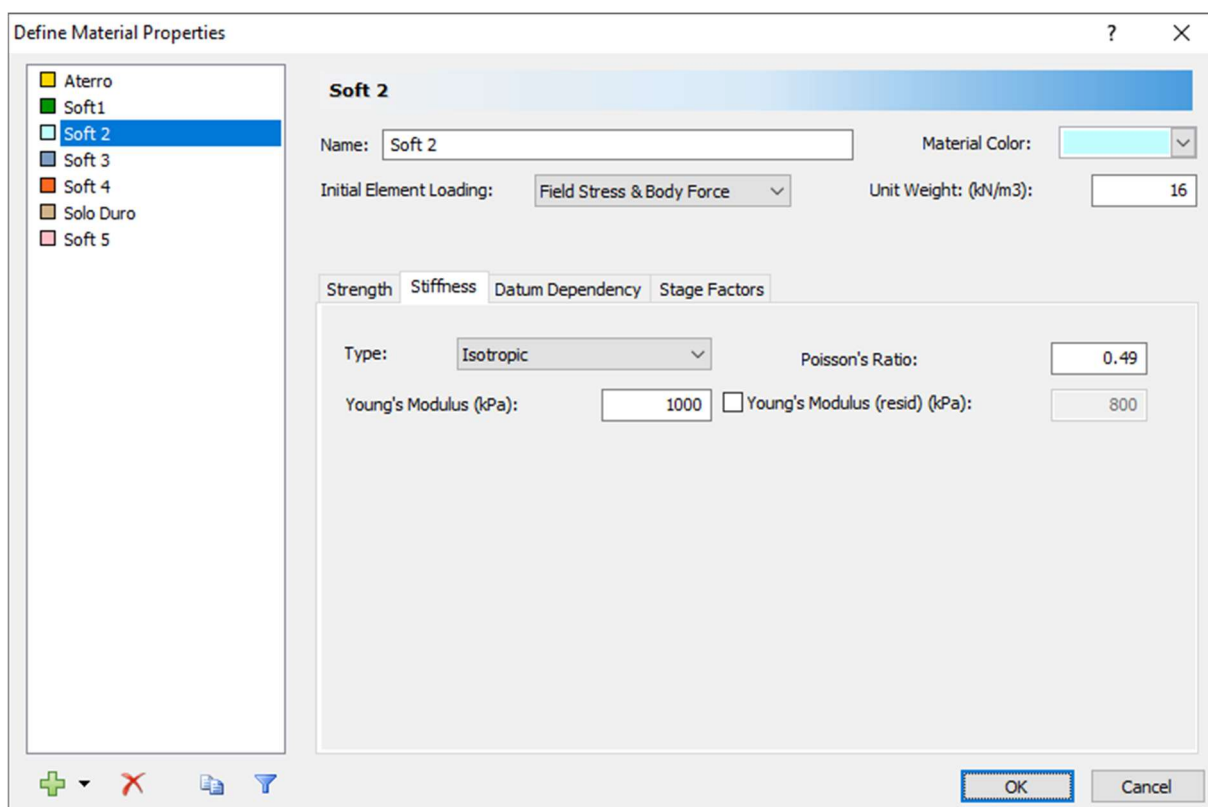


Figura 164 – Parâmetros de rigidez do solo mole 2

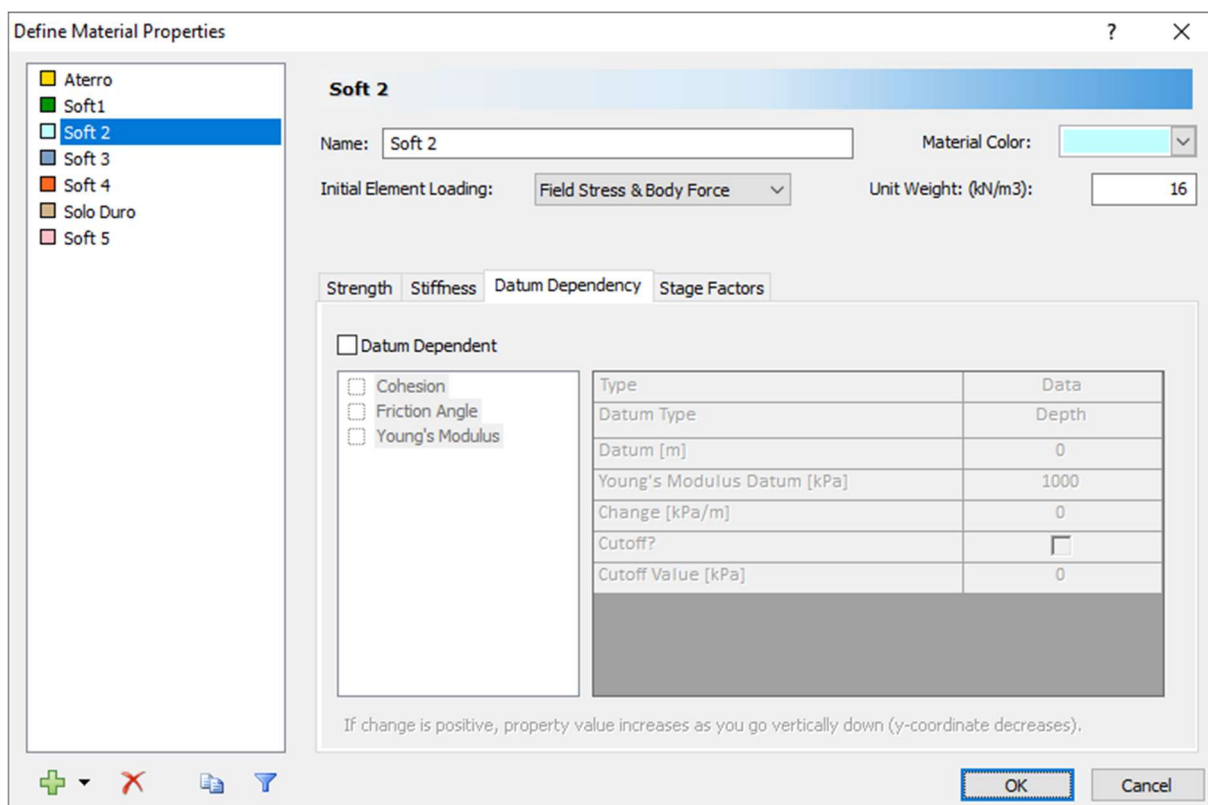


Figura 165 – Variação dos parâmetros do solo mole 2



Define Material Properties

**Soft 3**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m<sup>3</sup>):

Strength | Stiffness | Datum Dependency | Stage Factors

Failure Criterion:    Material Type:

Tensile Strength (peak) (kPa):  Tensile Strength (resid) (kPa):

Fric. Angle (peak) (deg.):  Fric. Angle (resid) (deg.):

Cohesion (peak) (kPa):  Cohesion (resid) (kPa):

Dilation Angle (deg):

Jointed Material

Apply SSR (Shear Strength Reduction)

Figura 166 – Parâmetros de resistência do solo mole 3

Define Material Properties

**Soft 3**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m<sup>3</sup>):

Strength | Stiffness | Datum Dependency | Stage Factors

Type:  Poisson's Ratio:

Young's Modulus (kPa):   Young's Modulus (resid) (kPa):

