UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

Instituto de Geociências

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ARGILA DURA CINZA-ESVERDEADA RECONSTITUÍDA DA FORMAÇÃO RESENDE

Flávia Beatriz Demarchi

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia para a obtenção do título de Mestre em Ciências

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

SÃO PAULO

2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Serviço de Biblioteca e Documentação do IGc/USP
Ficha catalográfica gerada automaticamente com dados fornecidos pelo(a) autor(a)
via programa desenvolvido pela Seção Técnica de Informática do ICMC/USP

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de catalogação da publicação:
Sonia Regina Yole Guerra - CRB-8/4208 | Anderson de Santana - CRB-8/6658

Demarchi, Flávia
Comportamento geotécnico da argila dura cinza-esverdeada reconstituída da Formação Resende / Flávia Demarchi; orientador Fernando Antônio Medeiros Marinho. -- São Paulo, 2019.
99 p.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia) -- Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 2019.

1. Argilas duras. 2. Argilas cinza-esverdeadas. 3. Solos reconstituídos. 4. Características intrínsecas de solos. 5. Formação Resende. I. Marinho, Fernando Antônio Medeiros, orient. II. Título.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ARGILA DURA CINZA-ESVERDEADA RECONSTITUÍDA DA FORMAÇÃO RESENDE

FLAVIA BEATRIZ DEMARCHI

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antonio Medeiros Marinho

Dissertação de Mestrado

Nº 833

COMISSÃO JULGADORA

Dr. Fernando Antonio Medeiros Marinho

Dr. Roger Augusto Rodrigues

Dr. José Maria de Camargo Barros

SÃO PAULO
2019

A todos os jovens pesquisadores brasileiros, que em meio a toda adversidade política recente, resistem e lutam em nome da ciência.

AGRADECIMENTOS

Com muita satisfação encerro mais uma importante etapa da minha vida e gostaria de agradecer a todos que estiveram presentes em minha jornada nesses anos de mestrado. Agradeço em primeiro lugar à minha mãe Rita, por todo o apoio, amor e compreensão, sem os quais eu não seria capaz de chegar até aqui.

Ao meu orientador Prof. Dr. Fernando Marinho, grande exemplo de professor e pesquisador, pela oportunidade e confiança em mim depositadas. Agradeço pelas discussões e ensinamentos e por estar inteiramente presente em todas as etapas do trabalho.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e meu co-orientador José Maria de Camargo Barros, pela grande oportunidade de desenvolver meu trabalho junto ao programa "IPT Novos Talentos". Obrigada por todo o suporte técnico e financeiro, e pela parceria desenvolvida.

Ao Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo e a CAPES, pelo auxílio financeiro para a realização desta pesquisa.

A toda equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP, em especial ao técnico Antônio, pelos ensinamentos, ajuda e paciência, fundamentais nos ensaios realizados. Agradeço também às colegas de laboratório, Carla, Juliana e Thais pelos momentos de descontração no dia a dia, e em especial à Mariane pela grande ajuda com os ensaios triaxiais durante a reta final de meu trabalho.

Ao Sergio, por toda a parceria de vida e pelos conselhos ao longo do trabalho. Obrigada pelo carinho e compreensão dedicados nos momentos de dificuldade e por tornar os momentos bons ainda mais felizes pelo seu companheirismo.

A minha amiga Marina por estar sempre presente de alguma forma, pelos conselhos e momentos de descontração. Aos amigos Renato e Barbara, por todo o acolhimento e cafezinhos, principalmente durante os meses finais.

Por fim, agradeço a todos que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação pessoal e profissional até aqui.

“Nossa existência deforma o universo. Isso é responsabilidade.”

Sandman – Neil Gaiman

RESUMO

DEMARCHI, F.B, 2019, Comportamento Geotécnico da Argila Dura Cinza-Esverdeada Reconstituída da Formação Resende [Dissertação de Mestrado], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo.

Muitas obras são realizadas em áreas de ocorrência de argilas rijas e materiais desse tipo possuem características muito particulares, que influenciam no desenvolvimento do projeto e segurança da obra. Em parte, o comportamento desses solos é devido não apenas à sua estrutura, mas também a seus parâmetros intrínsecos. Estes podem ser definidos como parâmetros que independem da estrutura do solo em seu estado natural e são obtidos a partir da análise de solos reconstituídos. Atualmente, pouca informação pode ser encontrada sobre ensaios realizados em amostras reconstituídas das argilas cinza-esverdeadas da cidade de São Paulo. Portanto, o objetivo desta pesquisa é determinar as características intrínsecas deste material e determinar a influência destas no seu comportamento geotécnico. Deste modo, o solo foi reconstituído e consolidado em uma célula oedométrica de grande dimensão, garantindo a preparação de amostras homogêneas, a partir das quais foram extraídos corpos de prova para realização de ensaios de adensamento, resistência, determinação da curva de retenção e análise em microscópio eletrônico de varredura. A partir desses ensaios, observou-se que o teor de umidade adotado no processo de reconstituição influencia diretamente no comportamento da amostra, e para o material estudado o teor de umidade ideal a ser usado como referência é igual a seu limite de liquidez. As linhas de compressão intrínsecas obtidas para as amostras foram concordantes com o padrão esperado e a partir destas foi possível determinar o valor do índice de compressão intrínseco do solo. Da mesma maneira, os ensaios triaxiais de resistência permitiram a obtenção dos valores da coesão efetiva intrínseca e do ângulo de atrito interno intrínseco. Os resultados da pesquisa se mostraram coerentes com as revisões da literatura, e demonstram que o uso de parâmetros obtidos a partir de ensaios em amostras reconstituídas é uma boa opção para acessar informações de campo de alguns solos, bem como são seguros para serem utilizados nos projetos de engenharia.

Palavras-chave: argilas duras, argilas cinza-esverdeadas, solos reconstituídos, características intrínsecas de solos.

ABSTRACT

DEMARCHI, F.B, 2019. Geotechnical Behavior of the Reconstituted Greenish-Gray Hard Clay from the Resende Formation [Master Thesis], Sao Paulo, Institute of Geosciences, University of Sao Paulo.

Many constructions are built in areas of stiff and hard clays occurrences, and this kind of material has very particular characteristics that influences in project developments and safety of the construction. The behavior of these soils is related with their natural structure and intrinsic parameters. These parameters are independent of soil structure in its natural state and are obtained from reconstituted soil tests. Currently, little information can be found concerning tests in reconstituted samples from the greenish-gray hard clay of Sao Paulo city. Therefore, the aim of this research is to define the intrinsic characteristics of this material and their influence over geotechnical behavior. Thus, the soil was reconstituted and consolidated in a large dimension oedometer, for homogeneous samples preparation, from which the specimens was made and used in consolidation, shear strength, suction and scanning electron microscopy analyses. From these experiments, it was observed that the moisture content adopted in the reconstitution directly influences the sample behavior and the ideal moisture content used as reference for this soil should be equal to its liquid limit. The intrinsic compression lines obtained from the samples was similar to the pattern and the intrinsic compression index could be determined. From the shear strength tests the intrinsic effective cohesion and the intrinsic friction angle of the soil were also determined. The obtained results were consistent with the literature review and showed that the use of reconstituted samples is a good option to access some field parameters from some soils, and in this way, are safe to be used in engineering projects.

Keywords: Hard Clays, Greenish-Gray Clay, Reconstituted Soils, Intrinsic Parameters.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 31

2. OBJETIVOS 33

3. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 34

3.1 Geologia da Bacia de São Paulo 34

3.1.1 Formação Resende 37

3.1.2 Argilas duras cinza-esverdeadas (Taguá) 39

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 45

4.1 Solos reconstituídos 45

4.2 Linha de Compressão Intrínseca (LCI) 48

4.3 Resistência intrínseca ao cisalhamento 52

5. MATERIAL E MÉTODOS 57

5.1 Caracterização do solo 57

5.2 Reconstituição do solo 58

5.3 Curvas de retenção 64

5.4 Ensaios de adensamento 66

5.5 Microscopia Eletrônica de Varredura 68

5.6 Ensaios de resistência 68

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES 73

6.1 Caracterização Geotécnica do material 73

6.1.1 Granulometria e Limites de Consistência 73

6.1.2 Mineralogia 76

6.2 Curva de retenção de água 77

6.3 Adensamento 78

6.4 Linhas de Compressão Intrínseca 84

6.5 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) 88

6.6 Ensaios triaxiais CIU 93

7. CONCLUSÕES..... 103

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa geológico da Bacia de São Paulo e porção sudoeste da Bacia de Taubaté: 1) Embasamento pré-cambriano; 2) Formação Resende (sistema de leques aluviais proximais); 3) Formação Resende (sistema de leques aluviais medianos a distais associados à planície aluvial de rios entrelaçados); 4) Formação Tremembé; 5) Formação São Paulo; 6) Formação Itaquaquecetuba; 7) Sedimentos quaternários; 8) Falhas cenozoicas. (RICCOMINI et al. 2004). **35**

Figura 2: Seção esquemática dos solos da cidade de São Paulo (Marinho, Vargas e Vilar, 1998). **37**

Figura 3: Amostra representativa das argilas cinza-esverdeadas do Taguá, na qual também se podem notar porções com manchas marrom-amareladas. **39**

Figura 4: Padrão de fissuramento das argilas do Taguá. **40**

Figura 5: Perfil geotécnico, valores de SPT e parâmetros obtidos por meio do Camkometer, na região do Ibirapuera (Pinto e Abramento, 1998). **42**

Figura 6: Ei em função da profundidade (Pinto e Abramento, 1998). **43**

Figura 7: Parâmetros obtidos em ensaios DMT e palheta, na região da Estação Sacomã do Metrô de São Paulo (Elaborada a partir dos dados de Negro et al., 2012) **43**

Figura 8: Curvas de sedimentação para argilas normalmente consolidadas (Skempton, 1970) **47**

Figura 9: Linha de compressão intrínseca obtida a partir da normalização das curvas de compressão intrínsecas (Burland, 1990) **48**

Figura 10: Relação entre LCS e LCI, plotadas em um mesmo gráfico Iv0 x log σv0' (Burland, 1990). **49**

Figura 11: Curvas obtidas em ensaios oedométricos mostrando a LCS convergindo em direção à LCI. (Burland, 1990) **50**

Figura 12: Posicionamento de argilas sobreadensadas relativamente à LCI e à LCS. Adaptado de Burland (1990) e Chandler (2000). **52**

Figura 13: Comportamento idealizado de argilas reconstituídas em ensaios triaxiais, em condições drenadas e não drenadas. (Burland, 1990) **53**

Figura 14: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para solos argilosos nas condições sobreadensada, normalmente adensada e residual (Skempton, 1977) **54**

Figura 15: Correlação entre a resistência ao cisalhamento de juntas e fissuras x amostras reconstituídas (Skempton, 1977). **55**

Figura 16: Correlação entre as resistências de pico e residual para a Argila de Londres (Skempton et al. 1969) **55**
Figura 17: Processo de preparação do solo reconstituído - a) solo seco; b) solo + água destilada e c) mistura homogeneizada do solo + água destilada. **59**
Figura 18: Mistura homogênea final da amostra reconstituída com teor de umidade 1,25 WL. **59**
Figura 19: Partes que compõem a célula oedométrica construída **60**
Figura 20: Colocação da amostra na célula de adensamento de grande dimensão **61**
Figura 21: Célula de grande dimensão preenchida com o solo preparado **61**
Figura 22: Célula oedométrica montada no sistema de carregamento **62**
Figura 23: Processo de retirada do solo da célula oedométrica de grande dimensão **63**
Figura 24: Amostra resultante do processo de reconstituição e consolidação em célula de grande dimensão **64**
Figura 25: Corpos de prova utilizados nos ensaios da curva de retenção, sob a placa de sucção. **65**
Figura 26: Processo de colocação da amostra reconstituída e montagem para realização do ensaio de adensamento em célula convencional **66**
Figura 27: Ensaio de adensamento em célula convencional **67**
Figura 28: Amostras analisadas no MEV. Da esquerda para a direita: amostra reconstituída 1,0 w_L, reconstituída 1,25 w_L e indeformada. **68**
Figura 29: Processo de moldagem do corpo de prova para o ensaio de resistência **69**
Figura 30: Montagem do ensaio na câmara triaxial. Corpo de prova envolvido por membrana impermeável. **70**
Figura 31: Câmara triaxial devidamente montada com o corpo de prova **70**
Figura 32: a) Amostra não destorroada; b) Manchas avermelhadas provenientes de alteração intempérica, c) material destorroado e passado na peneira #40. ..... **73**
Figura 33: Curva granulométrica do solo de estudo. **74**
Figura 34: Classificação do solo de acordo com a carta de plasticidade de Casagrande. **75**
Figura 35: Difratogramas de raios-x do material de acordo com as determinações dos tratamentos natural (linha verde), glicolada (linha azul) e aquecida (linha vermelha). Il = illita e Ka = Caulinita. **76**
Figura 36: Curva de retenção de água do solo reconstituído 1,00 wL (pré-adensado) **78**
Figura 37: Curva de adensamento dos solos reconstituídos 1,0 w_L e 1,25 w_L **79**

Figura 38: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficiente de adensamento – solo 1,0 w_L.....Erro! Indicador não definido.
Figura 39: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficiente de adensamento – solo 1,25 w_L.....Erro! Indicador não definido.
Figura 40: Curva de adensamento - solo reconstituído 1,0 w_L pré-adensado. **82**
Figura 41: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficientes de adensamento - solo reconstituído 1,0w_L pré-adensado. .....Erro! Indicador não definido.
Figura 42: Curvas de adensamento dos solos reconstituídos com diferentes teores de umidade **84**
Figura 43: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,25 w_L **85**
Figura 44: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,0 w_L **85**
Figura 45: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,0 w_L pré-adensado.....**85**
Figura 46: Comparação das LCI dos solos ensaiados com a LCI de Burland (1990) e LCS de Skempton (1970) **87**
Figura 47: Imagens de MEV em amostras indeformada e reconstituídas.....**90**
Figura 48: Imagens de MEV - amostra indeformada.....**91**
Figura 49: Imagens de MEV - Amostra reconstituída 1,0 w_L.....**92**
Figura 50: Imagens de MEV – Amostra reconstituída 1,25 w_L **92**
Figura 51: Corpos de prova após os ensaios de cisalhamento triaxial.....**93**
Figura 52: Curvas tensão desviadora x deformação axial.....**94**
Figura 53: Curvas de variação de poropressão x deformação axial.....**95**
Figura 54: Trajetórias de tensões do ensaio de resistência.....**96**
Figura 55: Círculos de Mohr e envoltória de ruptura.....**96**
Figura 56: Módulos de deformabilidade secante (Es).....**97**
Figura 57: Módulo de deformabilidade secante (Es) normalizado pela tensão efetiva média (p').....**98**
Figura 58: Solo normalmente adensado e sobreadensado (a) Curvas tensão desviadora x deformação axial; (b) variação da poropressão x deformação axial **100**
Figura 59: Trajetórias de tensões dos ensaios de resistência nos solos sobreadensados.....**101**
Figura 60: Módulos de deformabilidade secante - solos reconstituídos sobreadensados **102**
Figura 61: Módulos de deformabilidade secante normalizados - solos reconstituídos sobreadensados **102**

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Valores de coesão efetiva do Taguá (Negro et al., 2012). **44**
Tabela 2: Quadro comparativo dos parâmetros definidos por diversos autores **44**
Tabela 3: Descrição dos ensaios de resistência a serem realizados **72**
Tabela 4: Distribuição percentual das frações granulométricas do solo **74**
Tabela 5: Resultados das análises por DRX na fração argila **77**
Tabela 6: Valores de Cc* calculados para os solos reconstituídos a 1,0 w_L e 1,25 w_L. **81**
Tabela 7: Valores de Cc* calculados para o solo reconstituído 1,0 wL pré-adensado **83**
Tabela 8: Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais **93**
Tabela 9: Características dos corpos de prova sobreadensados utilizados nos ensaios triaxiais **99**

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

A = Atividade do solo

c' = Coesão efetiva [kPa]

c'* = Coesão efetiva intrínseca [kPa]

Cc = Índice de compressibilidade

Cc* = Índice de compressão intrínseco

Ce* = Índice de expansão intrínseco

CH = Argila de alta plasticidade

CL = Argila de baixa plasticidade

CIU = Ensaio triaxial adensado isotrópico não drenado

CRA = Curva de retenção de água

Cv = Coeficiente de adensamento

DRX = Difratometria de Raios X

e = Índice de vazios

e* = Índice de vazios intrínseco

e^*_{100} = Índice de vazios intrínseco sob tensão efetiva de 100 kPa

e^*_{1000} = Índice de vazios intrínseco sob tensão efetiva de 1000 kPa

Es = Módulo de deformabilidade secante

Ip = Índice de plasticidade [%]

IPT = Instituto de Pesquisas Tecnológicas

Iv = Taxa de vazios

K_0 = Coeficiente de empuxo

LCI = Linha de compressão intrínseca

LCS = Linha de compressão de sedimentação

LRI = Linha de ruptura intrínseca

MEV = Microscópio Eletrônico de Varredura

MH = Silte de alta plasticidade

ML = Silte de baixa plasticidade

p’ = Tensão efetiva média [kPa]

q = Tensão desviadora [kPa]

RCSB = Rift continental do sudeste do Brasil

RSA = Razão de sobreadensamento

S_u = Resistência não drenada [kPa]

t = Trajetória de tensão [kPa]

w = Umidade [%]

w_L = Limite de liquidez [%]

w_p = Limite de plasticidade [%]

ϕ’ = Ângulo de atrito efetivo [°]

ϕ’* = Ângulo de atrito intrínseco [kPa]

σ_v’ = Tensão efetiva [kPa]

1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento da infraestrutura dos grandes centros urbanos, muitas obras vêm sendo realizadas em áreas de ocorrência de argilas rijas e duras. Materiais desse tipo possuem características geotécnicas muito particulares, que podem influenciar fundamentalmente na segurança, projeto e execução da obra. Estudos voltados a esse tipo de solo são essenciais para fornecer parâmetros que possam ser utilizados na prática, de maneira segura e adequada.

No Brasil, os estudos sobre os solos rijos foram aprofundados na década de 1970, em função das obras de construção das linhas do metrô da cidade de São Paulo. Desde essa época, importantes dados geológico-geotécnicos foram levantados por diversos autores a fim de melhor caracterizar as camadas geotécnicas que compõem a Bacia Sedimentar de São Paulo. Porém, ainda hoje faltam estudos mais detalhados e focados exclusivamente nas camadas de argilas duras cinza-esverdeadas, popularmente conhecidas no meio geotécnico como "*Taguá*".

As novas linhas do metrô de São Paulo e outras obras de infraestrutura vêm gerando informações sobre estes solos, mas com pouco avanço do ponto de vista tecnológico para a obtenção dos parâmetros. Dados mais recentes foram obtidos a partir da utilização de ensaios *in situ* (PINTO E ABRAMENTO, 1998; NEGRO *et al.* 2012) que auxiliaram muito no aprimoramento das informações sobre as argilas duras da cidade de São Paulo.

Contudo, muitos dos ensaios de campo fazem uso de correlações empíricas que necessitam ser aprimoradas por meio de investigações de laboratório, nas quais o controle das condições de ensaio é mais rigoroso. A comparação entre resultados obtidos por Negro *et al*. (2012) nos ensaios in situ, com resultados de laboratório em amostras indeformadas realizados por Massad (1980) mostram que pode haver discrepância significativa nos dados. Essas diferenças podem ocorrer não apenas em função do método de ensaio adotado, mas também como uma resposta do solo às alterações das tensões geradas pelo processo de amostragem.

Parte das discrepâncias apresentadas pelas amostras in situ e as amostras indeformadas estudadas em laboratório, podem ser explicadas pela influência da estrutura do solo em seu comportamento. Seguindo a definição dada por Mitchell (1976) a estrutura de um solo é

resultante da combinação do arranjo e “empacotamento” de suas partículas com a cimentação entre os grãos.

A influência da estrutura no comportamento de um solo pode ser analisada por meio da comparação entre seus parâmetros naturais e seus parâmetros intrínsecos. Estes, de acordo com Burland (1990), podem ser definidos como aqueles que são independentes da estrutura do solo em seu estado natural, sendo assim obtidos pela análise de solos reconstituídos.

A reconstituição de argilas em laboratório é feita a partir de solos que tiveram sua estrutura natural desfeita, misturando-os com um teor de umidade igual ou superior ao seu limite de liquidez. Na Mecânica dos Solos, o uso de argilas reconstituídas vem sendo feito desde Terzaghi (1936), mas foi com Burland (1990) que estes estudos se tornaram mais precisos. Além de definir as condições ideais para preparação do material, Burland (1990) normalizou Linha de Compressão de Sedimentação (LCS), produzida por Skempton (1970), e definiu Linha de Compressão Intrínseca (LCI), permitindo a comparação do comportamento entre materiais naturais e reconstituídos.

As argilas duras possuem particularidades que tornam cada uma delas um material específico. Suas propriedades dependem das variações de tensões, tempo de carregamento, além da natureza do material. Na maior parte das vezes são materiais difíceis de serem amostrados, principalmente nos casos em que se encontram muito fissuradas. Terzaghi (1936) já indicava a dificuldade de encontrar argilas duras e rijas intactas, sem fissuramentos e a premissa se torna verdadeira para o Taguá conforme apontado por Penna (1982). Para esses casos, o uso de amostras reconstituídas para determinação dos parâmetros geotécnicos se torna uma alternativa pertinente.

A análise de amostras reconstituídas em laboratório tem sua importância destacada não apenas devido à dificuldade de amostragem do material indeformado, mas também por representarem satisfatoriamente o comportamento de alguns materiais in situ, conforme citado por Skempton (1977). O autor aponta que a resistência ao cisalhamento obtida em laboratório para amostras reconstituídas é similar à resistência de pico obtida nas juntas e fissuras.

Considerando esses aspectos, os projetos de engenharia devem levar em conta a possibilidade da existência de planos de ruptura pré-existentes em locais de ocorrência de argilas duras, fazendo com que os mesmos estejam sujeitos à ruptura progressiva. Deste modo, os estudos em solos reconstituídos são necessários não apenas para compreensão dos

aspectos básicos do comportamento deste tipo de solo, mas também para determinação de parâmetros mais acurados a serem utilizados nas obras, garantindo assim uma maior segurança para o projeto.

Nesse sentido, este trabalho tem como finalidade estudar as argilas duras cinza-esverdeadas, denominadas *Taguá*, em estado reconstituído, buscando contribuir para o conhecimento mais aprofundado desse tipo de solo no Brasil e também possibilitando a utilização de seus parâmetros geotécnicos por órgãos públicos e privados no desenvolvimento de projetos.

2. OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho são:

- Estudar o comportamento geotécnico e determinar as propriedades intrínsecas da argila dura cinza-esverdeada da cidade de São Paulo, por meio de ensaios realizados em amostras reconstituídas.
- Definir um procedimento para preparação de amostras reconstituídas para esta argila.
- Estudar o comportamento do material na condição normalmente adensada e sobreadensada.
- Definir os parâmetros de resistência e deformabilidade por meio de ensaios triaxiais não drenados.

3. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A Bacia Sedimentar de São Paulo está inserida no contexto geomorfológico do Planalto Atlântico, na chamada Zona do Planalto Paulistano (ALMEIDA, 1964). Admite-se que sua origem é tectônica, estando correlacionada ao *Sistema de Rifts da Serra do Mar* (ALMEIDA, 1976), definido como um complexo de depressões tectônicas e regiões soerguidas por falhas, resultante de movimentos verticais opostos gerados entre a Bacia de Santos e a plataforma continental adjacente. Com o avanço dos estudos, este sistema passou a ser denominado *Rift Continental do Sudeste do Brasil* (RCSB), termo proposto por Riccomini (1989).

O RCSB é uma feição tectônica de idade cenozoica, com formato de uma faixa estreita e deprimida, alongada segundo direção ENE, aproximadamente paralela à linha de costa atual. Sua extensão é de cerca de 900 km e localiza-se entre as cidades de Curitiba/PR e Barra de São João/RJ (RICCOMINI *et al.*, 2004). Fazem parte também do RCSB as Bacias Sedimentares de Curitiba, Taubaté, Resende e Volta Redonda; de acordo com Riccomini (1989) estas bacias possuem origem em comum, tendo sido formadas em uma única calha deposicional e separadas em função do próprio tectonismo deformador do rift. Esta origem em comum das bacias explica a ocorrência de formações correlatas entre as mesmas, com camadas de comportamento geotécnico semelhante (KORMANN, 2002).