Figura 167 – Parâmetros de rigidez do solo mole 3

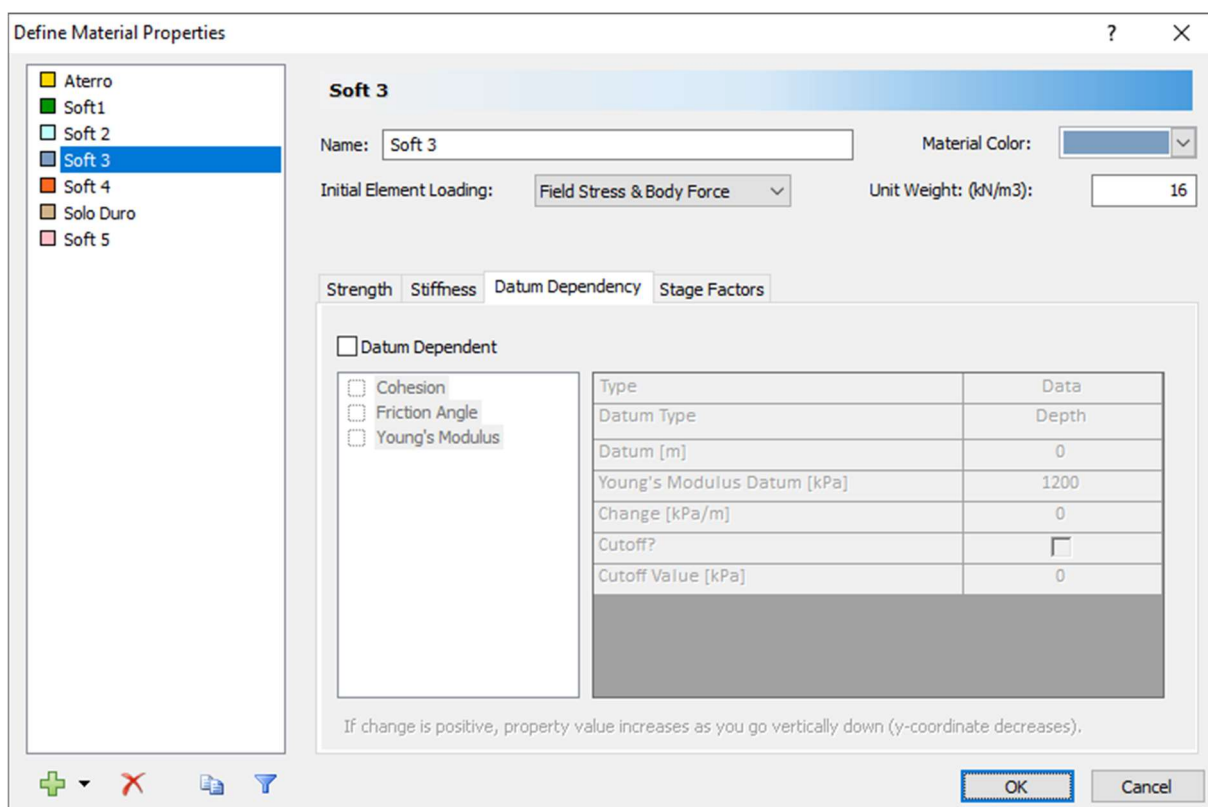


Figura 168 – Variação dos parâmetros do solo mole 3 com a profundidade

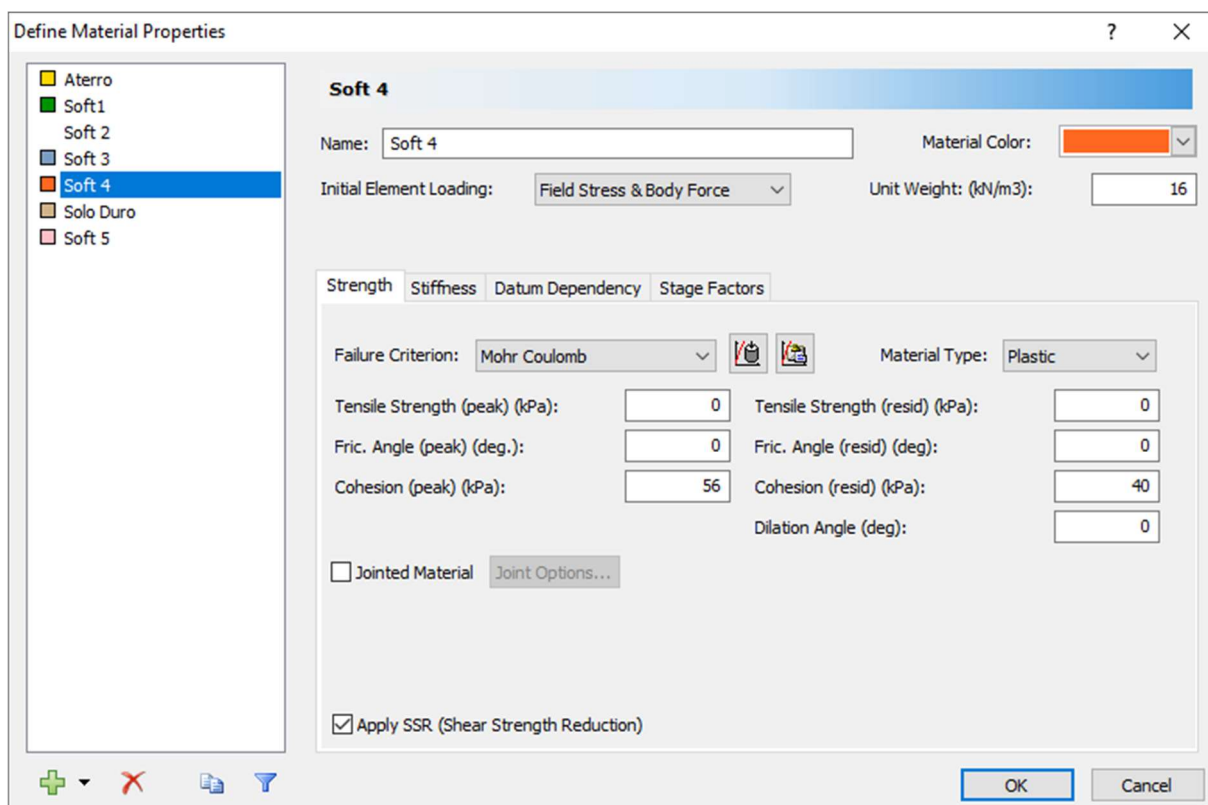


Figura 169 – Parâmetros de resistência do solo mole 4

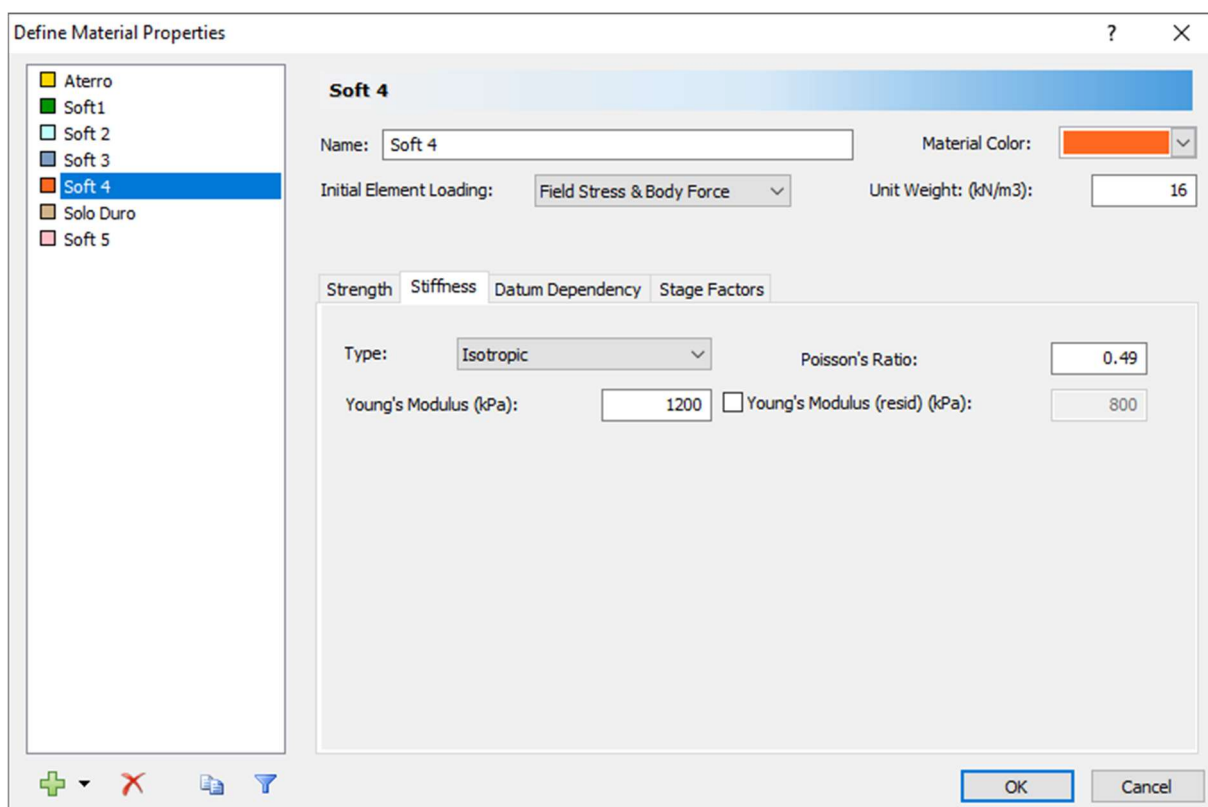


Figura 170 – Parâmetros de rigidez do solo mole 4

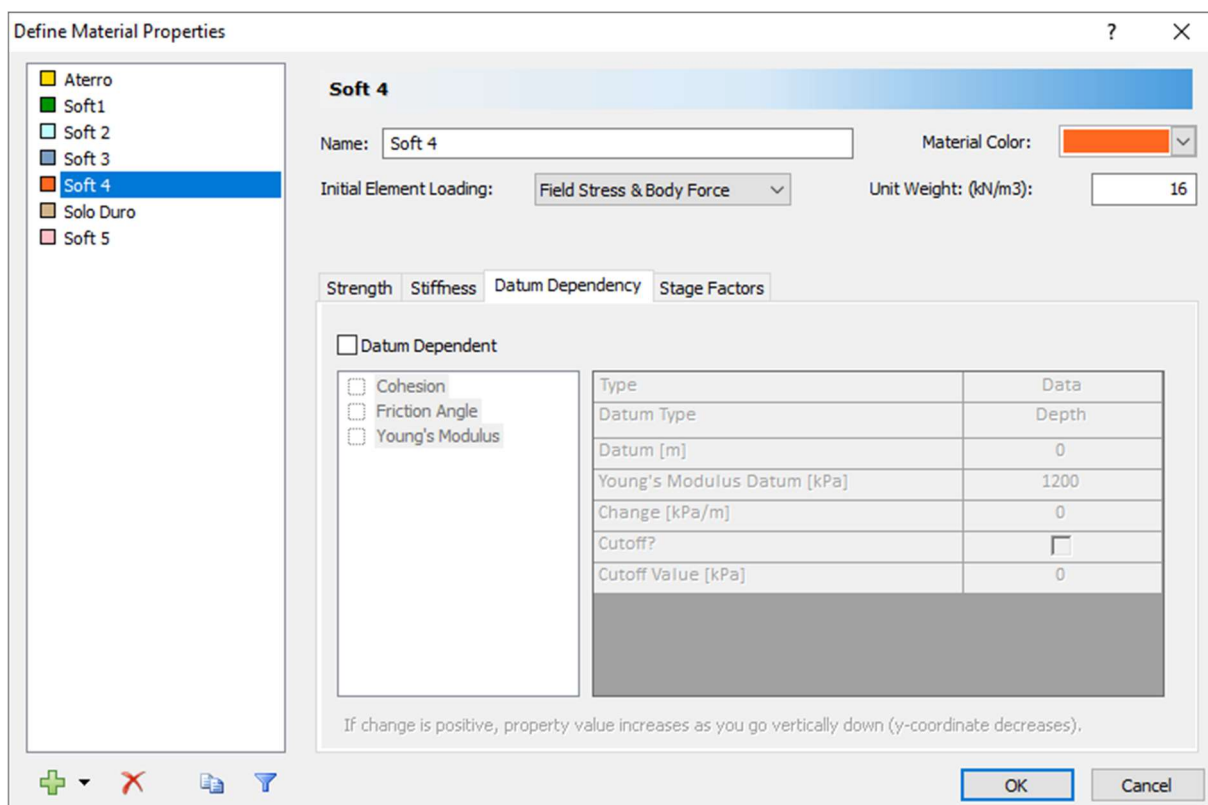


Figura 171 – Variação dos parâmetros do solo mole 4 com a profundidade

Define Material Properties

**Soft 5**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m3):

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Failure Criterion:  Material Type:

Tensile Strength (peak) (kPa):  Tensile Strength (resid) (kPa):

Fric. Angle (peak) (deg.):  Fric. Angle (resid) (deg.):

Cohesion (peak) (kPa):  Cohesion (resid) (kPa):

Dilation Angle (deg):

Jointed Material

Apply SSR (Shear Strength Reduction)

Figura 172 – Parâmetros de resistência do solo mole 5

Define Material Properties

**Soft 5**

Name:  Material Color:

Initial Element Loading:  Unit Weight: (kN/m3):

Strength Stiffness Datum Dependency Stage Factors

Type:  Poisson's Ratio:

Young's Modulus (kPa):   Young's Modulus (resid) (kPa):