O embasamento cristalino do RCSB é correlacionado ao Cinturão de Dobramentos Ribeira (Hasui *et al.*, 1975), formado por rochas metamórficas de baixo a médio grau, gnaisses e migmatitos, de idade arqueana a neoproterozóica e também suítes de rochas granitoides, de idade neoproterozóica. De acordo com Riccomini *et al.* (2004) há consenso entre os estudiosos de que a instalação e desenvolvimento do RCSB estão associados ao evento de ruptura continental e abertura do Atlântico, o chamado Evento Sul-Atlantiano (ALMEIDA, 1967), embora ainda existam incertezas quanto aos mecanismos geradores e deformadores dessas bacias.

3.1 Geologia da Bacia de São Paulo

A área da Bacia Sedimentar de São Paulo é de aproximadamente 1.000 km², com eixo maior e menor de cerca de 75 e 25 km respectivamente, limitados à região metropolitana da cidade de São Paulo (RICCOMINI & COIMBRA, 1992). Dados de sondagem levantados por Takiya (1991) indicam que a espessura máxima de sedimentos na bacia é de 290 metros.

O preenchimento sedimentar da bacia é representado pelas rochas de deposição paleógena do Grupo Taubaté (Formação Resende, Formação Tremembé e Formação São Paulo) e neógena da Formação Itaquaquecetuba, hoje recobertas por sedimentos quaternários. A distribuição destas rochas pode ser observada no Mapa Geológico da Bacia de São Paulo elaborado por Riccomini *et al.* (2004), apresentado na Figura 1.

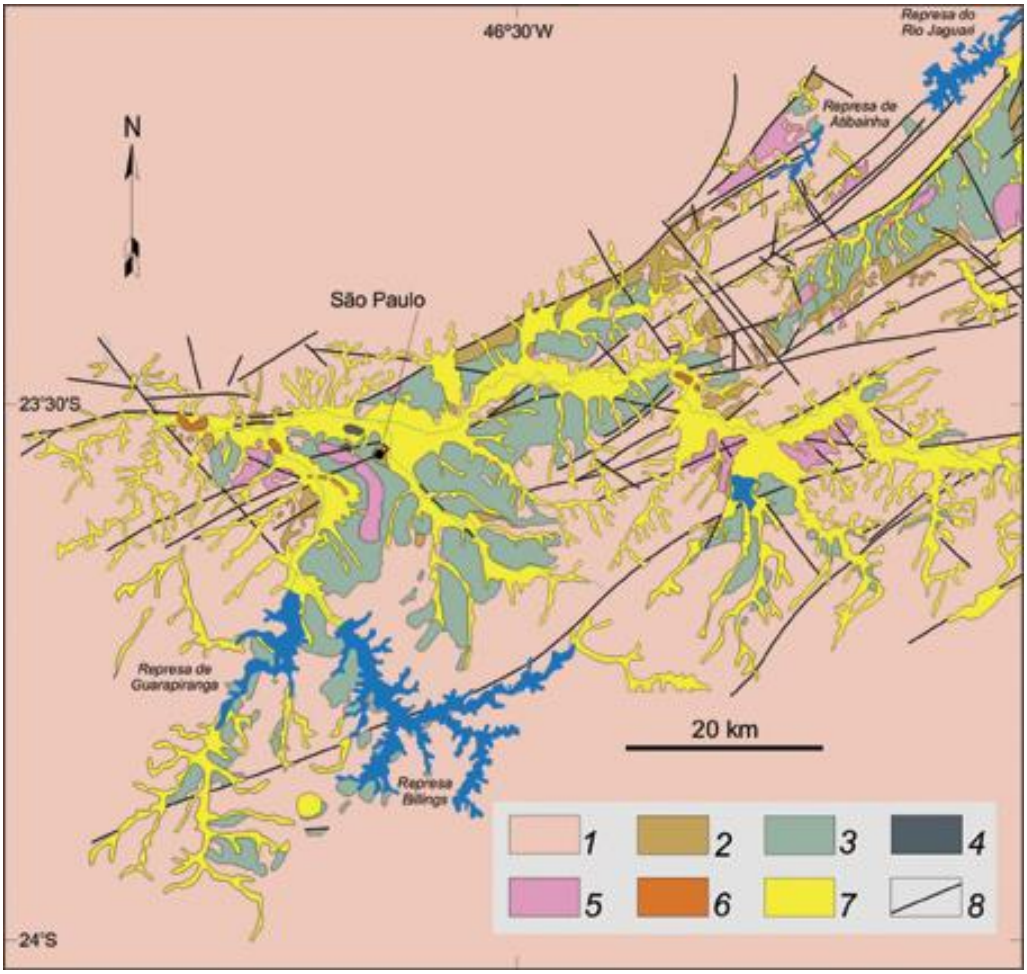

Figura 1: Mapa geológico da Bacia de São Paulo e porção sudoeste da Bacia de Taubaté: 1) Embasamento pré-cambriano; 2) Formação Resende (sistema de leques aluviais proximais); 3) Formação Resende (sistema de leques aluviais medianos a distais associados à planície aluvial de rios entrelaçados); 4) Formação Tremembé; 5) Formação São Paulo; 6) Formação Itaquaquecetuba; 7) Sedimentos quaternários; 8) Falhas cenozoicas. (RICCOMINI *et al*. 2004).

Segundo modelos de preenchimento de bacias do tipo *rift* (LEEDER & GAWTHORPE, 1987; GAWTHORPE & COLELLA, 1990; LEEDER, 1995) pode-se associar cada unidade litoestratigráfica da Bacia de São Paulo a um determinado sistema deposicional. Deste modo, a Formação Resende estaria associada a depósitos de leques aluviais, a Formação Tremembé a depósitos lacustres e as Formações São Paulo e

Itaquaquecetuba a depósitos fluviais. Informações mais detalhadas sobre os ambientes de sedimentação e as litofácies de cada Formação são fornecidas por Riccomini (1989) e Riccomini & Coimbra (1992).

A origem tectônica e a alternância de regimes de escoamento torrencial e lacustre à época de sua formação explicam a grande heterogeneidade que ocorre entre os solos da Bacia de São Paulo. De acordo com as denominações mais amplamente utilizadas para fins de engenharia, esses solos são assim dispostos (das cotas mais elevadas para as mais baixas) (COZZOLINO, 1972; VARGAS, 1953 e 1992; RICCOMINI & COIMBRA, 1992):

- Camadas superficiais (cotas 825 – 750 m) – *Argilas Porosas Vermelhas*: argilas enriquecidas em óxidos de ferro, gerados pelo processo de laterização. Estes solos foram parcialmente erodidos e seus resquícios são encontrados nas partes mais altas da cidade.

- Camadas de transição (cotas 800 – 750 m) – *Argilas rijas e duras vermelha, amarelo e cinza*: apesar de apresentarem as mesmas características de plasticidade e granulometria da camada anterior, Massad (1980) sugere que os dois horizontes sejam tratados como solos de origem distinta. Diferentemente da argila anterior, os poros não são aparentes, o teor de sílica é maior e há abundância de concreções de limonita.

- Camadas intermediárias (cotas 750 – 725 m) *– Argilas rijas variegadas e areias finas e médias argilosas variegadas:* apresentam coloração muito variada, de tons amarelos a vermelhos, vermelho-azul e branco. De acordo com Pinto e Massad (1972) caracterizam-se por possuir grande heterogeneidade, tanto em sua composição granulométrica, quanto nos parâmetros de resistência e compacidade.

- Camadas profundas (abaixo da cota 725 m) – *Argilas duras, cinza esverdeadas:* Foco de estudo deste trabalho; são denominadas no meio geotécnico como "*Taguá*". Em geral ocorrem abaixo do atual nível freático, ao longo de toda bacia. Maiores informações sobre esta camada serão apresentadas adiante.

- *Areias basais* (abaixo da cota 725 m): são encontradas em algumas localidades da bacia, assentadas sobre o embasamento cristalino ou ainda acima das argilas duras cinza esverdeadas. Caracterizam-se por serem areias grossas e médias, pouco argilosas, amarelas a avermelhadas.

Uma seção esquemática mostrando a disposição destas camadas ao longo do trecho da cidade de São Paulo é apresentada na Figura 2.

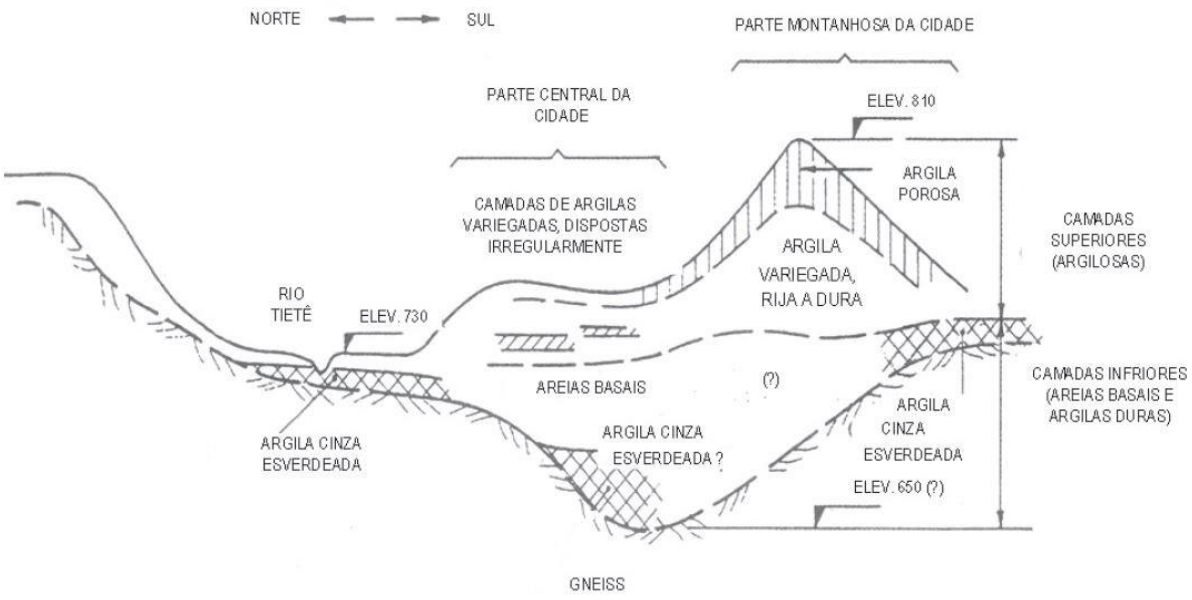

Figura 2: Seção esquemática dos solos da cidade de São Paulo (Marinho, Vargas e Vilar, 1998).

Uma correlação entre estes solos e as respectivas formações geológicas as quais pertencem, foi fornecida por Riccomini & Coimbra (1992). A Formação Resende, principal unidade da bacia, inclui as argilas duras cinza-esverdeadas e as areais basais; a Formação São Paulo inclui as argilas porosas vermelhas e os solos variegados das camadas de transição, e a Formação Tremembé inclui às argilas rijas variegadas das camadas intermediárias.

3.1.1 Formação Resende

A Formação Resende ocorre de maneira generalizada ao longo de todas as bacias do segmento central e representa grande parte dos depósitos mais significativos do RCSB. Na Bacia de São Paulo ocupa cerca de 80% de todo o preenchimento sedimentar, compreendendo a maior parte do pacote paleogênico.

Os depósitos desta formação representam um sistema de leques aluviais associados à planície fluvial de rios entrelaçados. Dentro deste sistema, são encontradas litofácies referentes às porções proximais e distais em relação à área fonte.

Os depósitos proximais são compostos por diamictitos e conglomerados com seixos, matacões e blocos angulosos a subarredondados, polimíticos, dispersos em matriz lamítica a arenosa, de coloração geralmente esverdeada, composta majoritariamente por argilominerais

esmectíticos (RICCOMINI, 1989; SANT'ANNA, 1999). Essas rochas ocorrem predominantemente ao longo da borda norte da bacia e seus pacotes possuem espessura decamétrica com acunhamento em direção às porções mais centrais da bacia.

Nas porções mais interiores são encontrados lamitos e lamitos arenosos de coloração esverdeada e também arenitos de coloração esverdeada a esbranquiçada ou acinzentada (RICCOMINI, 1989), representativos dos depósitos de áreas medianas a distais. A matriz dos lamitos é composta essencialmente por argilominerais esmectíticos de origem detrítica, com pequena porcentagem de quartzo, feldspato, mica e minerais máficos (SANT'ANNA, 1999). De acordo com Takiya (1991) também é possível encontrar caulinita nessa matriz, resultante de alteração das esmectitas. As argilas duras cinza-esverdeadas estão associadas a esses depósitos lamíticos.

O embasamento pré-cambriano possivelmente foi a principal área fonte de origem dos sedimentos lamíticos. De acordo com Riccomini (1989), a espessura dos lamitos pressupõe que houve um espesso regolito na área fonte, de natureza essencialmente pelítica, gerado pelo intemperismo de rochas granitoides em clima quente e úmido.

Apesar da formação dos sedimentos neste clima, segundo Riccomini (1989) sua preservação deve ter ocorrido em fase de clima mais seco, de baixa pluviosidade. Isso seria evidenciado pela ausência de um fracionamento granulométrico significativo nos lamitos, que ainda resguarda uma porcentagem de sedimentos mais grossos, mal selecionados, em meio a sedimentos essencialmente síltico-argilosos.

Riccomini (1989) aponta que as argilas são compostas essencialmente por esmectitas detríticas, sugerindo que não houve alteração diagenética das mesmas. Isso poderia ser explicado por eventos de corridas de lama, que geram ambientes de baixa porosidade e permeabilidade, que não permitem a percolação dos fluidos essenciais à diagênese, impossibilitando assim a alteração das esmectitas.

Assim, de acordo com os processos descritos por Riccomini (1989) uma possível síntese cronológica da formação dos lamitos da Formação Resende seria: a) intemperismo de rochas granitoides, sob clima úmido, gerando espesso regolito; b) transformação diagenética das argilas formadas pelo intemperismo em esmectitas, sob influência de clima semi-árido; c) corridas de lama de alta viscosidade sob regime de chuvas torrenciais e/ou recrudescimento de

atividade tectônica; d) preservação dos depósitos pela alta taxa de subsidência tectônica e baixo poder de retrabalhamento fluvial, ainda em condições semi-áridas.

3.1.2 Argilas duras cinza-esverdeadas (Taguá)

As argilas duras cinza-esverdeadas, foco de estudo deste trabalho, são encontradas em amplas áreas da bacia sedimentar de São Paulo, quase sempre abaixo do nível atual de drenagem. Localmente são chamadas de "Taguá" e se caracterizam por apresentarem coesão elevada, consistência rija a dura, estando em geral associadas a lentes de areias finas, argilosas, muito compactas de cor cinza-escuro (COZZOLINO, 1972; GURGUEIRA, 2013).

Essas argilas são geralmente encontradas em profundidade, abaixo da cota 725 m, muitas vezes recobrindo os vales dos Rios Tietê e Pinheiros (COZZOLINO, 1972). Dados levantados por Vargas (1992) apontam que podem ser encontradas depositadas diretamente sob o embasamento cristalino, mas também sob as chamadas camadas de "areias basais", havendo alternância ao longo de toda a Bacia de São Paulo.

Sua coloração varia entre cinza-esverdeado a cinza-azulado, porém em locais expostos à alteração intempérica podem apresentar-se com aspecto marrom amarelado (Figura 3). Trata-se de um material friável, apresentando frequentemente grande número de fissuras (PENNA, 1982).

Figura 3: Amostra representativa das argilas cinza-esverdeadas do Taguá, na qual também se podem notar porções com manchas marrom-amareladas.

De acordo com Penna (1982), as fissuras tendem a ocorrer mais frequentemente nas porções mais rasas do perfil de solo, tal como ilustrado na Figura 4, podendo sua origem estar relacionada aos alívios de tensões ocasionados pelas remoções de carga durante os eventos erosivos, bem como resultado da ação do intemperismo físico e químico. Embora a ocorrência das fissuras seja relatada por alguns autores, não existem estudos mais específicos que detalhem a orientação e distribuição espacial dessas fissuras.

Figura 4: Padrão de fissuramento das argilas do Taguá.

A importância da compreensão do padrão de fissuramento no âmbito das argilas duras se deve ao fato de que as juntas e fissuras representam superfícies de fraqueza que tornam a resistência da argila menor nestes pontos. De acordo com Skempton (1969), além de reduzir a resistência e permitir o "amolecimento" da argila, as fissuras promovem concentrações de tensões que irão exceder a resistência de pico nestes locais, levando a um rompimento progressivo do solo. Nesse sentido, Skempton (1977) demonstra que as resistências das juntas e fissuras são superiores aos valores da resistência residual do solo, porém semelhantes aos valores de resistência encontrados em amostras reconstituídas.

Muitos autores descrevem essas argilas como *fortemente sobreadensadas*, sendo que algumas hipóteses são levantadas para explicar a origem deste sobreadensamento (VARGAS, 1953 e 1980; COZZOLINO, 1972; MASSAD, 1980; PENNA, 1982). A hipótese mais comumente discutida diz respeito ao sobreadensamento causado pela erosão dos vales dos rios Tietê e Pinheiros, onde aproximadamente 100 metros de material devem ter sido removidos pelos eventos erosivos.

De acordo com Penna (1982), entretanto, ensaios realizados em algumas amostras revelaram tensões de pré-adensamento superiores às máximas tensões efetivas já atuantes, o que indicaria que a carga de soterramento não foi o único fator de sobreadensamento. Assim, outros fatores que pudessem explicar esses valores maiores das tensões de pré-adensamento começaram a ser levantados.

Uma das hipóteses que poderia explicar esse fenômeno envolve o processo de "envelhecimento" das argilas, o qual segundo Bjerrum (1973) pode ser entendido como um adensamento adicional causado pela atuação prolongada de uma dada carga no solo, gerando compressão secundária.

Outras hipóteses citadas por Penna (1982) seriam o pré-adensamento aparente causado por agentes químicos, gerados durante o intemperismo e cimentação; e também o efeito de pré-adensamento devido a ciclos de umedecimento/ ressecamento das argilas, causados por variações do nível d'água na fase de sedimentação, que explicaria inclusive parte dos fissuramentos encontrados neste material.

Os dados disponíveis na literatura sobre os parâmetros geotécnicos desse material foram todos obtidos a partir de ensaios realizados com amostras indeformadas. Até o momento, nenhuma informação pôde ser encontrada a respeito de seu comportamento no estado reconstituído, não havendo informações sobre seus parâmetros intrínsecos. Assim, os dados apresentados a seguir dizem respeito ao solo no estado indeformado.

Ensaios de caracterização revelam composição granulométrica com fração de finos superior a 60%, sendo a fração areia essencialmente fina. Dados de Penna (1982) e Massad (1992) são similares quanto ao limite de liquidez (40-75%) e limite de plasticidade (15-30%), estando o solo situado acima da linha A na Carta de Plasticidade de Casagrande. Resultados de Negro *et al*. (2012) porém, colocam o Taguá abaixo da linha A na carta de plasticidade. Análises mineralógicas apontam predominância de argilominerais como caulinita, illita e montmorilonita (PENNA, 1982; MASSAD, 1992). O índice de atividade médio do Taguá é da ordem de 0,5 (NEGRO et al., 2012).

Ensaios de adensamento realizados por Pinto e Massad (1972) resultaram em pressões de pré-adensamento entre 700 a 850 kPa. No trabalho de Penna (1982), estes valores chegam até 2150 kPa. Ensaios pressiométricos realizados por Pinto e Abramento (1998), porém apontaram a possibilidade destas pressões chegarem até 4800 kPa.

Massad (2012) apresenta uma análise dos parâmetros obtidos por meios dos ensaios pressiométricos (Camkometer), realizados em camadas de argilas rijas e duras encontradas no Ibirapuera por Pinto e Abramento (1998) e que estão apresentadas na Figura 5. Nesta observam-se valores obtidos para o K_0, resistência não drenada das argilas s_u e módulo cisalhante $G_{0.1}$, além dos valores de SPT de acordo com a profundidade.

Os autores ressaltam o elevado gradiente de crescimento de rigidez e resistência que ocorre entre as profundidades de 12 a 15 m, que confirmariam a ideia de que apenas o carregamento seguido de erosão não seria suficiente para gerar pressões de pré-adensamento tão altas, devendo assim ter ocorrido também outro processo, como a atuação dos agentes químicos cimentantes. É citada ainda a possibilidade de perda parcial do elevado pré-adensamento nas partes superiores da camada, causada por deformações lentas, gerando um efeito de "amolecimento".

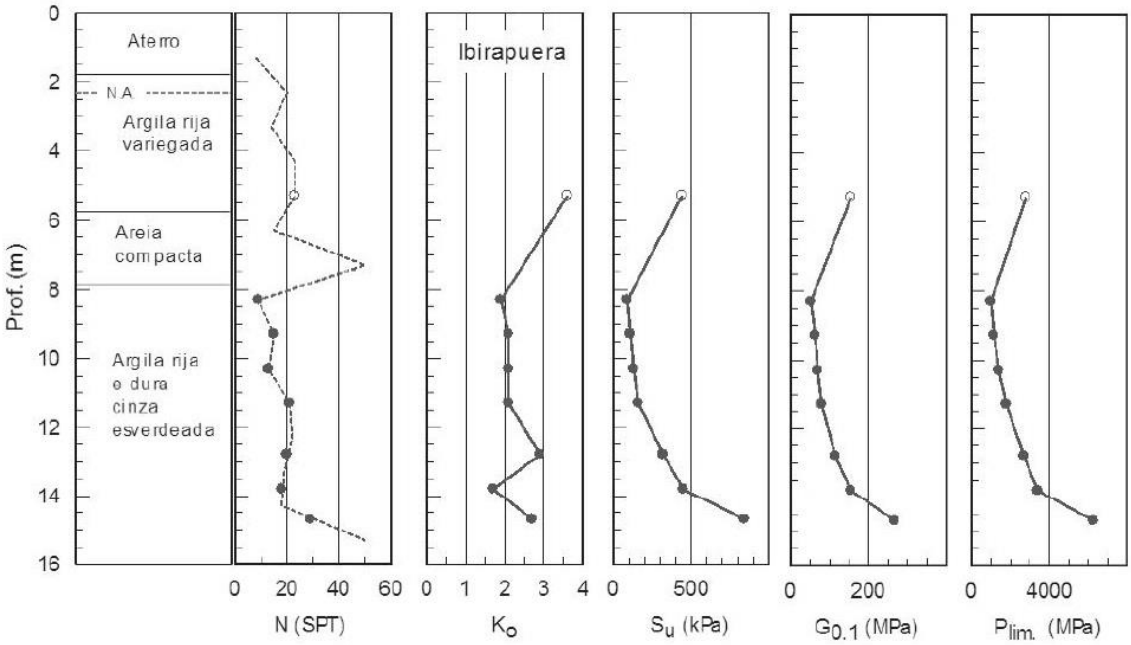

Figura 5: Perfil geotécnico, valores de SPT e parâmetros obtidos por meio do Camkometer, na região do Ibirapuera (Pinto e Abramento, 1998).

Com os resultados destes ensaios, Pinto e Abramento (1998) ainda calcularam o módulo de deformabilidade tangente inicial (Ei), obtido por meio de correlação direta com $G_{0.1}$, admitindo-se um coeficiente de Poisson de 0,5. Na Figura 6 pode ser observado como é o comportamento do módulo Ei de acordo com a variação da profundidade, com topo na cota 752 m.

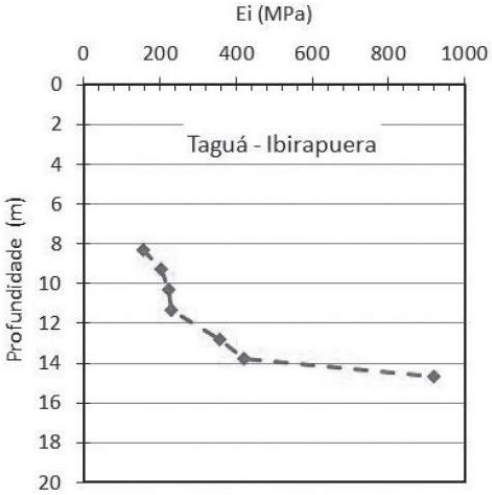

Figura 6: Ei em função da profundidade (Pinto e Abramento, 1998).

Valores de K_0, de resistência não drenada s_u, além da razão de sobreadensamento (RSA), foram obtidos também por Negro *et al.* (2012) por meio da realização de ensaios dilatométricos (DMT) e de palheta (Vane Tests) na região da Estação Sacomã do Metrô de São Paulo. Estes dados são apresentados na Figura 7.

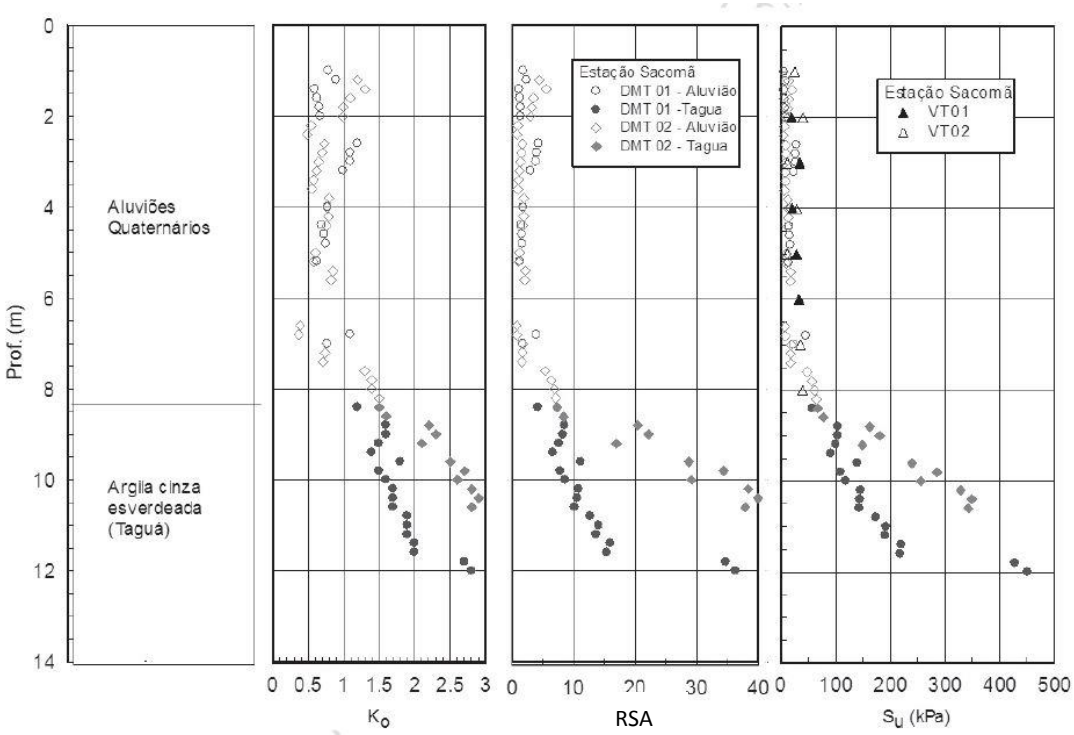

Figura 7: Parâmetros obtidos em ensaios DMT e palheta, na região da Estação Sacomã do Metrô de São Paulo (Elaborada a partir dos dados de Negro et al., 2012)

Negro *et al.* (2012) observaram a ocorrência de uma camada de "Taguá amolecido", com valores de SPT inferiores a 30, após a qual as argilas voltam a atingir valores de até 80

golpes, próximos à cota 720 m. Além disso, há novamente alto gradiente de crescimento da resistência com a profundidade. Esses fatos corroboram as observações feitas por Pinto e Abramento (1998) sobre as argilas rijas e duras do Ibirapuera.

Ensaios de cisalhamento direto realizados por Massad (1980) em amostras indeformadas revelaram valores de cerca de 40 kPa para a coesão efetiva c' do taguá. Ensaios mais recentes, realizados para a Linha 4 do Metrô, apresentam nova faixa de valores para c', os quais Negro *et al.* (2012) correlacionaram com valores de SPT (Tabela 1). Os valores para o ângulo de atrito efetivo, φ'_a, foram da ordem de 20 a 23°, consistentes com o intervalo de 25 a 30° encontrados nos ensaios realizados por Galves e Massad (1982).

Tabela 1: Valores de coesão efetiva do Taguá (Negro *et al.*, 2012).

SPT	10-20	15-25	25-40	> 40
c' (kPa)	50	75	100	150

Um resumo sobre os parâmetros do Taguá definidos pelos principais autores citados é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Quadro comparativo dos parâmetros definidos por diversos autores

	Massad (1992)	**Penna (1982)**	**Pinto e Abramento (1998)**	**Negro *et al.* (2012)**
W_L (%)	50 – 90	40 – 75	40-70	22 – 80
W_P (%)	20 – 40	15 – 30	-	-
I_P (%)	30 – 60	15 – 45	-	7 – 35
% < 2μ	31 – 59	30 – 70	-	-
σ'_p	700 – 850	220 – 2150	300 – 4800	300 – 3000
SPT	-	10 – 78	10 – 30	10 – 80
Φ'_a	25° - 35°	-	-	20° - 23°
c' (kPa)	40	-	-	50 – 150
Su	-	-	100 – 800	100 – 450
Ko	-	-	2 – 3	1 – 2,5

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

4.1 Solos reconstituídos

Nos ensaios realizados em Mecânica dos Solos destacam-se o uso de diversos tipos de amostras, entre elas as indeformadas e as reconstituídas. As amostras indeformadas são obtidas a partir de solos naturais, de modo que sua estrutura original de sedimentação é preservada pelos processos de amostragem. Já as amostras reconstituídas são provenientes de solos que tiveram sua estrutura original desfeita e que passaram por métodos de reconstituição em laboratório.

Os solos reconstituídos se diferenciam dos solos naturais em um grande número de aspectos, porém essas diferenças advêm basicamente da influência da micro- e da macroestrutura no comportamento do solo. Um solo reconstituído é obtido ao remoldar um solo natural, desfazendo as ligações entre suas partículas e eliminando os planos preferenciais de orientação, de modo a produzir uma macroestrutura mais homogênea.

Segundo Burland (1990) uma argila reconstituída pode ser definida como aquela que foi completamente "misturada" em um teor de umidade igual ou maior que o seu limite de liquidez (em geral entre 1 e 1,5 w_L). A argila não deve ser submetida à secagem e sua consolidação deve ser feita em condições unidimensionais.

Fearon & Coop (2000) ressaltam que o comportamento de uma amostra reconstituída pode ser influenciado pelo "esforço" aplicado no processo de reconstituição. Esse esforço estaria correlacionado com o vigor empregado na mistura de uma argila com um dado teor de umidade. Em seu trabalho, os autores testaram três processos de preparação, os quais denominaram de procedimento *padrão*, *reconstituído* e *moído*.

No procedimento *padrão*, o solo deve ser quebrado em pequenos pedaços, colocado em um recipiente com água destilada e repousar de um dia para outro. O conteúdo de água utilizado deve ser suficiente para que o teor de umidade final do solo seja ligeiramente menor que seu limite de liquidez. O solo deve então ser misturado manualmente e repousar de um dia para o outro novamente. Após este processo, o teste do limite de liquidez deve ser realizado para confirmar que o teor de umidade do solo está no valor desejado.

O procedimento *reconstituído* é semelhante, porém o conteúdo de água utilizado deve ser suficiente para deixar o teor de umidade do solo entre 1 e 1,5 w_L e após o repouso o solo

deverá ser misturado mecanicamente por duas horas, até que uma lama homogênea seja obtida. O solo deve então ser submetido a um consolidômetro, de modo que seu teor de umidade seja reduzido até que a amostra possa ser manipulada sem dificuldade, como para a realização de um ensaio triaxial por exemplo.

O procedimento *moído*, por fim, diz respeito a um solo que é misturado a um determinado teor de umidade e passado por uma espécie de moedor diversas vezes. O material é deixado em repouso de um dia para o outro em um recipiente com um conteúdo de água ligeiramente menor que seu limite de liquidez e depois misturado mecanicamente até que a lama homogênea seja formada. O solo por fim é colocado em um consolidômetro, tal qual no procedimento reconstituído.

Na realização dos procedimentos *padrão*, *reconstituído* e *moído* é aplicada na manipulação do material uma "energia" baixa, moderada e alta, respectivamente. De acordo com os resultados dos autores, muitas vezes o procedimento padrão, por empregar baixa energia, não consegue desagregar suficientemente as partículas de solo, de modo que não é possível se alcançar uma homogeneidade de desestruturação satisfatória. Por outro lado, o processo moído, que aplica uma energia muita alta, causa um grau de destruição das partículas muito grande, de modo que estas ficam muito finas, tendendo a se orientar quando em repouso, influenciando assim no comportamento do material.

Assim, de acordo com Fearon & Coop (2000), o processo *reconstituído* é o que fornece um material de referência mais apropriado para ser comparado com solos naturais, visto que são gerados solos mais homogêneos e estáveis comparativamente aos outros dois processos. O processo *reconstituído* também tem como vantagem o fato de ser facilmente reproduzível. Vale ressaltar que o teor de umidade empregado pelos autores neste processo está de acordo com o proposto por Burland (1990).

Burland (1990) introduz também o conceito de "propriedades intrínsecas", referentes aos solos reconstituídos, que se diferenciam das propriedades dos solos indeformados por serem independentes da estrutura do solo em seu estado natural. As propriedades intrínsecas são identificadas por um asterisco, por exemplo, o parâmetro Cc* que representa o índice de compressão intrínseco de um dado material.

A influência da estrutura no comportamento de uma argila pode ser compreendida a partir da comparação entre as Linhas de Compressão de Sedimentação (LCS) e a Linha de

Compressão Intrínseca (LCI). Curvas de compressão foram apresentadas por Skempton (1970) para representar a consolidação de argilas naturais e apresentam-se relacionando os índices de vazios in situ (e_0) com as tensões efetivas de carga (σ_{v0}) para algumas argilas normalmente adensadas, conforme ilustrado na Figura 8. Nesta figura pode-se observar que Skempton (1970) analisou estas curvas de compressão em termos do teor de umidade, mostrando que a posição relativa de cada argila depende do seu limite de liquidez.

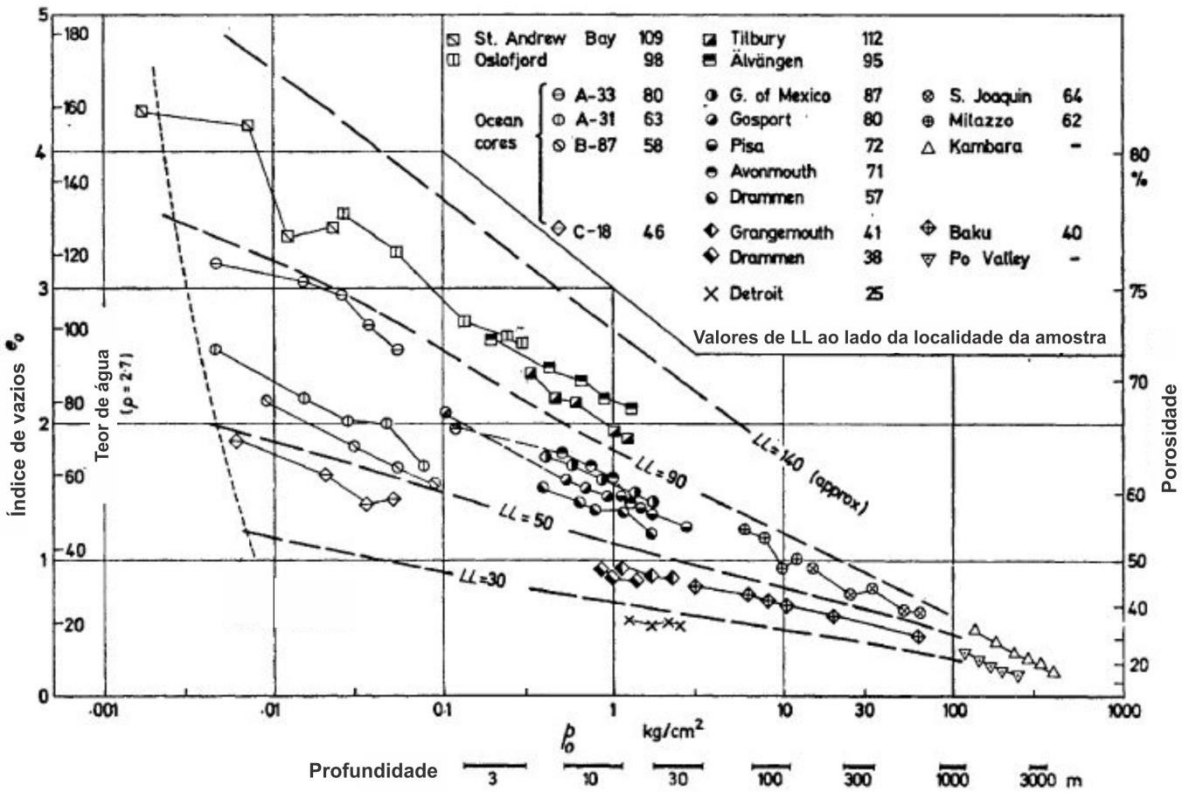

Figura 8: Curvas de sedimentação para argilas normalmente consolidadas (Skempton, 1970)

Para correlacionar essas curvas com as curvas de compressão dos materiais reconstituídos em laboratório, Burland (1990) define o índice *Iv* como sendo uma normalização do índice de vazios (*void index*). Na tradução deste termo para o português deve se tomar cuidado para não haver confusão com o conceito de índice de vazios normalmente utilizado, que diz respeito à relação entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas de um solo. Deste modo, o índice estabelecido por Burland (1990) será denominado de *taxa de vazios* neste trabalho, sendo definido como,

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C^*_c} \qquad \text{(I)}$$

A taxa de vazios foi adotada por Burland (1990) por ser uma propriedade diretamente relacionada com a proporção de vazios do solo, ao contrário do limite de liquidez que faz essa relação de modo indireto em função do teor de umidade (*w*). Na definição de Iv, os parâmetros e^*_{100} e e^*_{1000} representam os índices de vazios intrínsecos correspondentes à σ_v'= 100 e 1000 kPa, respectivamente. Esse parâmetro é utilizado por Burland (1990) para normalização dos dados.

4.2 Linha de Compressão Intrínseca (LCI)

A partir da normalização dos dados de Skempton (1970) em termos da taxa de vazios, Burland (1990) construiu a Linha de Compressão de Sedimentação para os solos naturais e a Linha de Compressão Intrínseca para solos na condição reconstituída.

De acordo com o autor, a LCI pode ser obtida para qualquer argila reconstituída, se for garantida sua reconstituição em um teor de água entre 1 w_L e 1.5 w_L e se promovidos incrementos de carga suficientemente longos que permitam a consolidação primária, de modo que a LCI será bem definida para pressões maiores ou iguais a 100 kPa. A Figura 9 ilustra a construção da LCI para três solos.

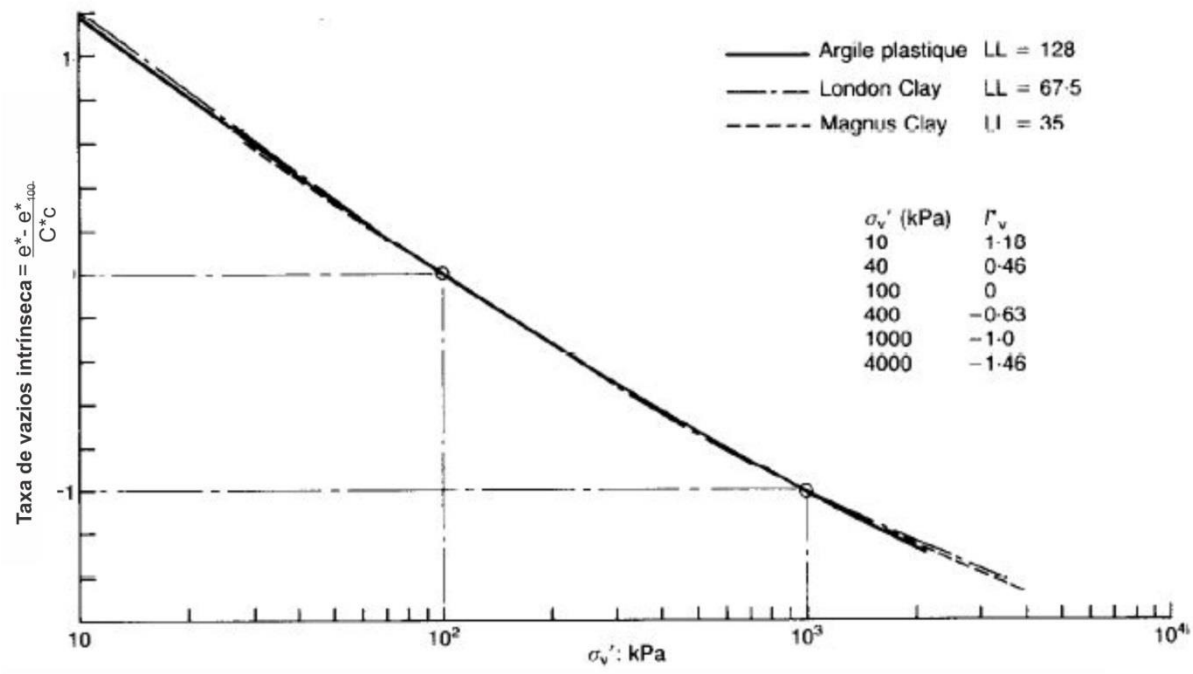

Figura 9: Linha de compressão intrínseca obtida a partir da normalização das curvas de compressão intrínsecas (Burland, 1990)

Ao colocar a LCS e a LCI em um mesmo gráfico Iv_0 x σ'_{v0}, as diferenças entre as duas linhas ficam evidentes, conforme ilustrado pela Figura 10. Nota-se que no intervalo σ_v'= 10 kPa a σ'_v = 1000 kPa as duas são aproximadamente paralelas, embora para um dado valor de Iv_0 a pressão efetiva da argila natural é aproximadamente cinco vezes maior do que para o mesmo valor de Iv_0 em relação às argilas reconstituídas. Essa observação demonstra que as argilas naturais possuem uma resistência maior em função de sua estrutura natural de sedimentação, que envolve o arranjo e as ligações químicas desenvolvidas entre as partículas ao longo do tempo e que são destruídas pelo processo de reconstituição.

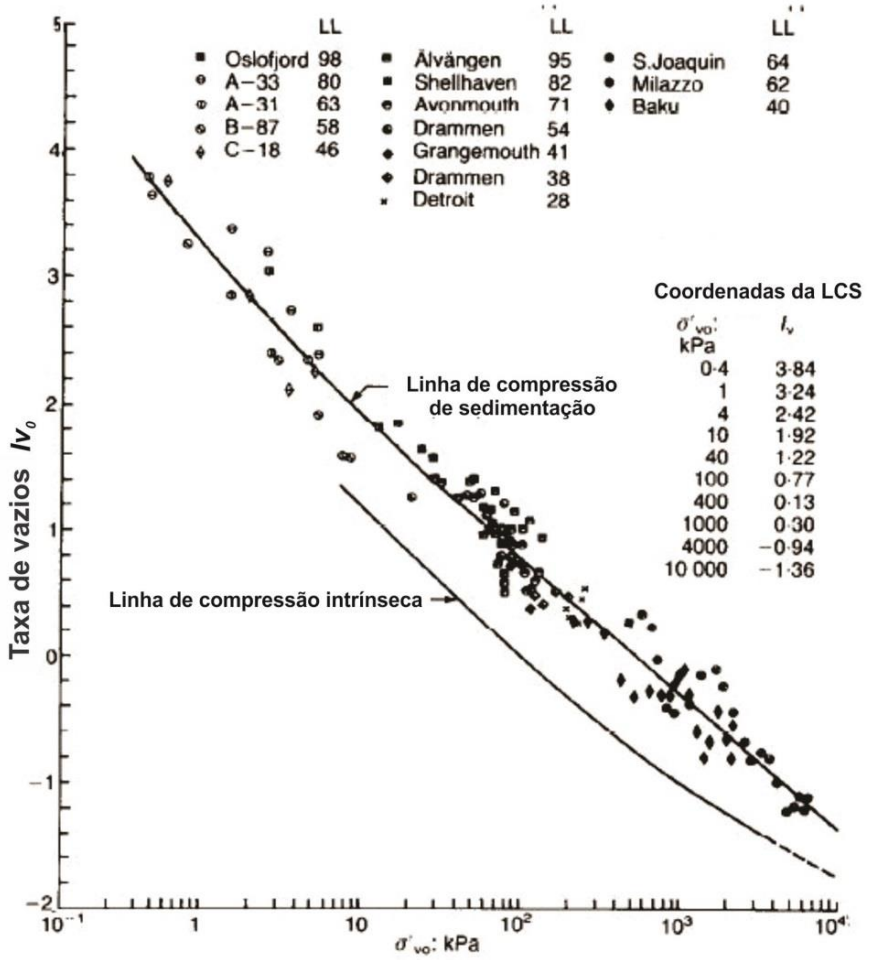

Figura 10: Relação entre LCS e LCI, plotadas em um mesmo gráfico Iv0 x log σv0' (Burland, 1990).

Ainda da comparação entre as duas linhas pode-se notar que para pressões efetivas maiores que 1000 kPa, a LCI e a LCS tendem a convergir, indicando que os solos naturais e reconstituídos assumem um comportamento semelhante quando submetidos a altas pressões.

A utilização de Iv como parâmetro de normalização tem também como vantagem a possibilidade de comparar curvas de compressão obtidas em ensaios oedométricos com a LCS e a LCI. Amostras indeformadas ensaiadas por Wu (1958) e analisadas utilizando o Iv, demonstram que para argilas naturais as curvas de compressão iniciam próximas à LCS e após o ponto de ruptura estas se tornam significativamente mais íngremes, convergindo progressivamente em direção à LCI, comportamento atribuído ao rompimento da estrutura. Este padrão de convergência pode ser observado na Figura 11.

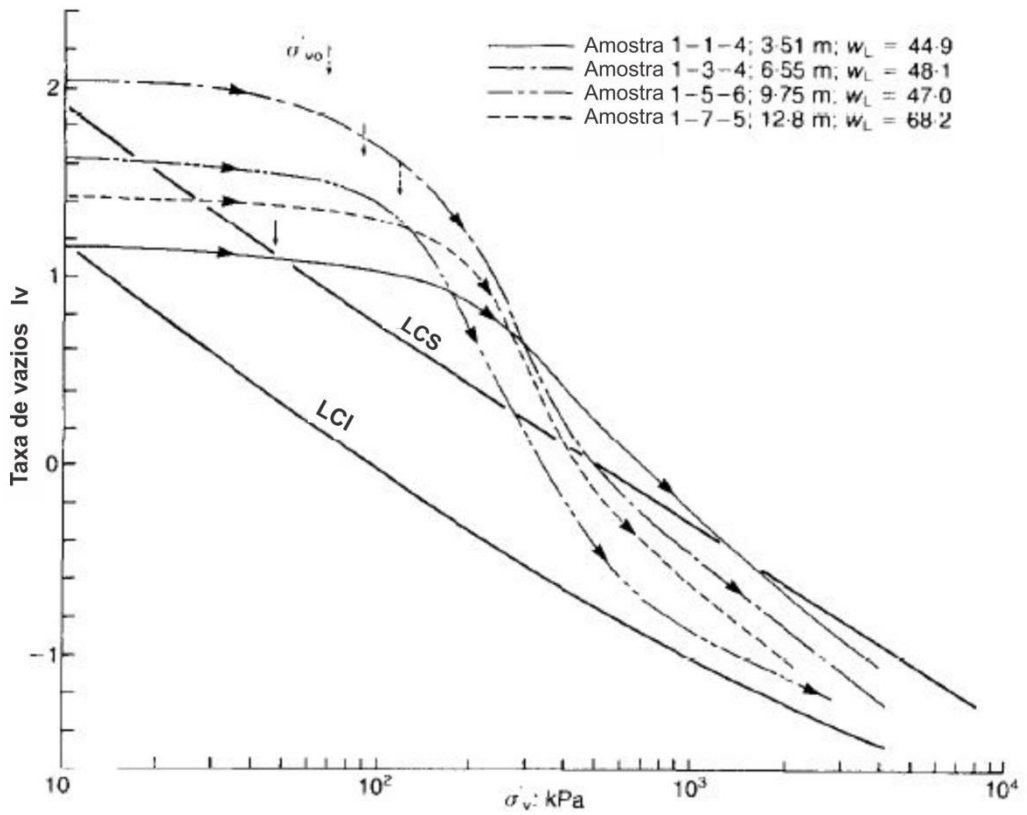

Figura 11: Curvas obtidas em ensaios oedométricos mostrando a LCS convergindo em direção à LCI. (Burland, 1990)

McClelland (1967) realizou ensaios em solos do delta do Mississipi e seus dados foram correlacionados com a LCS e a LCI, fornecendo informações importantes sobre os fatores que controlam a estrutura *in situ* de uma argila. As amostras utilizadas pelo autor foram obtidas por meio de um furo de sondagem de 85 metros, sendo que os primeiros 60 metros são formados por um material que foi depositado tão rapidamente de modo que ainda se encontra relativamente inconsolidado. Seus resultados demonstram que as condições de deposição afetam profundamente a trama estrutural entre os sedimentos, que não é facilmente alterada por incrementos subsequentes nas cargas provenientes da deposição de novas

camadas. Nesse sentido, os fatores mais significativos são a taxa de deposição e a quietude das águas.