Figura 173 – Parâmetros de rigidez do solo mole 5

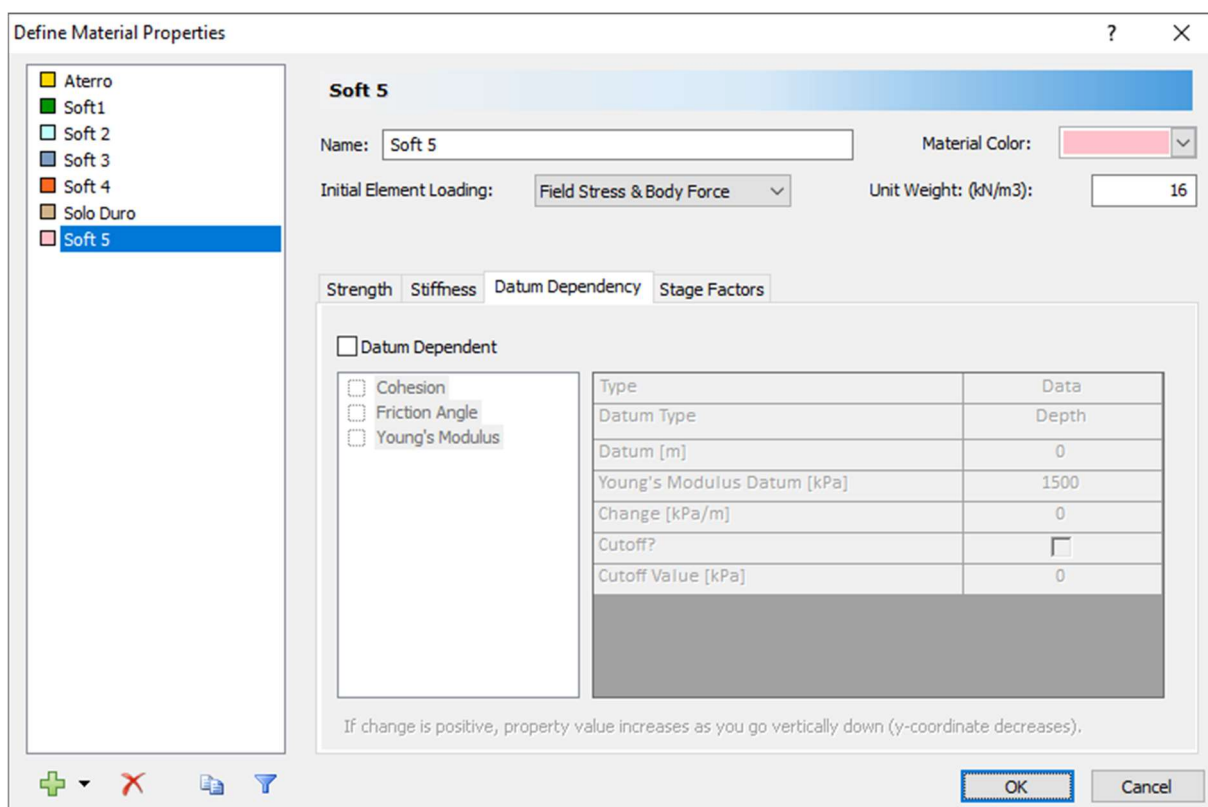


Figura 174 – Variação dos parâmetros do solo mole 5 com a profundidade