Solos formados em ambientes de águas calmas, com deposição lenta, apresentam estrutura mais aberta, sem orientação preferencial das partículas. Apresentam também altas taxas de vazios, de modo que no gráfico Iv x σ_v' localizam-se próximos ou acima da LCS. De maneira contrária, solos formados por deposições rápidas em ambientes de águas agitadas, ou afetados por correntes, apresentam maior orientação preferencial das partículas, de modo que a estrutura se torna mais fechada, compacta, e a taxa de vazios é baixa. (BURLAND, 1990).

Contudo, deve-se ressaltar que em um primeiro momento, a comparação entre a LCI e a LCS é feita considerando apenas argilas normalmente adensadas. No caso das argilas sobreadensadas, significativas mudanças ocorrem em sua estrutura devido aos processos geológicos aos quais são submetidas ao longo do tempo. Para uma mesma tensão efetiva, argilas sobreadensadas costumam apresentar índices de vazios muito menores do que os apresentados pelas argilas normalmente adensadas. Deste modo, é de se esperar que as argilas sobreadensadas se localizem em um estado de tensões à esquerda da LCI.

Burland (1990) representa o estado de tensões (e x $log\ \sigma'_v$) de uma argila sobreadensada, de maneira genérica, na Figura 12-a. Plotando este mesmo estado de tensões em termos da taxa de vazios Iv é possível observar qual seria o posicionamento desta argila relativamente às linhas LCI e LCS e também estimar sua razão de sobreadensamento, conforme ilustrado na Figura 12-b. Chandler (2000) ilustra, conforme a Figura 12-c, esta situação para um caso real, a partir de ensaios realizados em seis amostras da Argila de Londres, material reconhecidamente sobreadensado. Os resultados confirmam o que foi enunciado por Burland (1990), com as amostras se situando à esquerda da LCI, demonstrando que a estrutura das argilas é diretamente afetada pelo processo de sobreadensamento, sofrendo significativa redução nos seus índices de vazios. Nestes casos, as argilas apresentam Iv ainda menores do que seriam esperados para solos reconstituídos em uma mesma tensão efetiva.

A comparação das curvas de sedimentação de solos sobreadensados com a LCI pode fornecer importantes informações sobre a influência do processo de sobreadensamento na redução dos vazios do solo, e consequentemente nos seus parâmetros de resistência e deformabilidade.

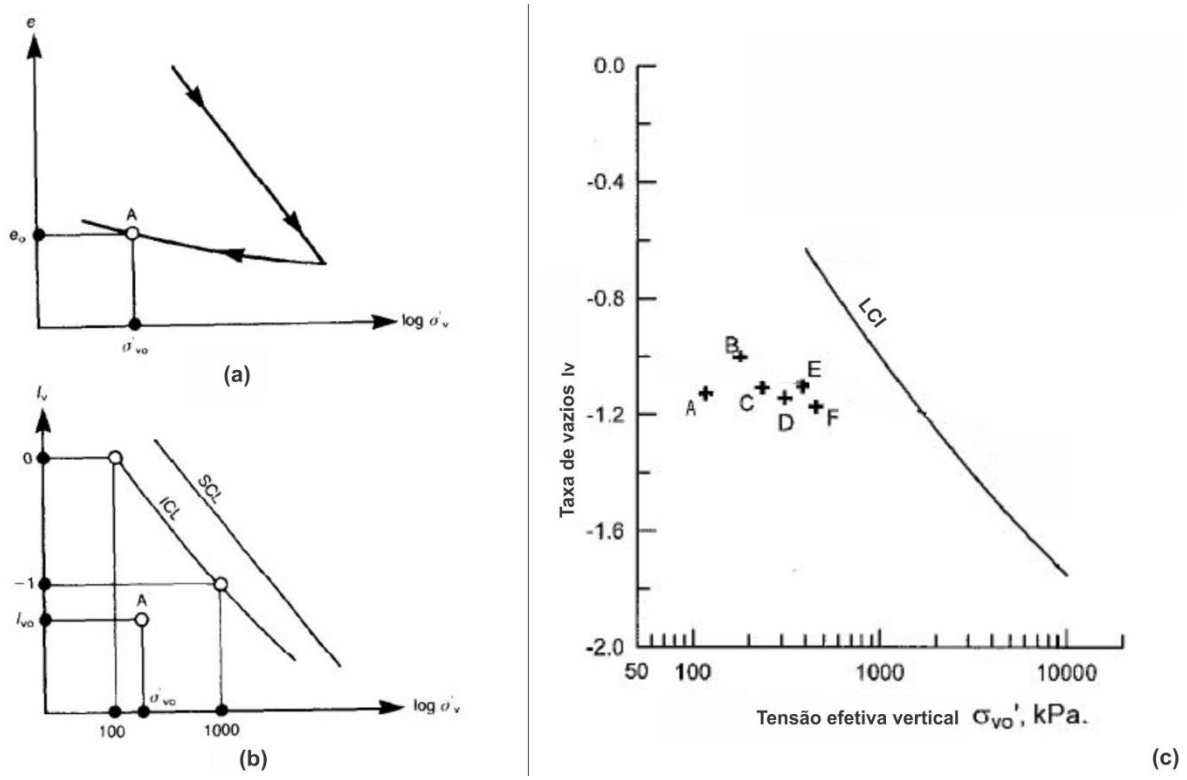

Figura 12: Posicionamento de argilas sobreadensadas relativamente à LCI e à LCS. Adaptado de Burland (1990) e Chandler (2000).

4.3 Resistência intrínseca ao cisalhamento

Além da discussão acerca das diferenças de comportamento entre argilas indeformadas e reconstituídas em termos de compressibilidade, Burland (1990) também faz uma breve comparação em termos de resistência ao cisalhamento. Em seu trabalho o autor denomina a resistência apresentada pelas argilas reconstituídas de “resistência intrínseca ao cisalhamento” ou ainda “resistência ao cisalhamento no estado crítico”.

Essa última denominação é adotada, pois alguns autores consideram que a resistência no estado crítico de argilas normalmente adensadas pode ser bem caracterizada através de ensaios de resistência realizados em amostras remoldadas. Para demonstrar isso, Burland (1990) apresenta em seu trabalho a Figura 13 onde se observam círculos de Mohr correspondentes aos resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras reconstituídas, referentes ao seu comportamento em ensaios drenado (13-a) e não drenado (13-b). De acordo com o autor, a envoltória de ruptura seria compatível com uma linha de ruptura intrínseca (LRI) e a condição de estado crítico fica caracterizada pelo comportamento dos diagramas de deformação volumétrica localizados à direita de cada círculo correspondente.

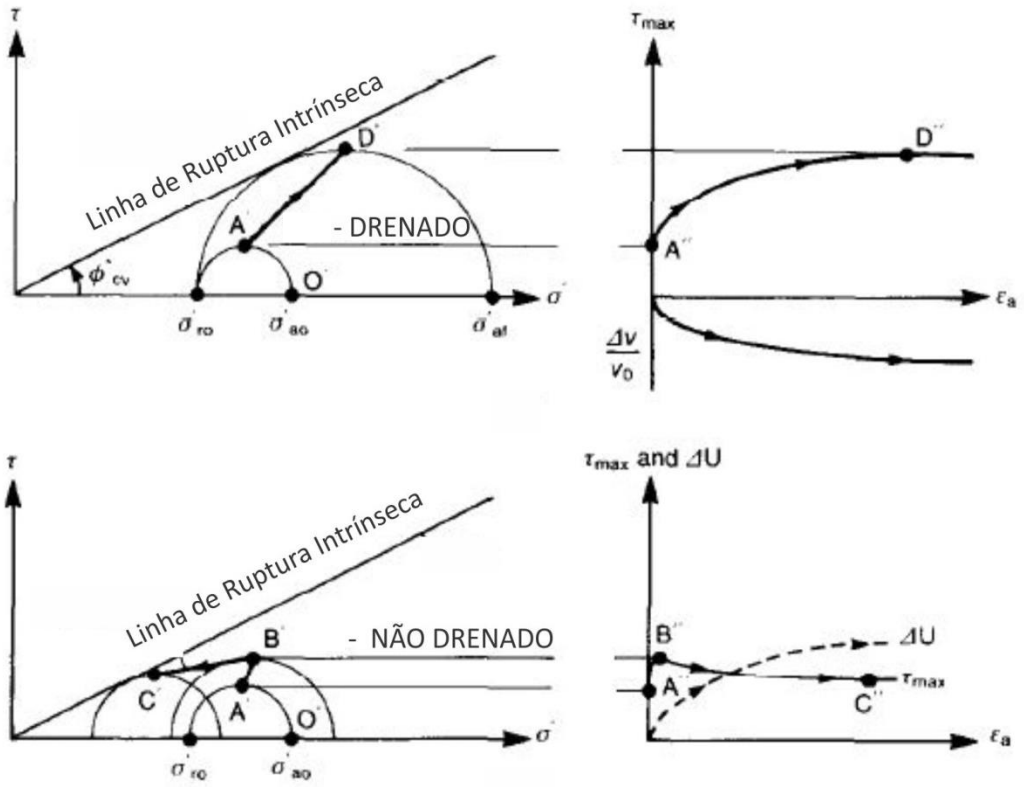

Figura 13: Comportamento idealizado de argilas reconstituídas em ensaios triaxiais, em condições drenadas e não drenadas. (Burland, 1990)

Alguns autores, entretanto, se mostram cautelosos com a adoção da definição de "resistência no estado crítico" para se correlacionar com a resistência apresentada pelas argilas normalmente adensadas, visto que toda a concepção da teoria do estado crítico é baseada no comportamento idealizado para um determinado solo, que muitas vezes não é condizente com o comportamento real deste solo.

Nesse sentido, seria mais adequado correlacionar a resistência das argilas reconstituídas com as ideias formuladas por Skempton (1977). Um solo argiloso, a depender de seu histórico de tensões e rupturas, pode apresentar três diferentes tipos de envoltórias de resistência ao cisalhamento: sobreadensada, normalmente adensada ou *fully softened*, e residual (Figura 14). De acordo com Skempton (1977), a obtenção de parâmetros em laboratório da resistência normalmente adensada ou *fully softened*, termo pelo qual é mais amplamente conhecida em inglês, devem ser preferencialmente feita utilizando amostras reconstituídas.

Na natureza, essa resistência normalmente adensada está correlacionada com solos que não foram sobreadensados, ou seja, que historicamente nunca estiveram submetidos a tensões

maiores do que as atuais. Também se referem a solos sobreadensados que vivenciaram uma perda de resistência ao longo do tempo, que pode ter sido causada por diversos fatores tais como ciclos de umedecimento e secagem, descompressão lateral ou até pelo desenvolvimento de fissuras. Ao passar por esses processos os solos perdem significativa parcela de resistência, pois estes causam certo grau de desestruturação, fazendo com que sejam desfeitas as tramas e arranjos que foram naturalmente formados ao longo do tempo geológico (processos de sedimentação e sobreadensamento). Com a quebra desses arranjos, a resistência mobilizada pelo solo diz respeito somente à sua resistência intrínseca, aquela que independe da estrutura e é devido a esse motivo que a resistência normalmente adensada das argilas pode ser diretamente correlacionada com a resistência das argilas reconstituídas.

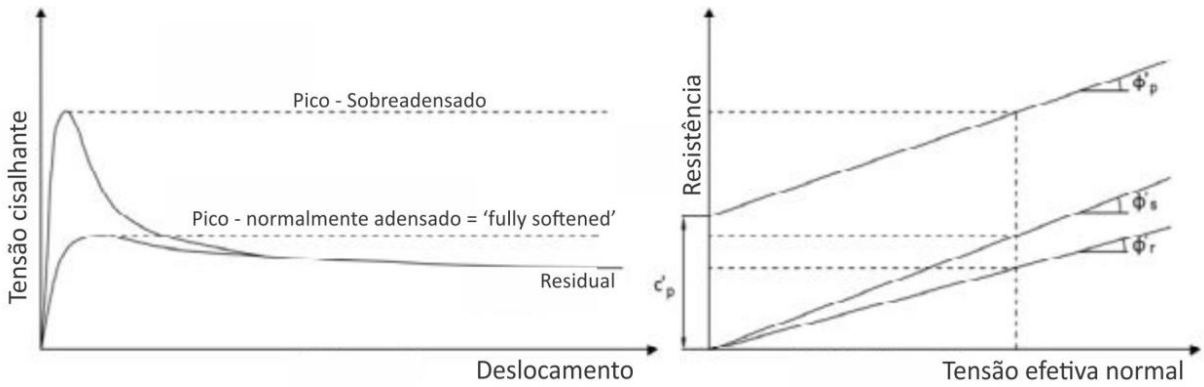

Figura 14: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para solos argilosos nas condições sobreadensada, normalmente adensada e residual (Skempton, 1977)

Skempton (1977) enfatiza a correlação entre a resistência normalmente adensada obtida a partir de amostras reconstituídas com a resistência obtida ao longo de fissuras em argilas sobreadensadas, tal como demonstrado na Figura 15. Nesta, Skempton (1977) apresenta os dados obtidos para ensaios realizados nesses dois tipos de materiais em termos de resistência x tensão efetiva. Dos resultados é notável a concentração ao longo de uma linha de ruptura única.

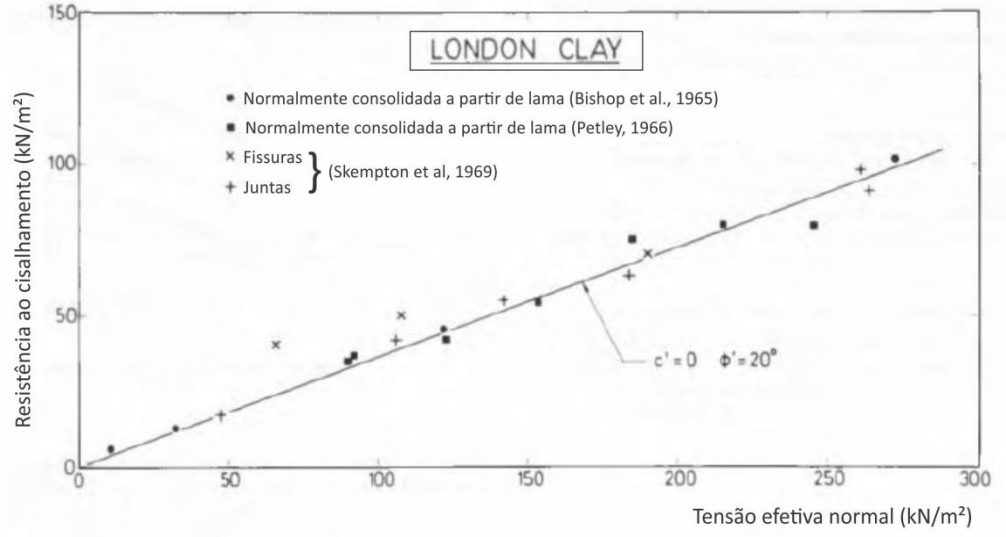

Figura 15: Correlação entre a resistência ao cisalhamento de juntas e fissuras x amostras reconstituídas (Skempton, 1977).

Corroborando esses conceitos, a Figura 16 ilustra, com dados obtidos a partir de ensaios realizados com a Argila de Londres (Skempton, 1969), a correlação entre a resistência de pico das fissuras com as resistências de pico da amostra sobreadensada indeformada e resistência residual. Pode-se observar que, apesar de haver certo grau de desestruturação neste solo, a resistência apresentada para esse tipo de amostra, e para as amostras reconstituídas, é ligeiramente maior que a resistência residual do mesmo material.

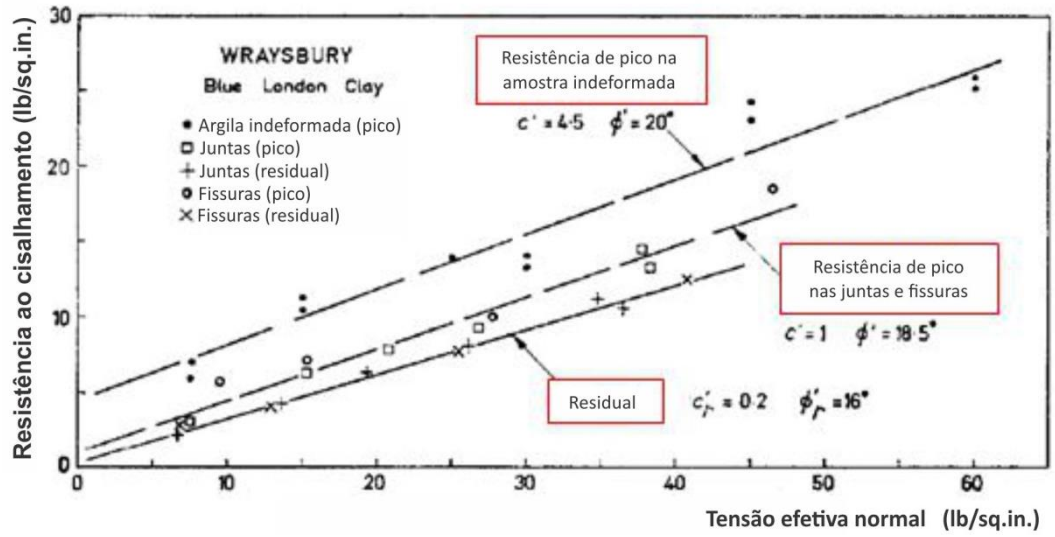

Figura 16: Correlação entre as resistências de pico e residual para a Argila de Londres (Skempton et al. 1969)

Outra informação importante também apresentada nessas figuras são os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. De acordo com Skempton (1977), devido à desestruturação, a

coesão do material (c') tende a ficar praticamente nula e o ângulo de atrito interno (ϕ') normalmente obtido é de aproximadamente 20°. Como citado anteriormente, esses parâmetros ao serem obtidos a partir de amostras reconstituídas, podem ser considerados como parâmetros intrínsecos do solo, e para estes casos são denominados de coesão intrínseca (c'*) e ângulo intrínseco de atrito (ϕ'*), ambos acompanhados do * que identifica uma característica intrínseca do solo.

Quanto aos módulos de deformabilidade, usualmente obtidos a partir dos ensaios de resistência, as amostras reconstituídas tendem a apresentar um padrão semelhante com o de amostras naturais, com a ocorrência de módulos iniciais maiores, relacionados a pequenas taxas de deformação, e progressivo decaimento do módulo para deformações maiores. Vale ressaltar que a determinação de módulos de deformabilidade para baixos níveis de deformação é muito importante, pois nas solicitações de campo esperam-se pequenas deformações.

Em termos de valores, os módulos de deformabilidade para amostras reconstituídas quando comparados aos das amostras naturais, tendem a ser significativamente menores, em função justamente da própria característica de ausência de estrutura do material e histórico de tensões.

5. MATERIAL E MÉTODOS

O trabalho se divide em três etapas principais: i) amostragem e caracterização do solo, ii) reconstituição do solo e iii) ensaios de laboratório. Estas etapas e alguns de seus procedimentos principais são detalhados neste capítulo.

O solo utilizado foi coletado em uma obra localizada na região da Avenida do Estado, na cidade de São Paulo, próximo à Estação Tamanduateí – Linha Verde do Metrô. O material foi extraído como um bloco indeformado, a uma profundidade de cerca de 15 metros, aproximadamente na cota 715 m.

5.1 Caracterização do solo

Antes de iniciar a realização dos ensaios com o solo, foi necessário retirar uma porção do bloco indeformado e destorroar o material. Em função de sua alta coesão e consistência não foi possível destorroá-lo manualmente, e para tanto foi utilizado um moinho de bola. O solo foi continuamente sendo colocado no moinho até que se alcançasse uma quantidade considerável de material passante na peneira #40 (abertura 0,42 mm). O material destorroado foi utilizado tanto nesta etapa inicial de caracterização, quanto na etapa posterior de reconstituição do solo.

A caracterização do solo foi feita a partir da realização dos ensaios de análise granulométrica (sedimentação), densidade dos grãos e limites de consistência (limite de liquidez e plasticidade). Os procedimentos de cada ensaio foram feitos de acordo com as seguintes normas brasileiras:

- Ensaio de Granulometria: NBR 7181 (ABNT, 1984-a, revisada em 1988).
- Densidade dos grãos: NBR 6508 (ABNT, 1984-b)
- Limites de consistência: NBR 6459 (ABNT, 1984-c) e NBR 7180 (ABNT, 1984-d, revisada em 1988).

Além destes, foi realizado ensaio de análise mineralógica semiquantitativa por difração de Raios X, de acordo com o procedimento IPT15742 – CTOBRAS-LMCC-Q-PE-092 (2015), para definição dos argilominerais que compõe o solo.

5.2 Reconstituição do solo

Estudos realizados por Fearon & Coop (2000) demonstram que a energia empregada no processo de reconstituição pode afetar significativamente os parâmetros obtidos em ensaios posteriores. Os autores levam em consideração três processos de preparação, os quais denominam de procedimento *padrão*, *reconstituído* e *moído*. Seus resultados demonstram que o processo *reconstituído* é o que fornece um material de referência mais apropriado para ser comparado com solos naturais, visto que são gerados solos mais homogêneos e estáveis comparativamente aos outros dois processos.

Neste trabalho, o processo de reconstituição foi feito de modo semelhante ao recomendado por Fearon & Coop (2000), seguindo também as recomendações de Burland (1990) que sugere que os solos sejam remoldados com um teor de umidade entre 1 – 1,5 w_L (preferencialmente 1,25 w_L).

Foram realizadas duas etapas de preparação de amostras reconstituídas. A primeira etapa envolveu a preparação de amostras para a realização dos ensaios de adensamento em células convencionais (diâmetro = 7 cm e altura = 2 cm), onde foram preparadas duas amostras com teores de umidade diferentes a fim de avaliar qual umidade apresentaria valores de referência mais apropriados. A segunda etapa envolveu a preparação de amostras para consolidação e adensamento na célula de grande dimensão.

Na primeira etapa foram preparadas amostras com teores de umidade de 1 w_L e 1,25 w_L. Levando em consideração as dimensões da célula de adensamento, calculou-se a quantidade de solo necessária para preencher todo seu volume e também a quantidade de água a ser adicionada para que o solo atingisse o teor de umidade desejado. Após a obtenção destes valores, o solo previamente destorroado foi pesado e colocado em um recipiente, ao qual se adicionou a massa de água destilada pré-determinada.

O solo e a água foram então misturados manualmente, garantindo-se assim que os grumos de argila fossem completamente desfeitos, tornando a mistura uma lama homogênea. Após essa homogeneização, a lama foi deixada em repouso por 24 horas. Decorrido esse tempo, o recipiente foi levado para aplicação do vácuo a fim de eliminar as bolhas de ar. Como o solo é muito argiloso, foram necessárias quatro horas de vácuo para eliminar satisfatoriamente o ar aderido entre as partículas de argila. Após esse processo, o recipiente foi envolvido com papel filme e permaneceu em repouso por mais 72 horas.

Por fim, decorridas as 72 horas de repouso, uma pequena porção do material foi separada e levada para secagem em estufa, de modo a confirmar que o teor de umidade final da lama estava dentro do valor desejado. A Figura 17 ilustra os diferentes aspectos da amostra durante o processo, desde a amostra inicial de solo seco até a mistura homogênea final.