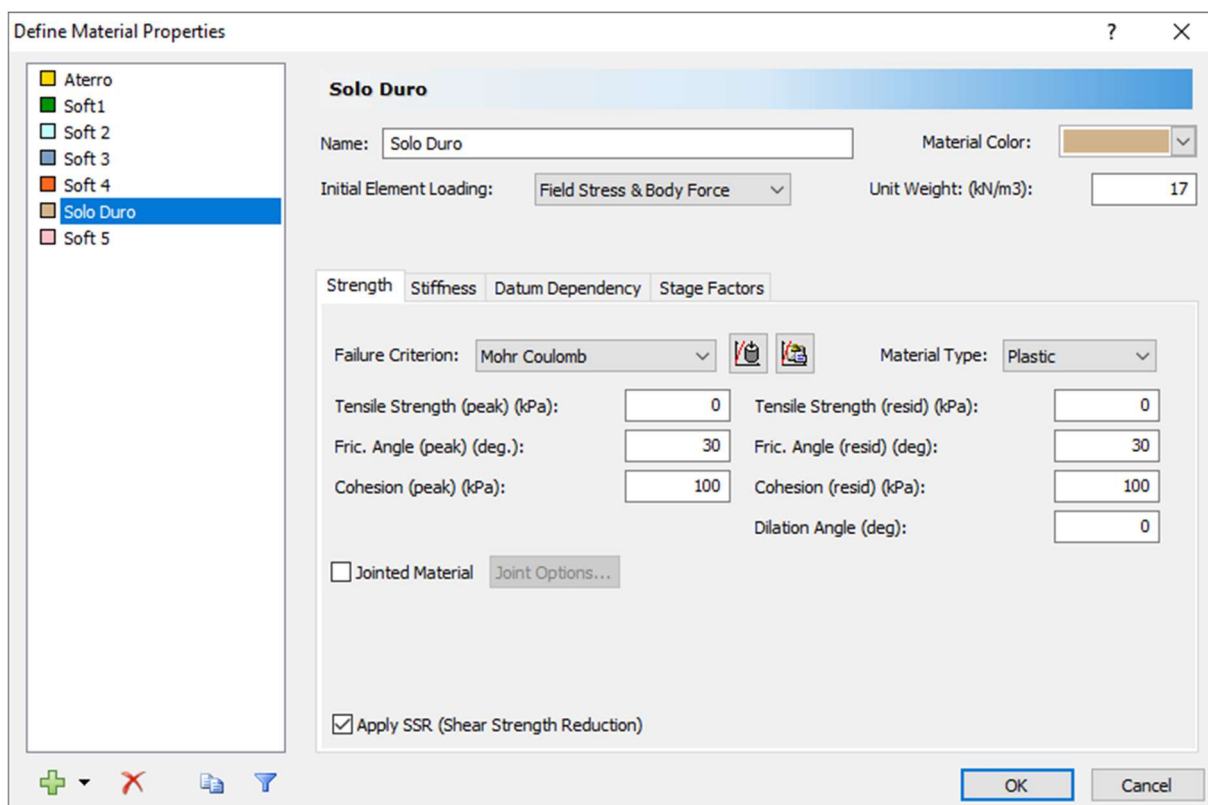


Figura 175 – Parâmetros de resistência do solo duro

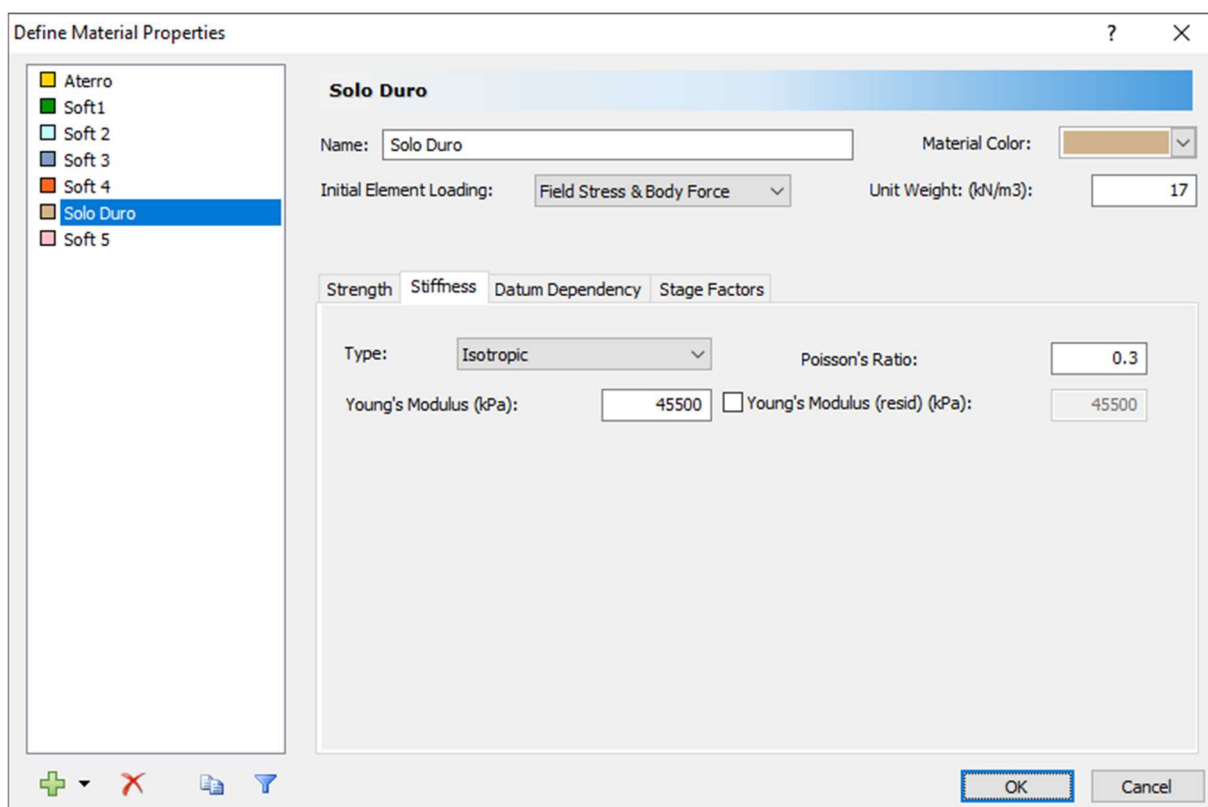