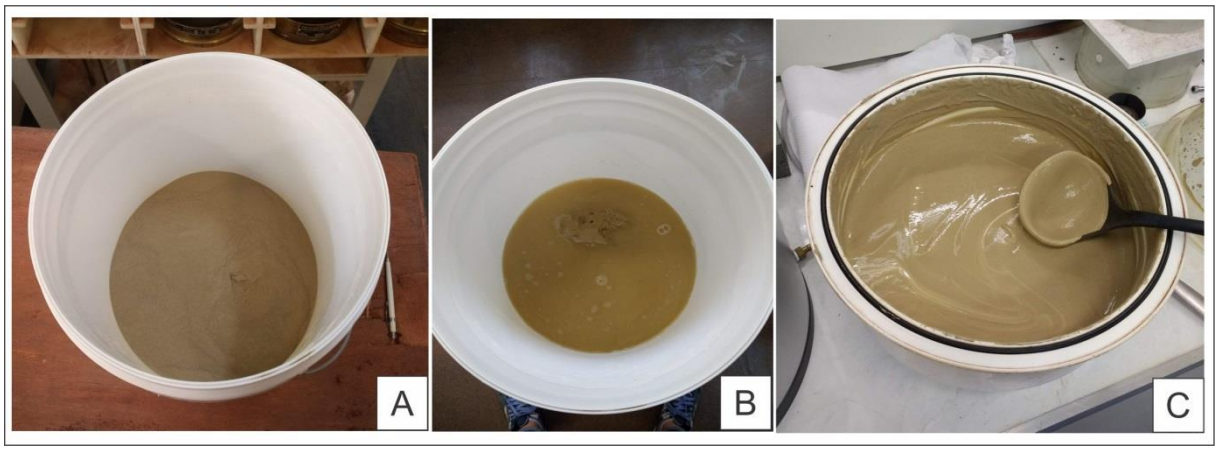

Figura 17: Processo de preparação do solo reconstituído - a) solo seco; b) solo + água destilada e c) mistura homogeneizada do solo + água destilada; teor de umidade 1 w_L.

A Figura 17 mostra os resultados da mistura preparada para o solo com teor de umidade 1 w_L. A amostra preparada com 1,25 w_L é apresentada na Figura 18 e nota-se que seu aspecto final foi muito mais "líquido" quando comparada com a amostra 1 w_L.

Figura 18: Mistura homogênea final da amostra reconstituída com teor de umidade 1,25 WL.

Devido à consistência do material e também aos resultados apresentados por cada amostra no ensaio de adensamento convencional, optou-se por trabalhar apenas com amostras reconstituídas com teor de umidade 1 w_L nos ensaios posteriores. Assim, deu-se início à segunda fase de preparação das amostras reconstituídas, utilizadas nos ensaios com a célula

de grande dimensão; o processo seguiu os mesmos passos descritos anteriormente, respeitando-se os mesmos tempos de mistura e repouso.

A consolidação deste material foi feita utilizando um oedômetro com célula de grande dimensão, que possui 18 cm de diâmetro e 24 cm de altura. A Figura 19-a apresenta as partes que compõem este oedômetro, mostrando detalhes da pedra porosa na base (19-b) e do cabeçote (19-c). A escolha por esse tipo de célula foi feita a fim de garantir a homogeneidade do solo ensaiado, de modo que uma grande quantidade de material fosse preparada de uma única vez, obtendo-se uma amostra a partir da qual pudessem ser moldados corpos de prova para os ensaios de adensamento e resistência, certificando-se assim que as amostras utilizadas nestes ensaios possuem as mesmas características.

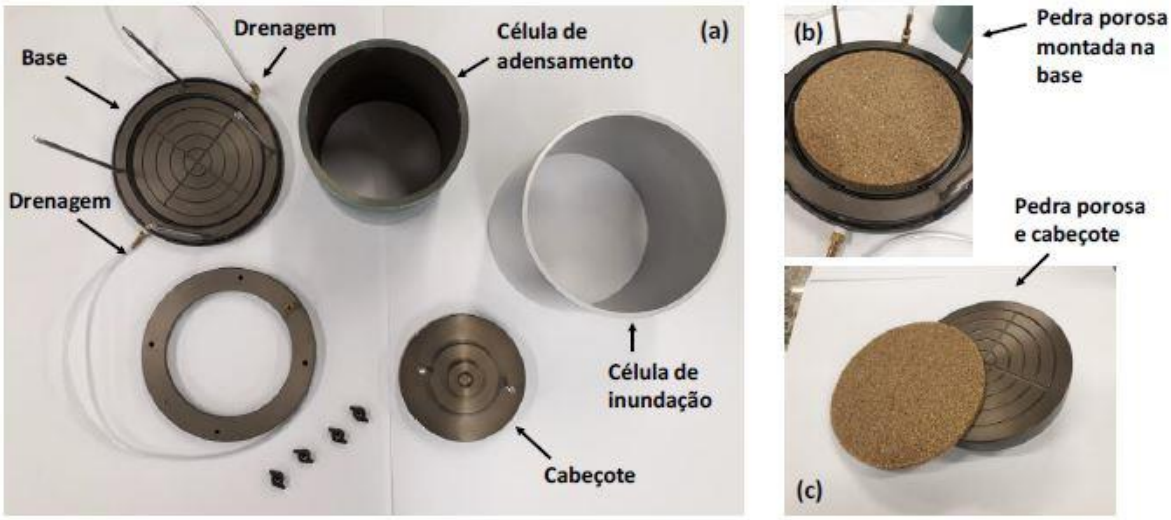

Figura 19: Partes que compõem a célula oedométrica construída

Nessas dimensões, o volume interno da célula é igual a 6.312,53 cm³. Para preencher este volume, é necessária a preparação de 9,750 kg de solo reconstituído. Após seguir as etapas descritas anteriormente, de mistura e repouso da lama, o material foi colocado cuidadosamente na célula com o auxílio de uma concha (Figura 20). Deve se ressaltar que a colocação do material deve ser feita lentamente e aos poucos, garantindo-se assim uma menor incorporação de ar pelas partículas de argila, que tornam o processo de consolidação ainda mais lento. A Figura 21 ilustra a célula de grande dimensão montada e devidamente preenchida com o solo preparado.

Figura 20: Colocação da amostra na célula de adensamento de grande dimensão

Figura 21: Célula de grande dimensão preenchida com o solo preparado

Devido ao fato do material ficar com uma consistência relativamente líquida, realmente próxima ao aspecto de uma lama, algumas precauções devem ser adotadas ao prosseguir com o processo de consolidação. Deve-se evitar a aplicação de cargas muito

grandes no início do ensaio, diminuindo assim o risco de expulsão de material através das bordas da célula de adensamento. Para evitar que isso acontecesse, após o preenchimento da célula com o material, o cabeçote foi cuidadosamente colocado em cima do solo e deixou-se que o material adensasse apenas com o peso desse cabeçote por alguns dias. Para o caso específico da célula utilizada, seu cabeçote possui um peso equivalente à aplicação de tensão de 2 kPa sob a amostra.

A deformação da amostra foi acompanhada através do deslocamento relativo do cabeçote, medido com auxílio de um paquímetro. Após estabilização, iniciou-se então efetivamente o processo de aplicação de cargas maiores sobre o solo. A consolidação foi feita tal qual em um ensaio de adensamento comum, dobrando-se a carga do estágio anterior em cada incremento de carga, sendo que tais incrementos só eram feitos após completa estabilização da curva de adensamento do estágio anterior, o que levava em média de quatro a cinco dias.

A Figura 22 apresenta a célula oedométrica de grande dimensão devidamente montada no sistema de carga que foi adaptado para seu carregamento. Nesta figura, o sistema está montado com a capacidade máxima de carga a qual o solo foi submetido, sendo essa equivalente a 100 kPa.

Figura 22: Célula oedométrica montada no sistema de carregamento

Devido às características do material, o processo todo de consolidação, considerando os incrementos de carga e tempo para estabilização de cada estágio, levou cerca de 40 dias para ser finalizado. Após completa estabilização da última carga aplicada (100 kPa), o sistema foi descarregado de uma única vez, sem acompanhamento da curva de descompressão e prosseguiu-se com a retirada do solo da célula de adensamento. Considerando a dificuldade no manuseio da célula de grande dimensão, a extração do material foi feita com auxílio de um pistão, apoiando-se o cilindro neste e deslizando-o para baixo, conforme ilustrado na Figura 23. Para facilitar essa retirada, aconselha-se que seja aplicada uma camada de vaselina nas paredes da célula de adensamento antes da colocação do material.

Figura 23: Processo de retirada do solo da célula oedométrica de grande dimensão

Na Figura 24 é apresentada a amostra resultante de todo esse processo de reconstituição e consolidação acima explicitado. Após ser retirada da célula de adensamento, a amostra foi então parafinada e acondicionada em sala com pouca variação de temperatura, a fim de evitar perturbações e perda de umidade. Ao longo do trabalho, foram preparadas três amostras semelhantes a estas, a partir das quais foram extraídos os corpos de prova utilizados na realização dos ensaios de sucção, adensamento e resistência ao cisalhamento.

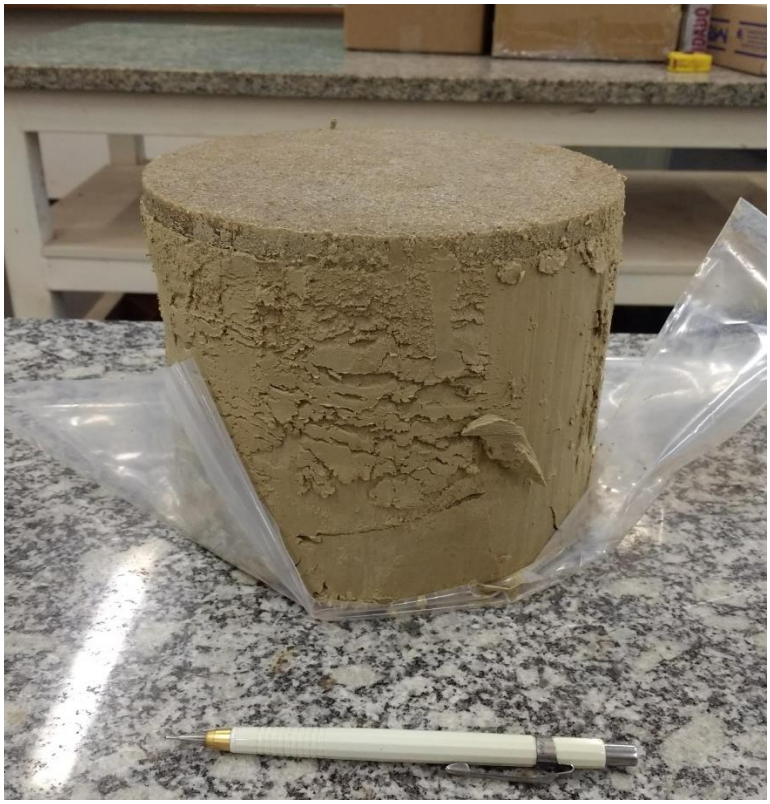

Figura 24: Amostra resultante do processo de reconstituição e consolidação em célula de grande dimensão

5.3 Curvas de retenção

Os ensaios de sucção em geotecnia geralmente são realizados com a finalidade de determinar a relação entre a sucção e teor de umidade, gerando assim a Curva de Retenção de Água (CRA) e também para determinar a pressão de sucção numa dada situação. Todas as técnicas para medida de sucção requerem troca de água entre o material e o sistema de medição. Neste trabalho, as curvas de retenção do material reconstituído foram determinadas utilizando-se placa de sucção, câmara de pressão e técnica do papel filtro.

A partir da amostra reconstituída preparada na célula de grande dimensão, foram extraídos três corpos de prova para realização do ensaio de sucção. Os corpos de prova foram talhados utilizando moldes com dimensões de 2 cm de altura x 4 cm de diâmetro. Após a retirada e pesagem do conjunto solo + molde, os corpos de prova foram colocados na placa de sucção, iniciando a primeira etapa do ensaio (Figura 25).

O método da placa de sucção consiste de uma câmara de ar e outra de água, separadas por uma pedra porosa. A pressão no ar é constante e igual à atmosférica, e a sucção é aplicada diminuindo-se a pressão negativa na água. Esta técnica é recomendada para determinação de baixas sucções e, portanto foi utilizada da pressão inicial de 5 kPa até 30 kPa.

Figura 25: Corpos de prova utilizados nos ensaios da curva de retenção, sob a placa de sucção.

A câmara de pressão, por sua vez, é um equipamento hermeticamente fechado, que suporta altas pressões e possui uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar em seu interior. Esta placa possui vazios muito pequenos que garantem o fluxo de água, mas não de ar. A cada estágio foram aplicadas pressões sucessivas de ar na amostra, sendo assim a sucção induzida transmitida ao solo e o equilíbrio alcançado após eliminação parcial da água. Tanto na técnica da placa de sucção quanto na câmara de pressão, ao final de cada estágio os corpos de prova foram pesados para determinação da sua umidade, e também foram tomadas medidas de altura e diâmetro para monitorar a variação de volume do solo. Neste trabalho, a câmara de pressão foi utilizada para determinação das sucções de 30 kPa a 500 kPa.

O método do papel filtro é baseado no princípio de absorção e equilíbrio; quando o solo é colocado em contato com o material poroso (papel filtro) que possui capacidade de absorver água, esta passa do solo para o papel até que o equilíbrio seja alcançado. Tendo a relação entre a sucção e a umidade do material poroso, a sucção do solo é obtida referindo-se à curva de calibração. O papel foi colocado em contato direto com o solo e o conjunto solo + papel foi mantido em recipiente hermético até que o tempo de equilíbrio fosse devidamente alcançado. A cada estágio de sucção o solo foi pesado, assim como o papel, para determinação de suas respectivas umidades. Este método foi aqui realizado para sucções acima de 500 kPa e o papel utilizado foi do tipo Whatman n°42.

5.4 Ensaios de adensamento

Os ensaios de adensamento foram realizados tanto na célula convencional quanto na célula de grande dimensão e seguiram os métodos especificados na norma NBR 12007 (ABNT, 1990-b). Na célula de grande dimensão o processo foi realizado principalmente para promover a consolidação da amostra até a tensão de 100 kPa, sem o objetivo de construção da curva de adensamento. Portanto, nesse tópico são descritos os procedimentos adotados para a realização do ensaio na célula convencional, a partir do qual se construíram as curvas de adensamento do solo reconstituído.

A primeira etapa dos ensaios foi feita utilizando-se diretamente a lama reconstituída, sem passar pelo processo de consolidação prévia. Nessa fase, foram ensaiados solos com dois teores de umidade diferentes, um com 1,0 w_L e outro com 1,25 w_L. A preparação da amostra e montagem da célula foi feita de modo semelhante ao descrito anteriormente para a célula oedométrica de grande dimensão, tomando-se o cuidado de colocar o solo delicadamente e aos poucos na célula com o auxílio de uma colher, para evitar a entrada de grande quantidade de ar (Figura 26).

Figura 26: Processo de colocação da amostra reconstituída e montagem para realização do ensaio de adensamento em célula convencional

Além dessa etapa, posteriormente foi realizado um novo ensaio de adensamento em célula convencional, porém com corpo de prova extraído da amostra reconstituída e

consolidada na célula oedométrica de grande dimensão. Os processos seguidos ao longo do ensaio foram iguais para as duas etapas.

Os ensaios de adensamento foram realizados com estágios de carregamento e descarregamento. Na primeira etapa, devido à consistência do solo reconstituído, optou-se por fazer o primeiro carregamento com uma carga mais baixa do que a convencional para evitar a expulsão do solo da célula de adensamento. A primeira carga adotada foi igual a 5 kPa. Os incrementos de carga aplicados geralmente possuem duração de 24 horas cada, onde as deformações são monitoradas de forma contínua. Em geral, esses incrementos são feitos dobrando-se a carga do estágio anterior e as leituras para cada incremento devem ser feitas nos intervalos de tempo de 0; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas. Neste trabalho, os incrementos de carga só foram realizados após completa estabilização da curva de adensamento em cada estágio, o que em média ocorria após quatro dias do carregamento. A carga máxima de adensamento atingida nos ensaios foi igual a 1280 kPa. A Figura 27 ilustra a célula convencional devidamente montada em seu sistema de carregamento.

Figura 27: Ensaio de adensamento em célula convencional

Da mesma maneira foram realizados os estágios de descarregamento, porém seguindo o processo inverso (retirada de carga equivalente à metade da carga total) e respeitando o tempo para estabilização da expansão da amostra.

Os resultados dos ensaios de adensamento permitiram a construção da curva índice de vazios em função do logaritmo da pressão aplicada (*e x log σ'*), além da obtenção do coeficiente de adensamento (Cv) e do índice de compressão (Cc) da amostra.

Após o término do ensaio, os corpos de prova foram retirados das células convencionais e levados à estufa para secagem e determinação do teor de umidade final. Os corpos de prova resultantes da primeira etapa de adensamento, realizada diretamente com as lamas reconstituídas a 1,0 w_L e 1,25 w_L, após serem secos em estufa, foram utilizados para obtenção de pequenas amostras usadas na análise de microestrutura feita no Microscópio Eletrônico de Varredura.

5.5 Microscopia Eletrônica de Varredura

As imagens obtidas no Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) foram feitas a partir de amostras retiradas dos corpos de prova dos solos reconstituídos a 1,0 w_L e 1,25w_L, após a finalização do ensaio de adensamento e secagem em estufa. Além da observação dessas amostras, para efeito comparativo foi feita análise também de uma amostra no estado indeformado. A Figura 28 apresenta imagem em detalhe das amostras analisadas no MEV.

A análise foi feita no Laboratório de Corrosão e Proteção do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), onde é utilizado um Microscópio Eletrônico de Varredura modelo Quanta FEG (Field Emission Gun) da FEI Company. Para melhorar a qualidade das imagens, antes das amostras serem levadas ao microscópio, foi feito o recobrimento das mesmas com ouro (processo de metalização). A magnetometria das imagens foi variável, conforme se sentia necessidade durante o ensaio de maior detalhamento de determinadas feições observadas.

Figura 28: Amostras analisadas no MEV. Da esquerda para a direita: amostra reconstituída 1,0 w_L, reconstituída 1,25 w_L e indeformada.

5.6 Ensaios de resistência

Após preparação e consolidação do solo reconstituído, uma porção foi retirada da amostra e foram talhados quatro corpos de prova cilíndricos de dimensões 5,0 cm de diâmetro

x 10,0 cm de altura, utilizados nos ensaios de resistência ao cisalhamento. Como a amostra se encontrava mole, foi necessário bastante cuidado no manuseio ao preparar os corpos de prova, para evitar grandes perturbações nos mesmos. O instrumento mais adequado para a talhagem foi o fio de aço, para retirar aos poucos porções do material, conforme ilustra a Figura 29.

Figura 29: Processo de moldagem do corpo de prova para o ensaio de resistência

Os ensaios realizados foram triaxiais convencionais, adensados isotropicamente e não drenados (CIU), saturados por contrapressão, que permitiram a análise da envoltória de resistência tanto em termos de tensões totais quanto de tensões efetivas. A realização dos ensaios foi feita no Laboratório de Geotecnia do CT-Obras (IPT), segundo seus procedimentos.

Após talhagem do corpo de prova, este foi colocado na câmara triaxial e envolvido por uma membrana impermeável (Figura 30). Depois de finalizada a montagem do sistema (Figura 31), a câmara foi preenchida com água e iniciou-se a saturação do corpo de prova, realizada por aplicação de contrapressão, mantendo-se uma tensão efetiva de 10 kPa. O procedimento de saturação foi realizado até a obtenção do parâmetro B de Skempton em torno de 0,97.

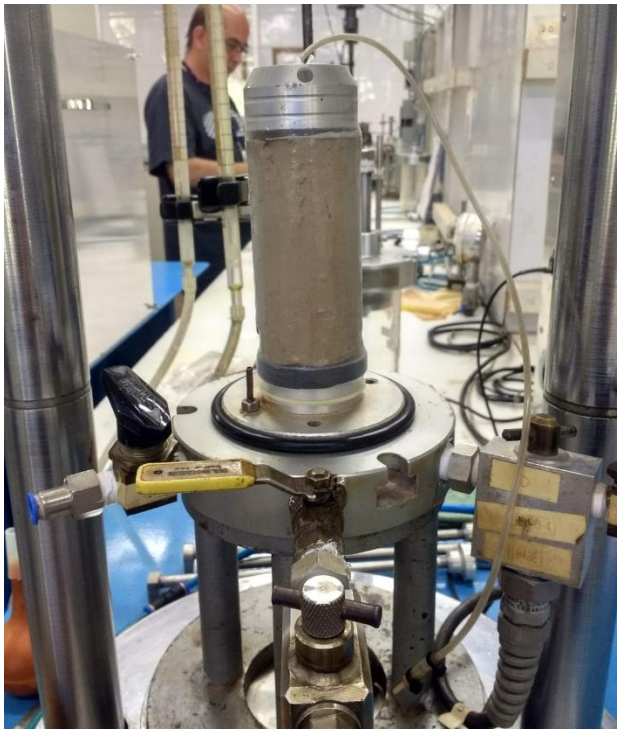

Figura 30: Montagem do ensaio na câmara triaxial. Corpo de prova envolvido por membrana impermeável.

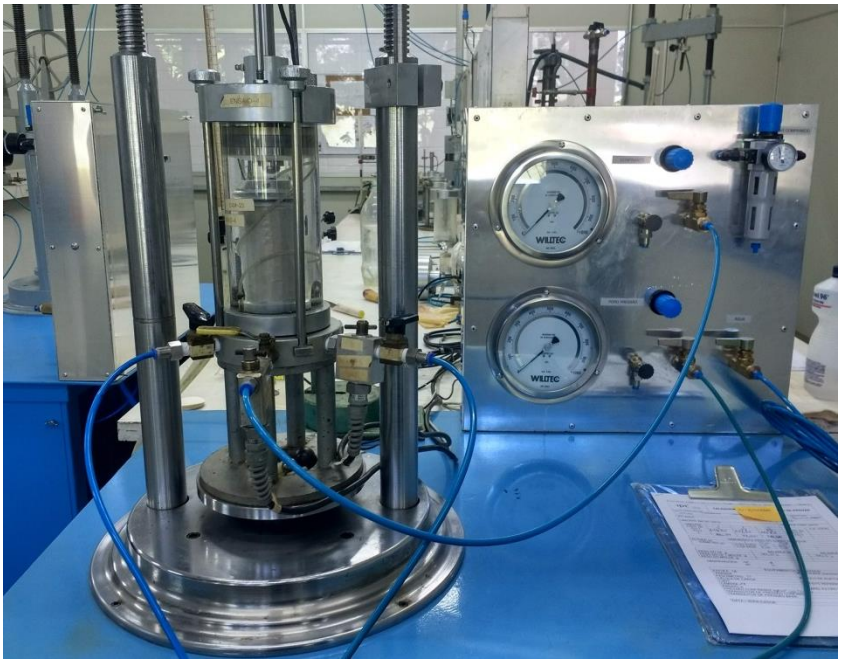

Figura 31: Câmara triaxial devidamente montada com o corpo de prova

Após a saturação foi realizada a etapa de adensamento, feita com lento incremento da tensão confinante. O adensamento foi isotrópico, com uma tensão confinante diferente para cada corpo de prova ensaiado, sendo que as tensões adotadas foram: 50, 100, 200 e 600 kPa.

Finalizado o adensamento, prosseguiu-se com a etapa de cisalhamento, onde a tensão axial foi aumentada gradualmente até a ruptura do corpo de prova. Como já mencionado, o cisalhamento foi feito na condição não drenada, não permitindo assim a drenagem no topo e nem na base do corpo de prova e a velocidade de carregamento adotada foi de 0,03% por minuto. Foram medidas as poro-pressões desenvolvidas durante o carregamento.

Além destes ensaios, a partir da mesma amostra de solo reconstituído, foram retirados outros dois corpos de prova, desta vez com dimensões de 4,0 cm de diâmetro x 8,0 cm de altura, utilizados na realização de ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não-drenados (CIU), porém promovendo-se razões de sobreadensamento (RSA) aos corpos de prova antes do cisalhamento. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Instituto de Geociências da USP.

A talhagem dos corpos de prova, bem como a montagem dos mesmos na câmara triaxial e a fase de saturação, seguiram os mesmos procedimentos descritos anteriormente. O diferencial destes ensaios ocorreu na fase de adensamento, em função das RSA adotadas, que foram de 2 e 5 vezes. Considerando a realização do cisalhamento com uma tensão confinante efetiva de 100 kPa, o corpo de prova com RSA=2 foi pré-adensado até 200 kPa e o outro de RSA=5, foi pré-adensado até 500 kPa.

A etapa de cisalhamento destes corpos de prova seguiu o mesmo procedimento dos ensaios anteriores, inclusive obedecendo a mesma velocidade de carregamento. Salienta-se, porém, que a tensão confinante efetiva adotada para a fase de cisalhamento foi de 100 kPa nos dois ensaios.

Na Tabela 3 é apresentado um resumo dos ensaios de resistência, bem como a descrição e nomenclatura utilizada para identificação dos corpos de prova.

Tabela 3: Descrição dos ensaios de resistência a serem realizados

Ensaio	Tensão confinante (kPa)	Razão de Sobreadensamento	Nomenclatura	Descrição
CIU	50	-	CIU-50-R-DC	Ensaio adensado isotropicamente e não drenado, saturado, com deformação controlada
	100	-	CIU-100-R-DC	
	200	-	CIU-200-R-DC	
	600	-	CIU-600-R-DC	
	100	2	CIU-RSA2-R-DC	
	100	5	CIU-RSA5-R-DC	

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 Caracterização Geotécnica do material

6.1.1 Granulometria e Limites de Consistência

O material utilizado para a preparação do bolo reconstituído, antes de ser quebrado e destorroado, se apresentava como um material de coloração cinza-esverdeada a cinza-amarelada, de granulação muito fina, não sendo possível diferenciar os grãos minerais a olho nu (Figura 32-a). Em alguns locais era possível observar a ocorrência de pequenas manchas avermelhadas (Figura 32-b), possivelmente advindas de alteração intempérica do solo. A Figura 32-c apresenta o material já destorroado, passante na peneira de abertura 0,42 mm, utilizado na realização dos ensaios.

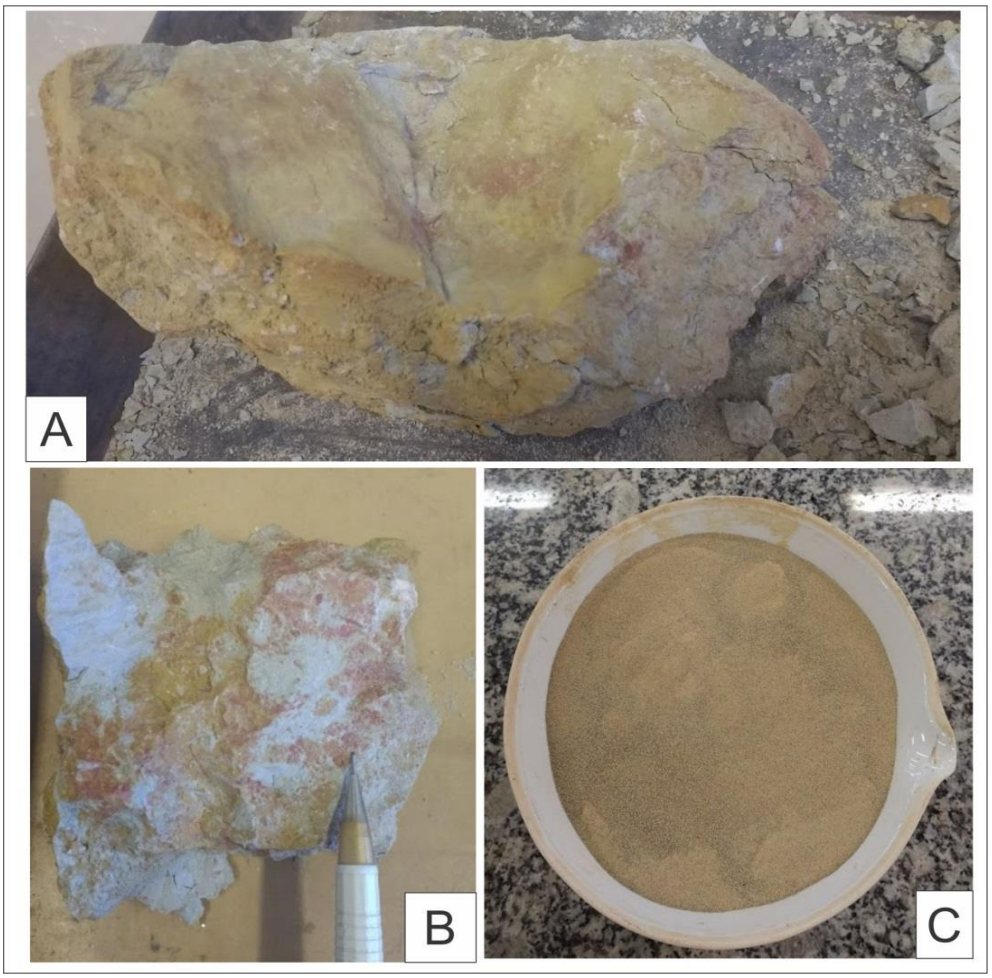

Figura 32: a) Amostra não destorroada; b) Manchas avermelhadas provenientes de alteração intempérica, c) material destorroado e passado na peneira #40.

A caracterização geotécnica do solo de estudo foi feita a partir de ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e determinação da densidade dos grãos. As amostras utilizadas nos ensaios de caracterização já haviam sido previamente passadas na peneira 40, de abertura 0,42 mm, de modo que não havia material de granulometria superior para realização do peneiramento grosso.

Desta maneira, a determinação da granulometria iniciou-se diretamente no ensaio de sedimentação. Os resultados da curva granulométrica, apresentada na Figura 33, revelam que o solo é constituído quase que totalmente por material argiloso, seguido por silte e areia fina. As porcentagens exatas obtidas para cada fração do solo são apresentadas na Tabela 4.

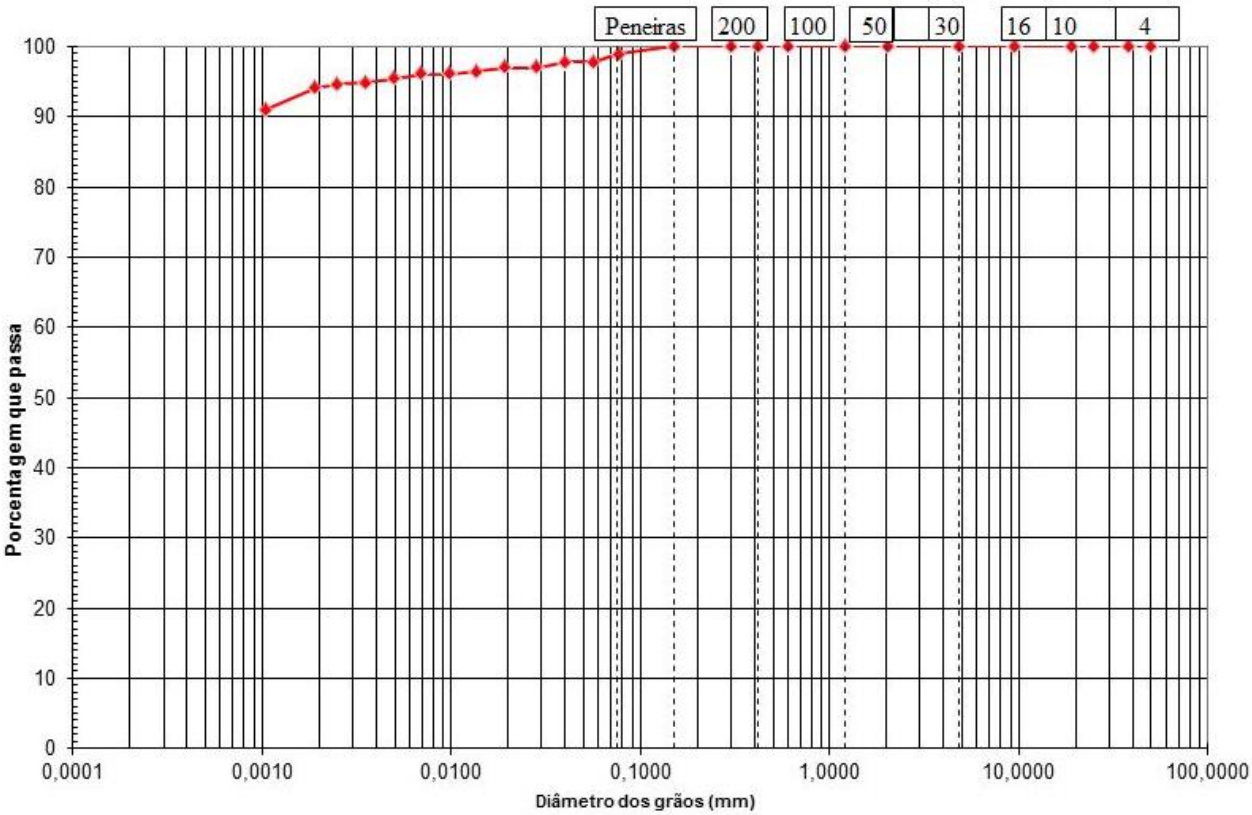

Figura 33: Curva granulométrica do solo de estudo.

Tabela 4: Distribuição percentual das frações granulométricas do solo

Fração granulométrica	Porcentagem
Argila (< 0,002 mm)	93,96 %
Silte (0,002 – 0,06 mm)	4,9 %
Areia fina (0,06 – 0,20 mm)	1,14%

A porcentagem da fração argila se mostrou bastante alta, principalmente em comparação com os resultados de outros autores apresentados na revisão bibliográfica. Em suas amostras com maior porcentagem de fração argilosa, Massad (1992) aponta um valor de 59% de argila. Penna (1982) apresenta amostras com porcentagem mais alta, de 70%, porém ainda assim um valor bem diferente do encontrado para a curva granulométrica acima.

A explicação para esse fato pode estar na natureza das amostras utilizadas em cada trabalho, visto que os materiais geologicamente apresentam variação de composição de local para local. Porém, outra hipótese poderia estar relacionada com uma quebra excessiva dos grãos durante o processo de moagem empregado para desagregação do material. A depender do tipo de equipamento e da energia aplicada nesse processo, pode haver quebra dos grãos que acabaria por aumentar a porcentagem de finos do material. Entretanto, essa deve ser uma investigação a ser aprofundada em outro momento, para estudos futuros.

O valor obtido para a densidade dos grãos foi de 2,71 g/cm³. Os ensaios dos limites de consistência resultaram em 95% para o Limite de Liquidez e 40% para o Limite de Plasticidade, decorrendo assim em um Índice de Plasticidade de 55%. Na Carta de Plasticidade de Casagrande, apresentada na Figura 34, situa-se acima da Linha A e à direita da Linha B. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, classifica-se como uma *argila inorgânica de alta plasticidade* (CH).

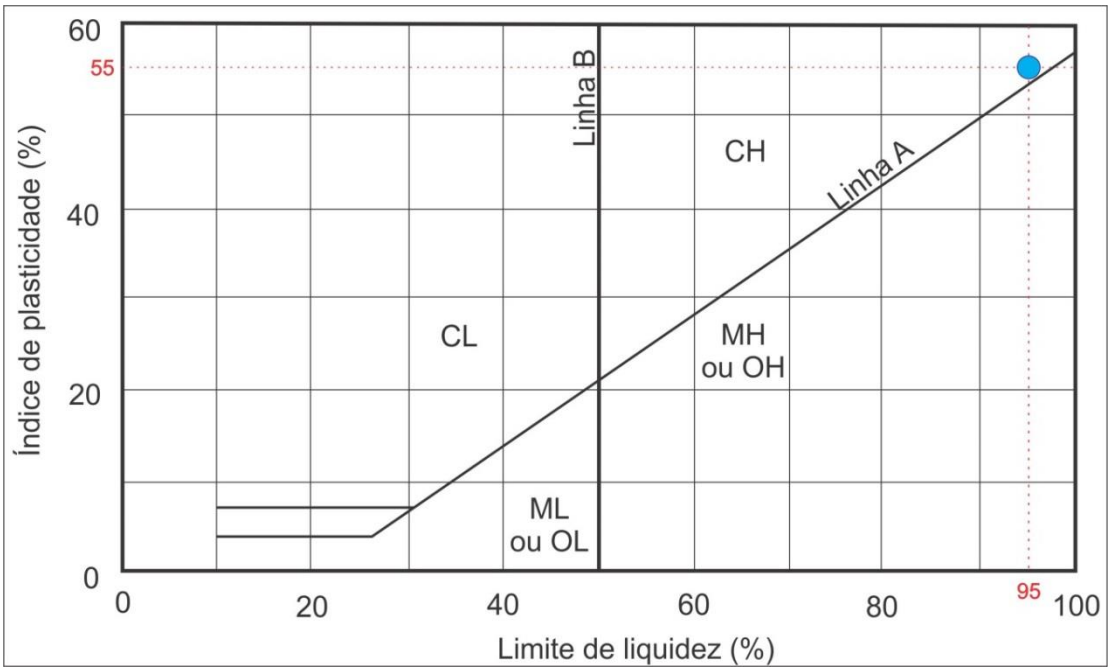

Figura 34: Classificação do solo de acordo com a carta de plasticidade de Casagrande.

Em relação aos limites de consistência, mesmo com significativa variação na porcentagem da fração argila, os valores dos limites de liquidez e plasticidade se mostraram coincidentes com os valores dos limites superiores do intervalo de Massad (1992), que foram de 90% para o Limite de Liquidez e 40% para o Limite de Plasticidade. Já os resultados de Penna (1982) apontam valores significativamente menores para os dois limites de consistência.

A atividade do solo foi calculada considerando os valores do limite de liquidez e da porcentagem da fração argilosa, resultando em A=0,58, conceitualmente considerado um valor de atividade baixo. A atividade demonstra a influência da fração argilosa nas propriedades e comportamento desse solo e nesse sentido, pode se considerar que a fração argilosa exerce pouca influência sob as propriedades do solo estudado. Isso indica se tratar de um solo menos sensível e menos suscetível a reações com os fluidos que percolam o perfil de solo, por exemplo.

6.1.2 Mineralogia

A análise mineralógica foi feita a partir de Difratometria de Raios-X (DRX) e os difratogramas resultantes são apresentados na Figura 35, estando cada curva associada a uma determinação diferente de acordo com o tratamento recebido pelo material (natural, glicolado e aquecido).

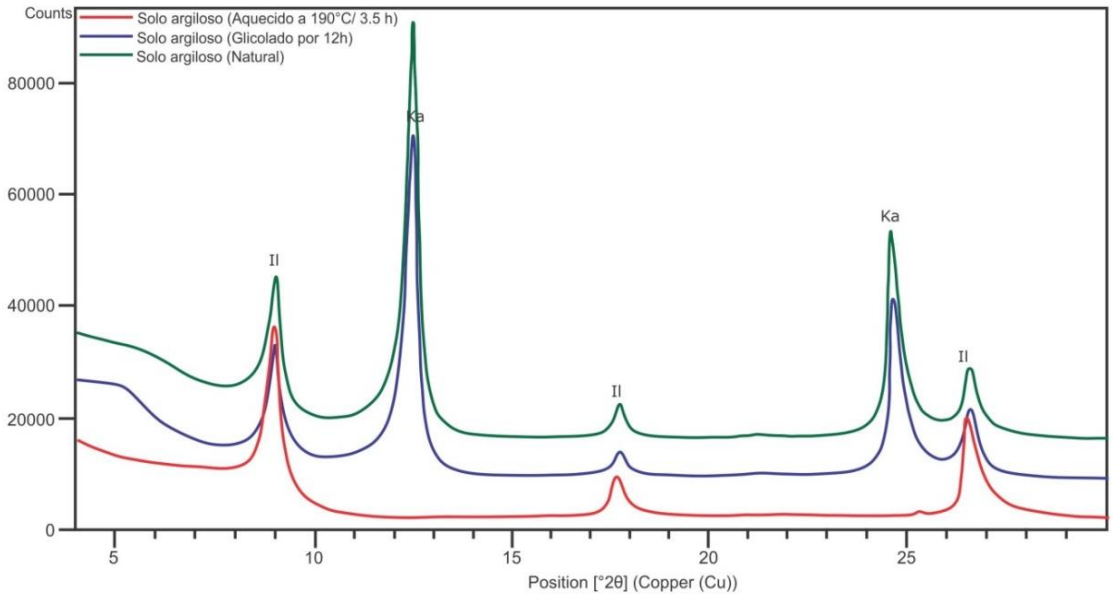

Figura 35: Difratogramas de raios-x do material de acordo com as determinações dos tratamentos natural (linha verde), glicolada (linha azul) e aquecida (linha vermelha). Il = illita e Ka = Caulinita.

De acordo com essas determinações, os argilominerais identificados no material são predominantemente do grupo da caulinita e do grupo da illita, estando às respectivas porcentagens apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5: Resultados das análises por DRX na fração argila

Compostos ou fases mineralógicas	Porcentagem
Argilominerais do Grupo da Caulinita	75-80%
Argilominerais do Grupo da Illita	20-25%

Em comparação com os poucos dados encontrados na literatura acerca da mineralogia das argilas do Taguá, os resultados acima apresentados são bem semelhantes aos de Massad (1992). Entretanto, em suas amostras o autor aponta também a ocorrência de montmorillonita, a qual não foi identificada no DRX realizado nas amostras do presente trabalho.

Tanto os minerais do grupo da caulinita quanto do grupo da illita são considerados argilominerais pouco expansivos, o que influencia diretamente também na expansividade do solo estudado. Assim, para a amostra analisada o solo poderia ser considerado pouco expansivo, o que não é concordante com algumas informações de campo de localidades com ocorrência das argilas cinza-esverdeadas. Vale ressaltar, entretanto, que as características de expansividade em determinadas situações podem se correlacionar também com outras características do solo. Além disso, em amostras do Taguá de outras localidades pode haver variação mineralógica, o que deve ser levado em conta durante a elaboração dos projetos.

6.2 Curva de retenção de água

A curva de retenção de água do material estudado foi obtida após a realização dos ensaios na placa de sucção, câmara de pressão e papel filtro. Os dados de cada procedimento foram integrados e seu resultado é apresentado na Figura 36. Nesta figura, a curva de retenção de água demonstra a umidade gravimétrica em função dos valores de sucção matricial.

A CRA do solo estudado demonstra pequena variação do teor de umidade para valores baixos de sucção, até 50 kPa aproximadamente, indicando assim uma maior capacidade de retenção de água no solo para este trecho. Para valores de sucção maiores de 100 kPa, nota-se uma redução mais significativa no teor de umidade conforme há o incremento das pressões.

Os ensaios utilizando o papel filtro foram realizados até um valor de sucção de aproximadamente 15.000 kPa e é possível observar que até essa tensão, a curva resultante não chegou a atingir um patamar de estabilização da umidade gravimétrica. A estabilização indica o estágio final da curva de retenção, representando um trecho onde grandes aumentos nos valores de sucção geram pequenas mudanças no teor de umidade ou grau de saturação do solo. Acredita-se que pela alta plasticidade e alta porcentagem da fração de argila deste solo, essa fase só venha a ocorrer para valores de sucção muito mais altos do que os alcançados nestes ensaios.

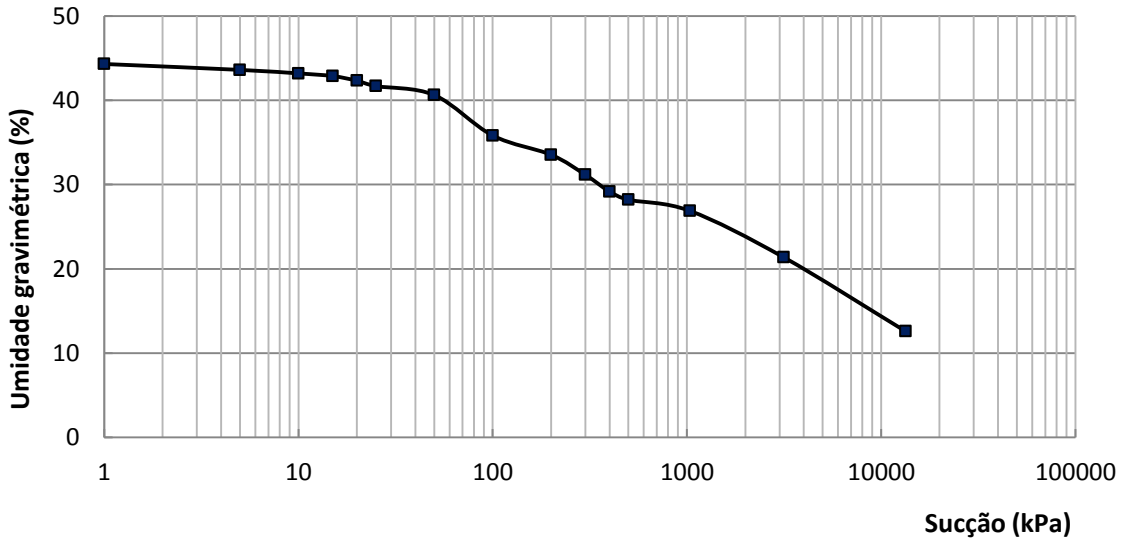

Figura 36: Curva de retenção de água do solo reconstituído 1,00 wL (pré-adensado)

6.3 Adensamento

Os primeiros ensaios de adensamento foram realizados utilizando o solo reconstituído logo após sua preparação, não tendo sido submetido a nenhum tipo de consolidação prévia. Foram preparadas duas misturas de solos reconstituídos com teores de umidade diferentes, um com 1,0 w_L e outro com 1,25 w_L, ambos adensados em célula convencional.

Ao longo do ensaio, é possível obter uma curva de adensamento para cada estágio de carregamento, construída utilizando os dados de deformação e variação do índice de vazios em função do tempo. Com os dados de todas as curvas de adensamento obtidas durante o ensaio, foi construída a curva de adensamento geral (*índice de vazios x tensão*) para os dois corpos de prova. A Figura 37 mostra a curva de adensamento dos solos reconstituídos a 1,00 w_L e do solo reconstituído a 1,25 w_L.

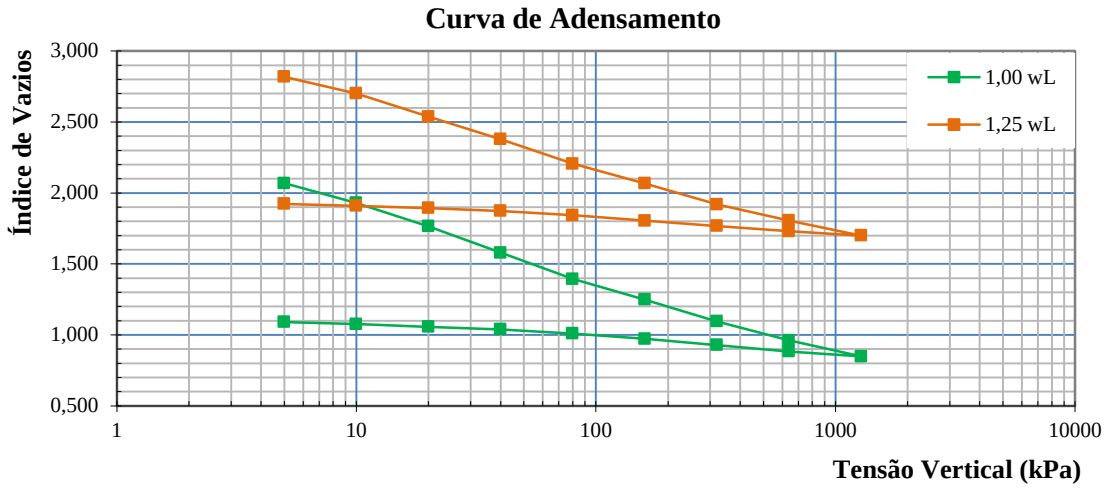

Figura 37: Curva de adensamento dos solos reconstituídos 1,0 w_L e 1,25 w_L

Em termos de formato, as duas curvas são bem semelhantes, apresentando-se levemente côncavas para cima. A diferença mais significativa entre as duas está em seus índices de vazios, quando se considera um mesmo valor de tensão efetiva. Pode-se notar que para uma dada tensão vertical, o índice de vazios correspondente no solo reconstituído a 1,25 w_L é maior que o índice de vazios para o solo reconstituído a 1,0 w_L.