Figura 176 – Parâmetros de rigidez do solo duro

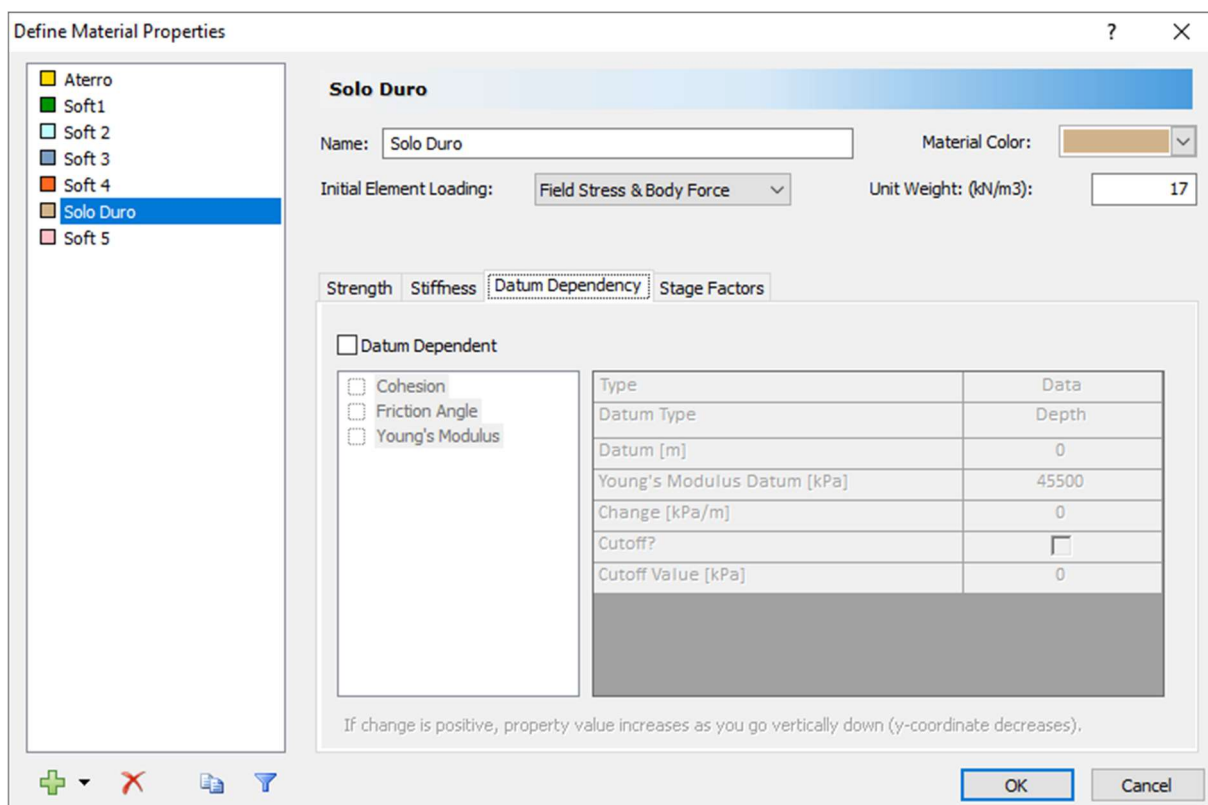


Figura 177 – Variação dos parâmetros do solo duro com a profundidade