Ao longo do adensamento nota-se que é mantida certa constância na diferença dos índices de vazios entre os solos, sendo que para os solos reconstituídos a 1,25 w_L esse valor é aproximadamente 1,5x maior que o índice de vazios do solo reconstituído 1,0 w_L sob dada tensão efetiva. A justificativa para essas diferenças possivelmente está no maior teor de água que foi incorporado na mistura do solo reconstituído 1,25 w_L, influenciando assim diretamente no seu índice de vazios.

A partir destas curvas de adensamento, foi possível calcular alguns parâmetros de compressibilidade para os solos ensaiados. O primeiro parâmetro calculado foi o coeficiente de adensamento (*Cv*), que estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poropressão em cada estágio de carregamento. As Figuras 38 e 39 apresentam uma compilação das curvas de adensamento e seus respectivos Cv para os solos com 1,0 w_L e 1,25 w_L, respectivamente.

Os valores dos Cv's para as duas amostras, comparativamente com outros tipos de materiais comumente ensaiados, foram consideravelmente baixos. Porém, se for relevada a magnitude desses valores e se atentar às unidades apresentadas, nota-se que os Cv's no solo reconstituído a 1,25 w_L foram maiores, principalmente nos primeiros estágios de carregamento, quando há maior excesso de poropressão.

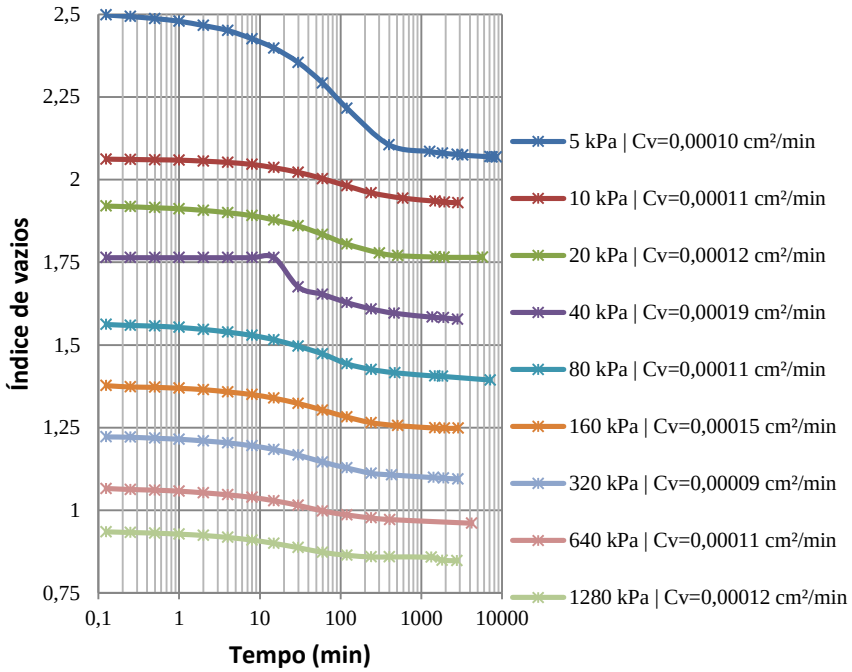

Figura 38: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficiente de adensamento – solo 1,0 wL.

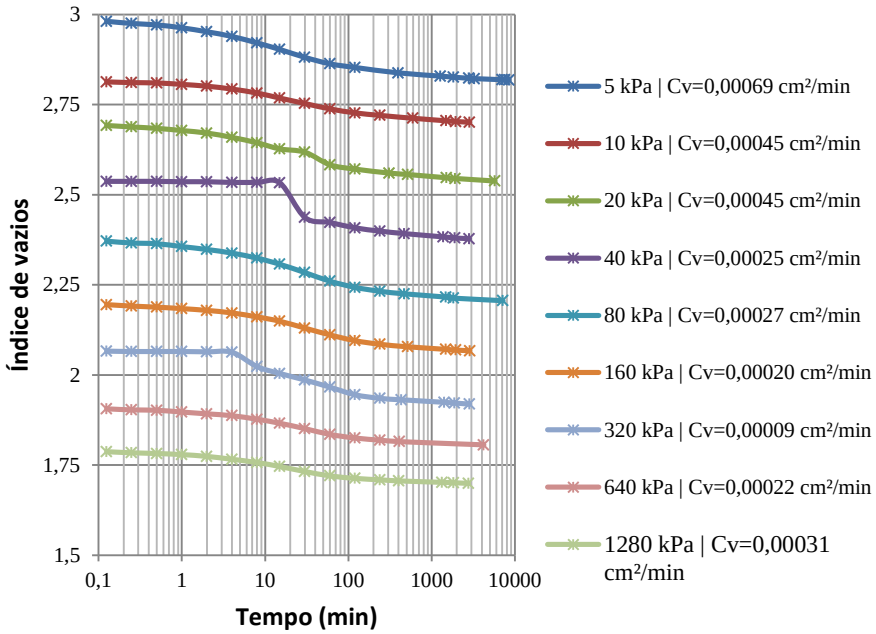

Figura 39: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficiente de adensamento – solo 1,25 wL

Novamente, a explicação para essa ocorrência possivelmente está atrelada ao maior teor de umidade incorporado na mistura, tornando o índice de vazios maior e também devido ao fato da estrutura desse solo tender a ser mais randômica, o que facilitaria assim a dissipação das poropressões mais rapidamente.

Além do Cv, outro parâmetro calculado a partir dos dados de adensamento foi o índice de compressão (*Cc*). Como formulado por Burland (1990), nos ensaios com solos reconstituídos com estes teores de umidade, alguns parâmetros obtidos representam na verdade uma propriedade intrínseca do material. Neste caso, o Cc calculado para os solos representam seus índices de compressão intrínseca (Cc*).

Para o solo reconstituído a 1,0 w_L, Cc*=0,45, e para o solo a 1,25 w_L, Cc*=0,40. Estes valores, bem como os índices de vazios intrínsecos e^*_{100} e e^*_{1000} utilizados para cálculo do Cc*, são apresentado na Tabela 6.

Tabela 6: Valores de Cc* calculados para os solos reconstituídos a 1,0 w_L e 1,25 w_L.

	Solo Reconstituído 1,00 wL	**Solo Reconstituído 1,25 wL**
e^*_{100}	1,35	2,15
e^*_{1000}	0,9	1,75
Cc*	0,45	0,40

Para a segunda fase de ensaios de adensamento, foram analisados os resultados apresentados pelos dois solos reconstituídos com teores de umidade diferentes e optou-se por adotar apenas um dos valores como padrão para a preparação do restante das amostras. Assim, optou-se pelo solo reconstituído a 1,0 w_L, pois este representaria valores de referência mais adequados e também por estar em um estado mais próximo às condições naturais. Além disso, a própria operacionalidade do processo se mostrou mais fácil para este teor de umidade, visto que o material preparado a 1,25 w_L ficou muito líquido.

A reconstituição e consolidação das argilas têm como um de seus objetivos principais simular parte das condições iniciais e dos processos que deram origem ao solo. Nesse sentido, a adoção do solo reconstituído 1,0 w_L como referência, satisfaz a condição de uma mistura com teor de umidade muito semelhante ao do solo natural durante seu processo de formação. Desse modo, acredita-se que o comportamento da amostra reconstituída 1,0 w_L representaria mais adequadamente as propriedades intrínsecas do solo.

Após essa definição, todo o restante das amostras foi preparado com 1,0 w_L e consolidado na célula oedométrica de grande dimensão, na qual foram submetidas a uma tensão máxima de 100 kPa. Com um corpo de prova moldado a partir de um desses “bolos” de solo reconstituído e consolidado nesta célula de grande dimensão, foi realizado um novo

ensaio de adensamento convencional. Por já ter sido submetida a uma carga anterior, a amostra ensaiada neste caso é considerada como *pré-adensada* e sua curva de adensamento resultante é apresentada na Figura 40, onde são indicados os trechos de recompressão e compressão virgem.

No trecho de recompressão, a variação do índice de vazios do solo é muito pequena e somente a partir de carregamentos com tensões efetivas maiores de 100 kPa são observadas variações efetivas. A partir desta tensão também, o solo apresenta mudança de comportamento, de pré-adensado para um comportamento de solo normalmente adensado. Desta figura inclusive, é possível observar o comportamento do solo no trecho de descarregamento, onde o mesmo não se mostra como um material muito expansivo.

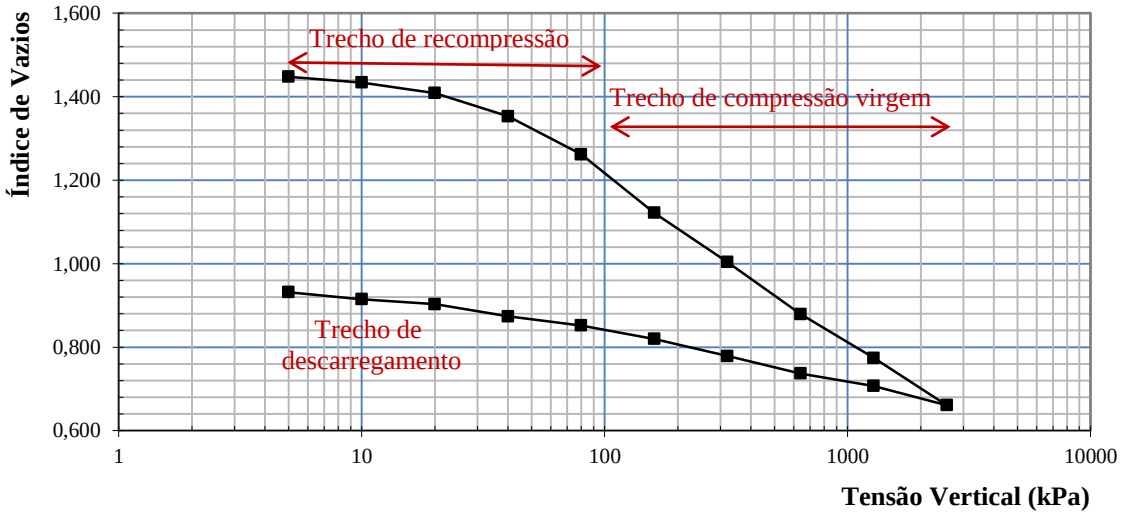

Figura 40: Curva de adensamento - solo reconstituído 1,0 w_L pré-adensado.

Para este ensaio também se calcularam os valores de Cv para cada estágio de tensão ao longo do ensaio. As curvas de adensamento e os respectivos valores de Cv são apresentados na Figura 41.

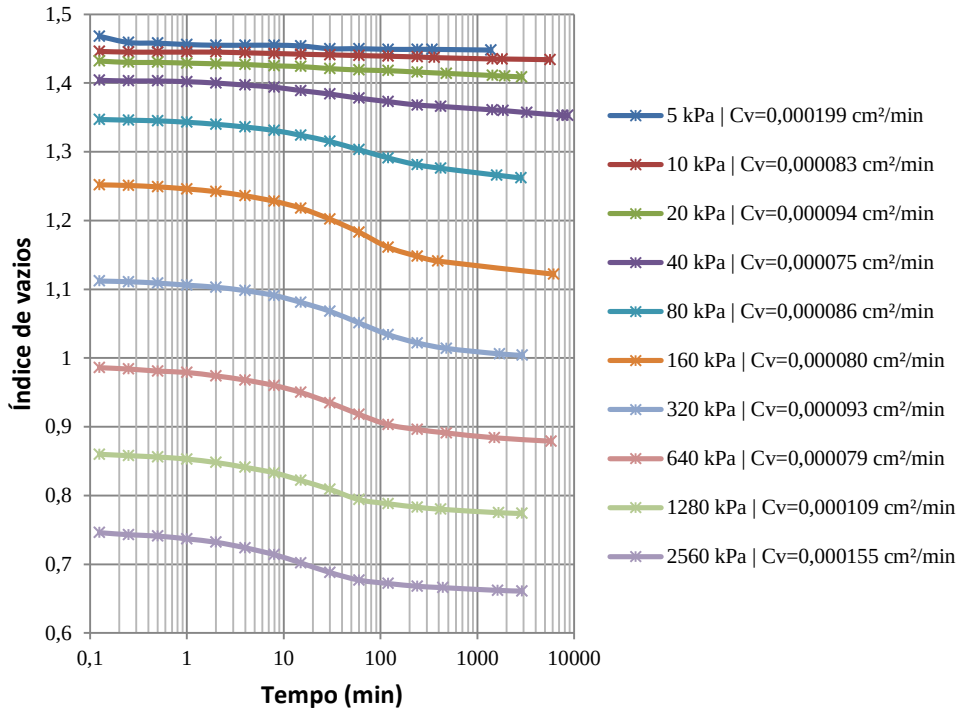

Figura 41: Curva índice de vazios x tempo e respectivos coeficientes de adensamento - solo reconstituído 1,0wL pré-adensado.

O índice de compressão intrínseco calculado para este solo foi Cc*=0,39. Além deste índice, com os dados obtidos ao longo dos estágios de descarregamento do solo, calculou-se o índice de expansão intrínseco (*Ce**) da amostra, resultando em Ce=0,14. Estes valores, além dos índices de vazios intrínsecos e^*_{100} e e^*_{1000} utilizados para cálculo do Cc*, são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Valores de Cc* calculados para o solo reconstituído 1,0 wL pré-adensado

	Solo reconstituído 1,0 w_L pré-adensado
e^*_{100}	1,22
e^*_{1000}	0,81
Cc*	0,39
Ce*	0,14

A Figura 42 apresenta a compilação das três curvas de adensamento obtidas. Nesta figura as semelhanças entre os dois solos preparados com teor de umidade 1,0 w_L ficam bem evidentes. Comparando os valores de Cc* obtidos para os dois solos reconstituídos a 1,0 w_L, um pré-adensado e o outro não, nota-se que os valores do Cc* deste primeiro são ligeiramente menores. Essa pequena diminuição no índice de compressão intrínseco possivelmente está

correlacionada à tensão de pré-adensamento a qual o solo foi submetido durante a consolidação, que mesmo que em pequena magnitude resultaria em certa orientação preferencial das partículas de argila.

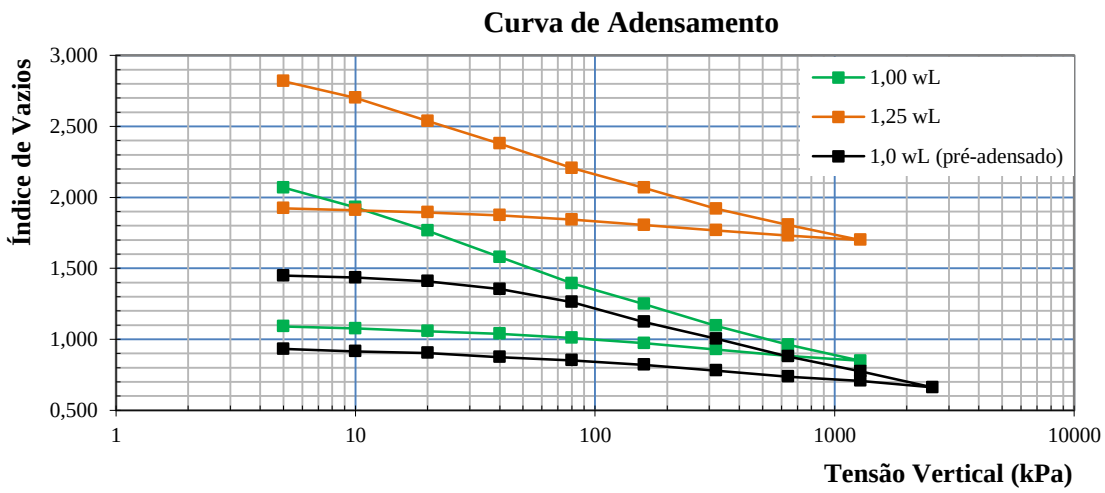

Figura 42: Curvas de adensamento dos solos reconstituídos com diferentes teores de umidade

6.4 Linhas de Compressão Intrínseca

As curvas de adensamento acima apresentadas podem ser classificadas também como *curvas de compressão intrínsecas* do solo, visto que o processo de reconstituição seguiu todas as normas definidas por Burland (1990), de modo que as propriedades apresentadas pelo solo ao longo dos ensaios representam de fato suas propriedades intrínsecas. Essas curvas de compressão definem a Linha de Compressão Intrínseca e são apresentadas em termos de e^*_{100} e e^*_{1000} nas Figuras 43, 44 e 45, para os solos 1,25 w_L, 1,0 w_L e 1,0 w_L pré-adensado, respectivamente.

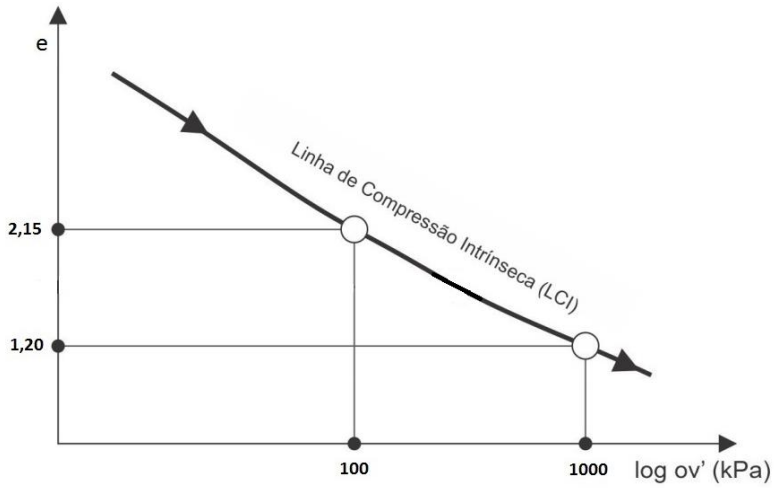

Figura 43: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,25 w_L

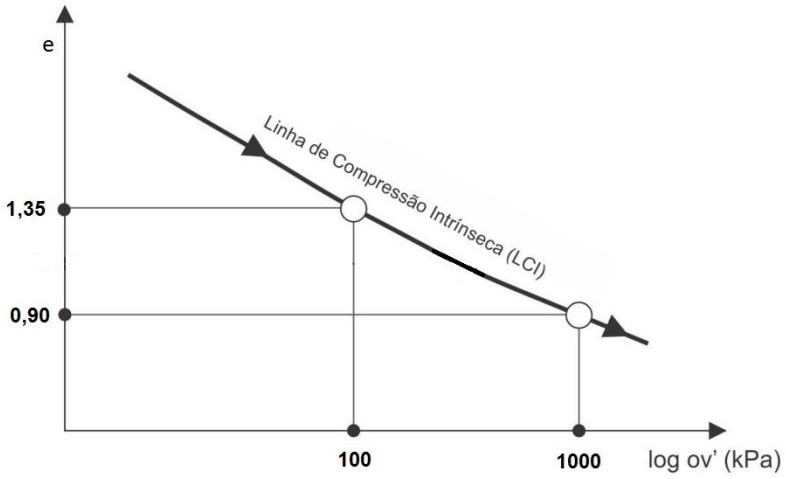

Figura 44: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,0 w_L

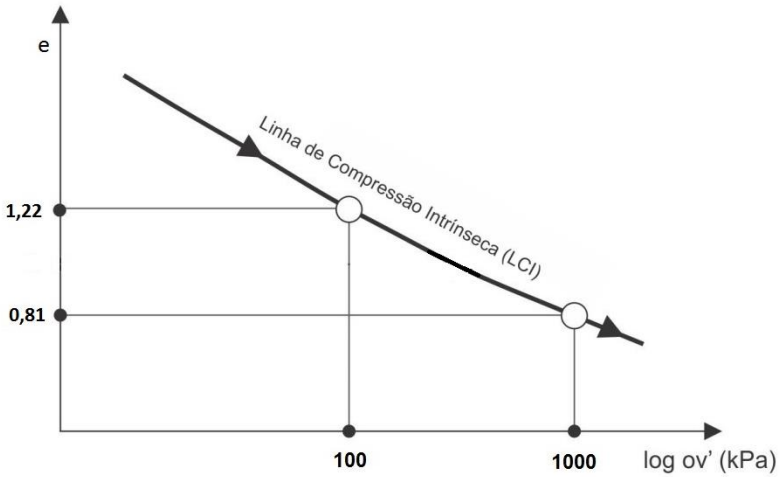

Figura 45: Linha de Compressão Intrínseca - solo 1,0 w_L pré-adensado

Individualmente, as curvas aparentam ser concordantes com os padrões apresentados por Burland (1990) em sua revisão acerca da LCI. A LCI obtida para o solo reconstituído e pré-adensado a 100 kPa, apesar das pequenas variações nos valores de e^*_{100} e e^*_{1000}, foi praticamente idêntica à LCI do solo reconstituído 1,0 wL não pré-adensado.

Ainda seguindo o postulado por Burland (1990) em termos de propriedades intrínsecas, as curvas de compressão do solo foram normalizadas em função da taxa de vazios Iv, apresentada na Equação (I). Essa normalização é feita a partir da atribuição de valores fixos para os índices e^*_{100} e e^*_{1000}, segundo a condição: quando $e = e^*_{100}$, Iv = 0 e quando $e = e^*_{1000}$, Iv = -1.

O uso do Iv como parâmetro de normalização permite uma comparação mais precisa entre as diferentes curvas obtidas e também a comparação destas com a LCS. Nesse sentido, a Figura 46 apresenta um gráfico com a compilação das LCI's dos solos ensaiados, demonstrando seu comportamento em torno da LCI de Burland (1990) e suas posições relativas à LCS de Skempton (1970).

Da Figura 46 pode se notar que as LCI's dos solos ensaiados se situam em torno da LCI geral definida por Burland (1990), confirmando o postulado por este autor de que a LCI de uma argila reconstituída será bem definida para pressões maiores que 100 kPa e concordantes com essa Linha de Compressão Intrínseca "geral". Dessa maneira, essa LCI única seria capaz de representar com precisão o comportamento de qualquer argila reconstituída, desde que se assegure que sua reconstituição tenha sido feito entre 1-1,5 w_L.

A análise da Figura 46 permite observar que a LCI do solo reconstituído 1,0 w_L e não pré-adensado foi a que apresentou comportamento mais próximo à LCI de Burland (1990). Para o solo reconstituído 1,0 w_L e pré-adensado, o início da LCI se situa um pouco deslocado à esquerda, o que tipicamente ocorre com argilas pré-adensadas. Ao ultrapassar a tensão de 100 kPa , entretanto, o solo começa a se comportar tal qual um solo normalmente adensado e o padrão de sua curva intrínseca se torna completamente concordante com a LCI de Burland (1990).

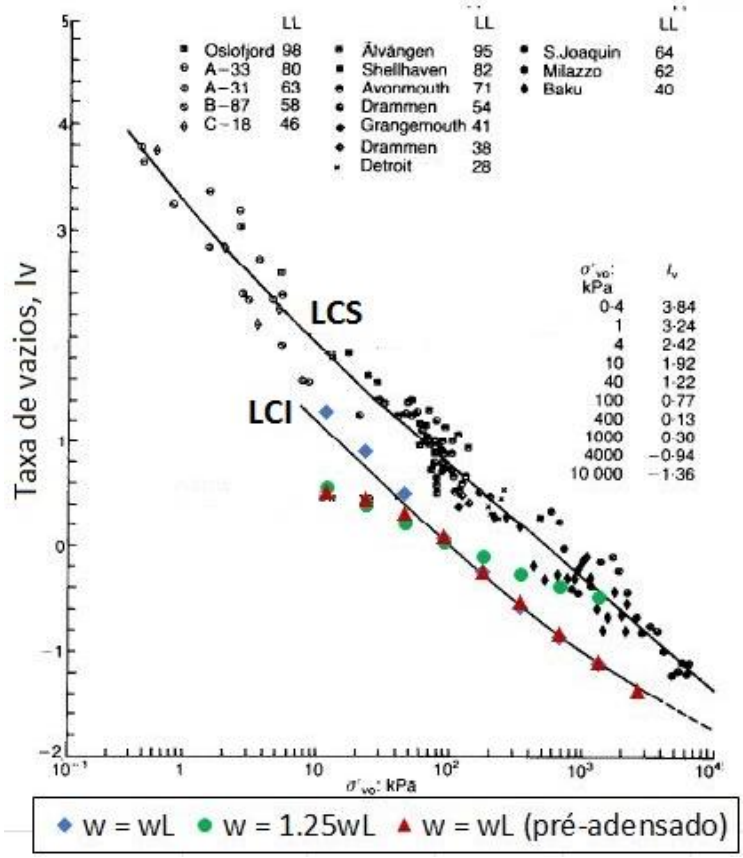

Figura 46: Comparação das LCI dos solos ensaiados com a LCI de Burland (1990) e LCS de Skempton (1970)

Porém, o comportamento do solo reconstituído 1,25 w_L diverge do que seria esperado. Inicialmente a curva se apresenta levemente deslocada à esquerda, tal qual a curva do solo 1,0w_L pré-adensado, porém essa argila não passou por nenhum processo de sobreadensamento que justificasse tal comportamento. Burland (1990) afirma que algumas argilas reconstituídas inicialmente apresentam curvas um pouco discordantes, porém conforme tensões efetivas maiores são aplicadas sob o material, há uma tendência natural de aproximação em direção à LCI. Para o solo 1,25 w_L isso não acontece e na verdade é observada uma tendência de afastamento da LCI e aproximação da LCS.

Possivelmente, caso fossem aplicadas tensões ainda maiores, a curva do solo reconstituído 1,25 w_L tenderia a se aproximar em direção à LCI, visto que Burland (1990) observou este tipo de padrão mesmo para amostras com curvas totalmente inseridas no contexto da LCS. Para tensões efetivas muito elevadas, a LCS e a LCI tendem a convergir em direção a uma única linha. Porém, essa hipótese só poderia ser confirmada em ensaios de adensamento com incrementos de carga maiores, os quais não foram realizados em função de limitações técnicas dos equipamentos do laboratório utilizado.

Não se sabe ao certo o que pode ter ocasionado este comportamento no material, se poderia ser atribuído a algum fator durante o processo de reconstituição ou ainda há alguma falha durante o processo de adensamento. Entretanto, este fato apenas corrobora a ideia de adotar o solo reconstituído 1,0 w_L como referência para determinações mais precisas das propriedades intrínsecas desta argila.

Em relação à comparação das LCI's com a LCS, pode se notar que as duas são aproximadamente paralelas, embora a LCS se localize pouco acima da LCI no gráfico. Essa diferença ocorre em função da relação entre as taxas de vazios e tensões efetivas. Considerando um mesmo valor de Iv, a tensão efetiva que o solo deve ser submetido para alcançar essa taxa de vazios é aproximadamente cinco vezes maior na LCS do que para a mesma taxa de vazios na LCI. Essa relação demonstra a influência da estrutura no comportamento do material.

Desta última comparação entre LCI e LCS observa-se também que os solos ensaiados foram satisfatoriamente desestruturados, visto que suas curvas estiveram mais próximas à LCI, sendo seus comportamentos todos atribuídos às propriedades intrínsecas.

6.5 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A análise em Microscópio Eletrônico de Varredura foi feita com o intuito de analisar a microestrutura do solo após o processo de reconstituição e adensamento em célula convencional. Foram observadas ao microscópio as amostras 1,0 w_L e 1,25 w_L e também uma amostra indeformada do mesmo solo para fins comparativos.

Os aumentos ópticos utilizados para análise do material foram variados, passando desde um aumento mínimo de 150x para uma observação geral do aspecto da amostra, até uma aproximação de 40.000x para observação de pequenos detalhes.

A Figura 47a, b e c, apresenta lado a lado as imagens com aproximação de 150x das amostras indeformada, reconstituída 1,0 w_L e 1,25 w_L, respectivamente, permitindo uma observação e comparação do aspecto geral das três amostras. Em princípio, é possível observar que as três amostras representam uma grande massa argilosa, sem forma definida ou orientação preferencial aparente. A esse nível de detalhamento não é possível fazer análises quanto à microestrutura do material, mas podem-se fazer algumas deduções acerca dos vazios maiores que se distribuem ao longo das amostras. Comparativamente, a quantidade de vazios

da amostra indeformada é maior que o observado nas amostras reconstituídas; dentre estas, a amostra 1,0 w_L aparenta ter mais vazios que a 1,25 w_L.

Na Figura 47d, e e f, as amostras analisadas estão dispostas na mesma ordem apresentada anteriormente, porém a aproximação utilizada na obtenção destas imagens foi de 1.500x. Nesta magnitude de aumento é possível fazer observações acerca da microestrutura do material, a qual para melhor descrição pode ser detalhada em termos de macro- e microporos. Os macroporos são aqueles formados pelo contato das placas de argilominerais em diferentes direções, os quais podem ser bem observados nestas imagens em termos de ocorrência e distribuição. A presença desses macroporos parece ser mais expressiva nas amostras indeformada e reconstituída 1,25 w_L, enquanto a amostra 1,0 w_L apresenta um aspecto muito mais compacto/ maciço. É possível notar também que há uma leve orientação preferencial dos minerais, embora não seja muito nítida a diferenciação das placas de argila.

Por sua vez, a Figura 47g, h e i apresentam as amostras dispostas na mesma sequência, utilizando dessa vez uma magnitude muito maior, de 10.000x. Com este aumento já é possível fazer uma avaliação mais precisa sobre a ocorrência dos microporos, que são os espaços que ocorrem entre as placas empilhadas. Neste sentido, embora a ocorrência dos microporos pareça ser bem reduzida em todas as amostras, nota-se que ela é significativamente menor na reconstituída 1,0 w_L. As placas de argilominerais desta amostra se apresentam fortemente orientadas e unidas, com contato muito próximo umas às outras, reduzindo assim a ocorrência dos microvazios. Para as amostras indeformada e reconstituída 1,25 w_L, também há uma orientação preferencial das placas, porém é possível notar que ainda existe um certo grau de desordem entre as partículas de argila, além de que o contato não é tão coeso quanto o que ocorre na reconstituída 1,0 w_L.

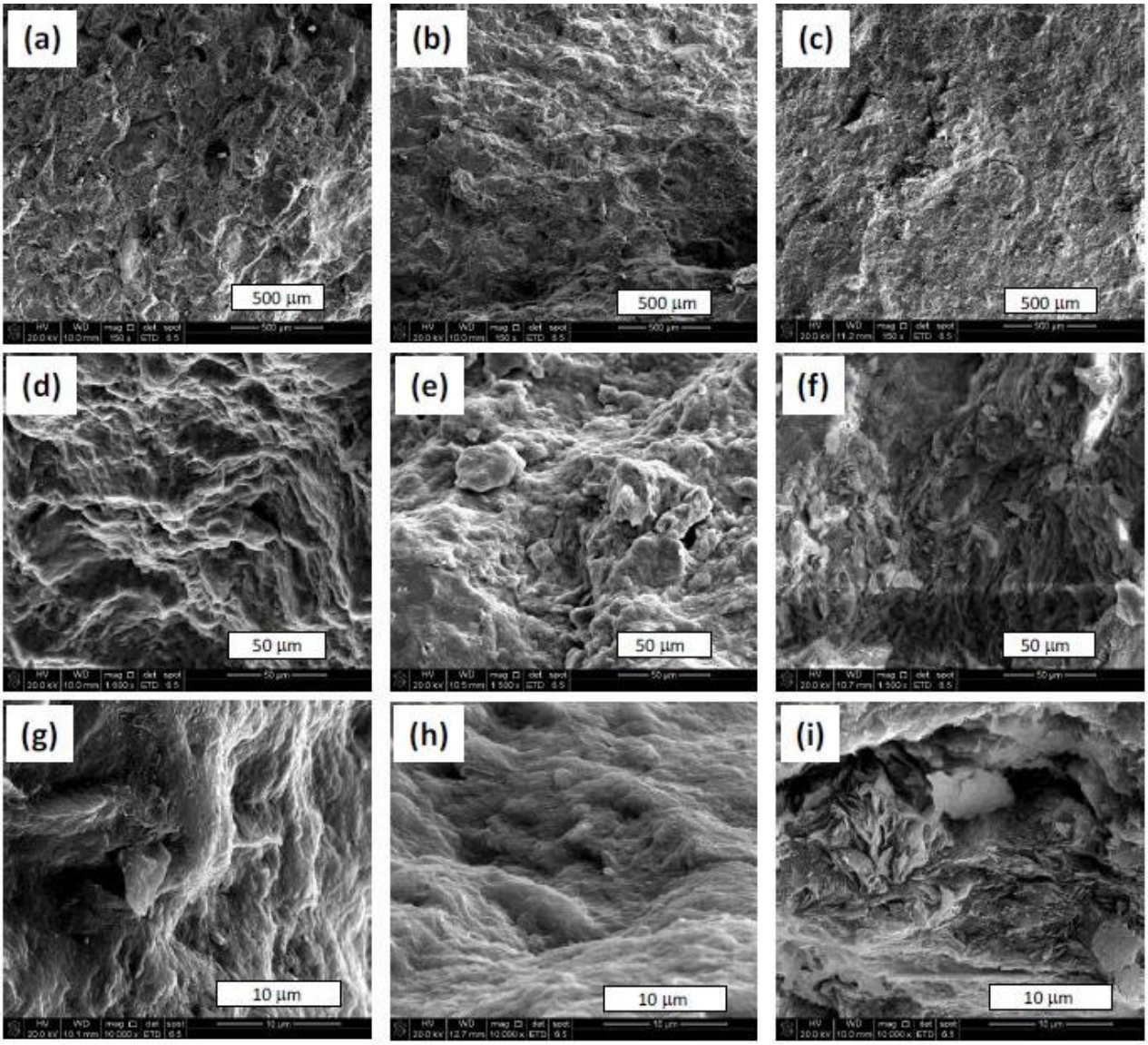

Figura 47: Imagens de MEV em amostras indeformada e reconstituídas

A seguir são apresentadas também algumas análises individuais das imagens feitas das diferentes amostras, que evidenciam os principais aspectos apontados anteriormente, permitindo uma melhor observação destes. A Figura 48 apresenta fotografias da amostra indeformada, feitas com aproximações que variam de 1.000x até 30.000x, que evidenciam bem sua estrutura mais aberta, com porções onde os minerais se encontram mais orientados e em outras distribuídos aleatoriamente. Nesta figura também se nota o formato das placas de argilominerais, tipicamente encontrados e reconhecidos nas caulinitas ao microscópio eletrônico. As setas incluídas nas figuras identificam um ponto em comum entre as imagens, para se criar um referencial e facilitar a visualização.

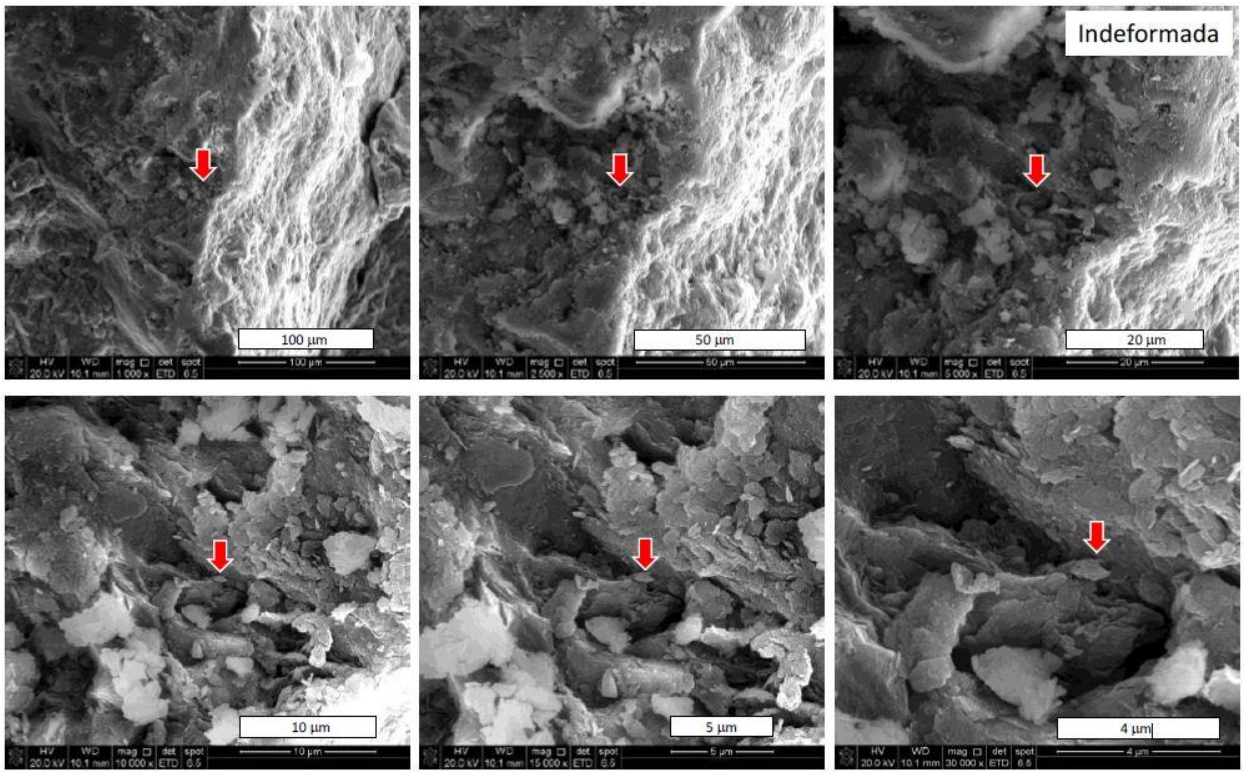

Figura 48: Imagens de MEV - amostra indeformada

Na Figura 49 são apresentadas imagens com aproximações de 1000x a 30000x da amostra reconstituída 1,0 w_L, onde se torna bem nítida a estrutura compacta da amostra, de aspecto maciço, com os minerais fortemente orientados e unidos entre si. Diferentemente do que ocorre na Figura 50, que representa imagens de detalhe da amostra reconstituída 1,25 w_L. Nota-se que esta resguarda maiores semelhanças com a amostra indeformada do que com a amostra reconstituída 1,0 w_L, pois seus microporos são mais numerosos, com estrutura mais aberta. Porém, embora haja essas semelhanças, é evidente que a amostra 1,25 w_L possui uma tendência de orientação dos argilominerais muito mais marcante do que a amostra indeformada.

Outro aspecto relevante da imagem de maior aproximação feita da amostra reconstituída 1,25 w_L, é a existência de partículas com formatos típicos de montmorillonitas. É importante ressaltar que esse argilomineral não foi identificado nos ensaios de DRX, porém sua ocorrência é frequentemente relatada nas revisões bibliográficas referentes ao solo de estudo, sendo, portanto, de se esperar sua presença nas amostras estudadas.

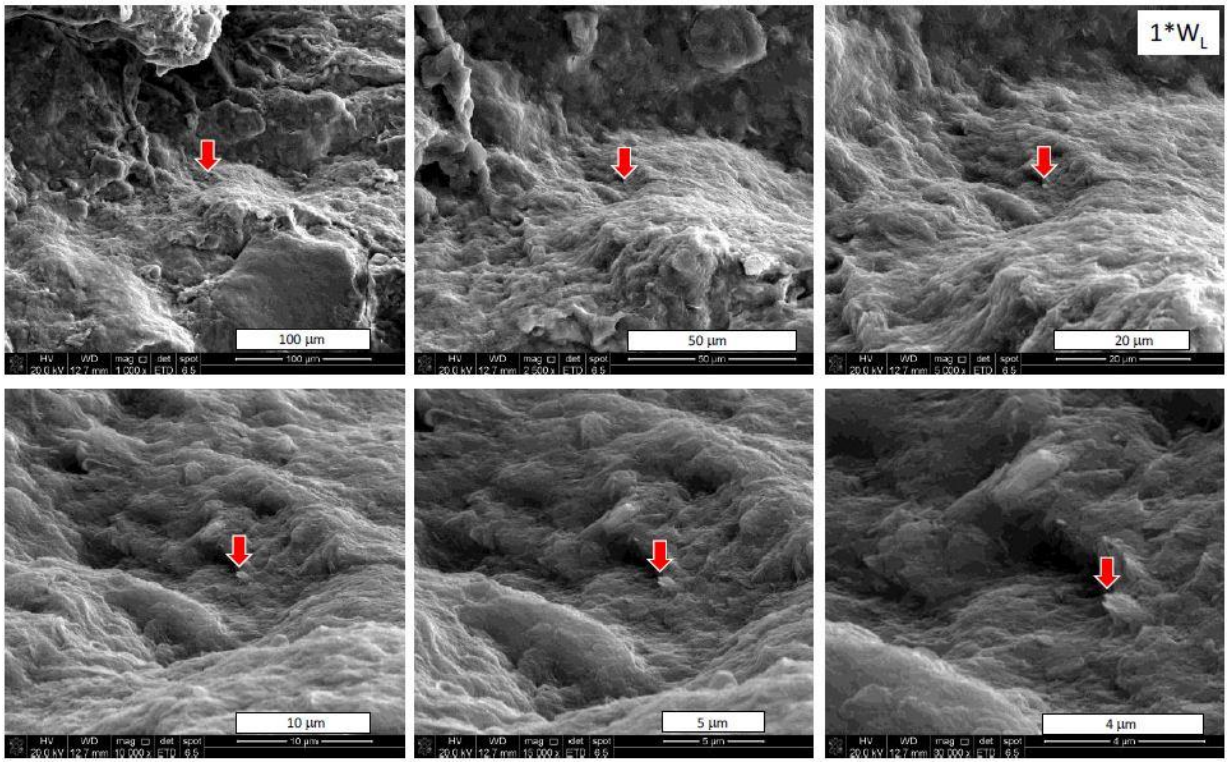

Figura 49: Imagens de MEV - Amostra reconstituída 1,0 w_L

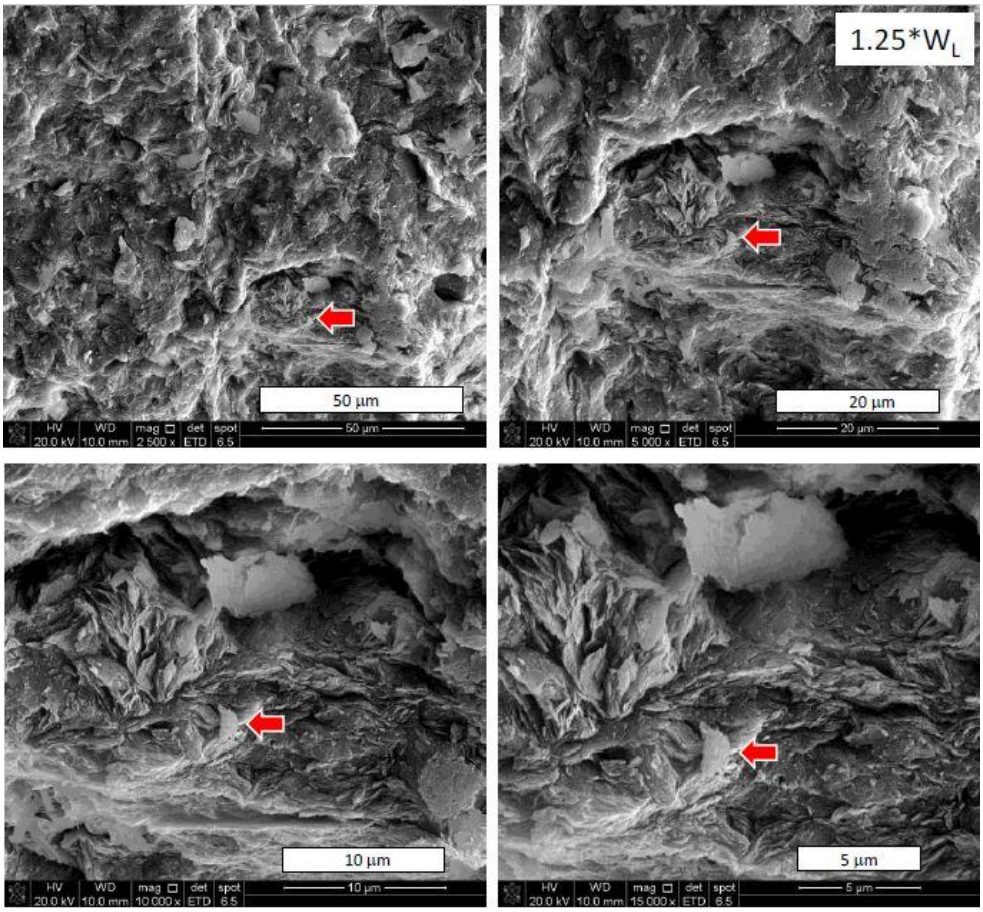

Figura 50: Imagens de MEV – Amostra reconstituída 1,25 w_L

6.6 Ensaios triaxiais CIU

Foram realizados quatro ensaios convencionais do tipo CIU com tensões de adensamento 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 600 kPa. Todos os corpos de prova foram retirados do bloco de solo reconstituído 1,0 w_L, pré-adensado; as características iniciais de cada um são apresentadas na Tabela 8. Na Figura 51, são apresentados os corpos de prova após ruptura.

Tabela 8: Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais

CARACTERÍSTICAS		CIU-50-R-DC	CIU-100-R-DC	CIU-200-R-DC	CIU-600-R-DC
Umidade inicial	**%**	44,8	45,7	44,4	44,3
Área	**cm²**	19,99	19,67	19,69	19,62
Volume	**cm³**	199,69	197,03	197,52	197,23
Peso úmido	**g**	342,75	346,38	346,66	340,55
Densidade dos grãos	**g/cm³**	2,71	2,71	2,71	2,71
Densidade úmida	**g/cm³**	1,72	1,76	1,75	1,73
Densidade seca	**g/cm³**	1,18	1,21	1,21	1,20
Índice de vazios		1,29	1,25	1,23	1,26
Grau de saturação	**%**	94,4	99,4	97,8	94,9

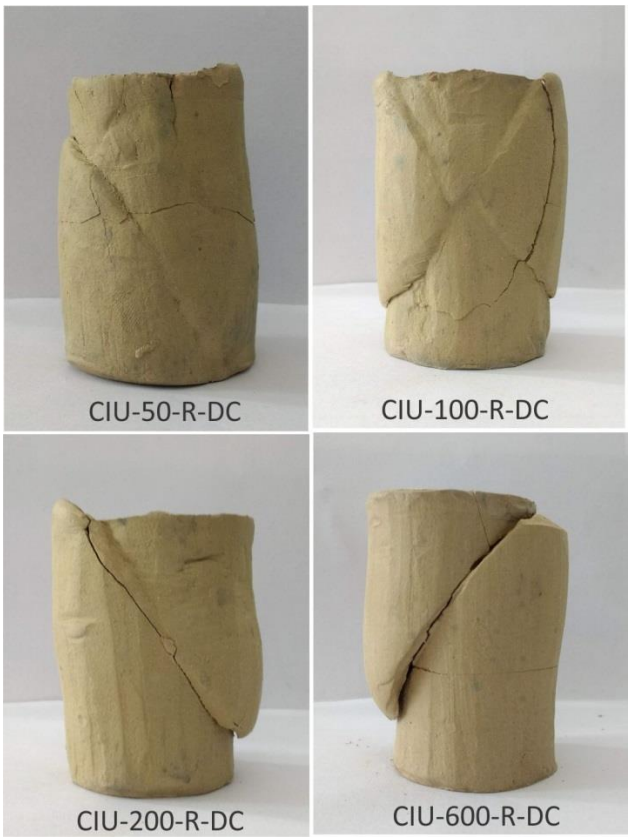

Figura 51: Corpos de prova após os ensaios de cisalhamento triaxial

Nas figuras 52 e 53 são apresentados os gráficos de tensão x deformação e de variações de poropressões, respectivamente. Observa-se que o padrão de comportamento entre todos os ensaios foram bem semelhantes. As curvas resultantes foram condizentes com o padrão esperado, todas se assemelhando ao modelo das envoltórias de resistência de argilas normalmente adensadas (condição *fully softened)* definida por Skempton (1970). Esse tipo de curva indica um crescimento continuo das tensões cisalhantes e deformações até que se atinja a ruptura, e posteriormente há a estabilização da curva próxima a esses valores de tensão.

Nos ensaios realizados, as curvas obtidas demonstraram um rápido desenvolvimento de tensões a partir de pequenas taxas de deformação. Para as confinantes de 50, 100 e 200 kPa, as tensões aumentaram rapidamente logo no início do ensaio e atingiram seu valor máximo próximo à uma taxa de deformação de 4 a 6%, e então se estabilizaram para taxas de deformação maiores. No ensaio de confinante 600 kPa, entretanto, o valor máximo de tensão só foi atingido próximo à deformação de 10%, uma taxa consideravelmente maior em relação aos outros ensaios.

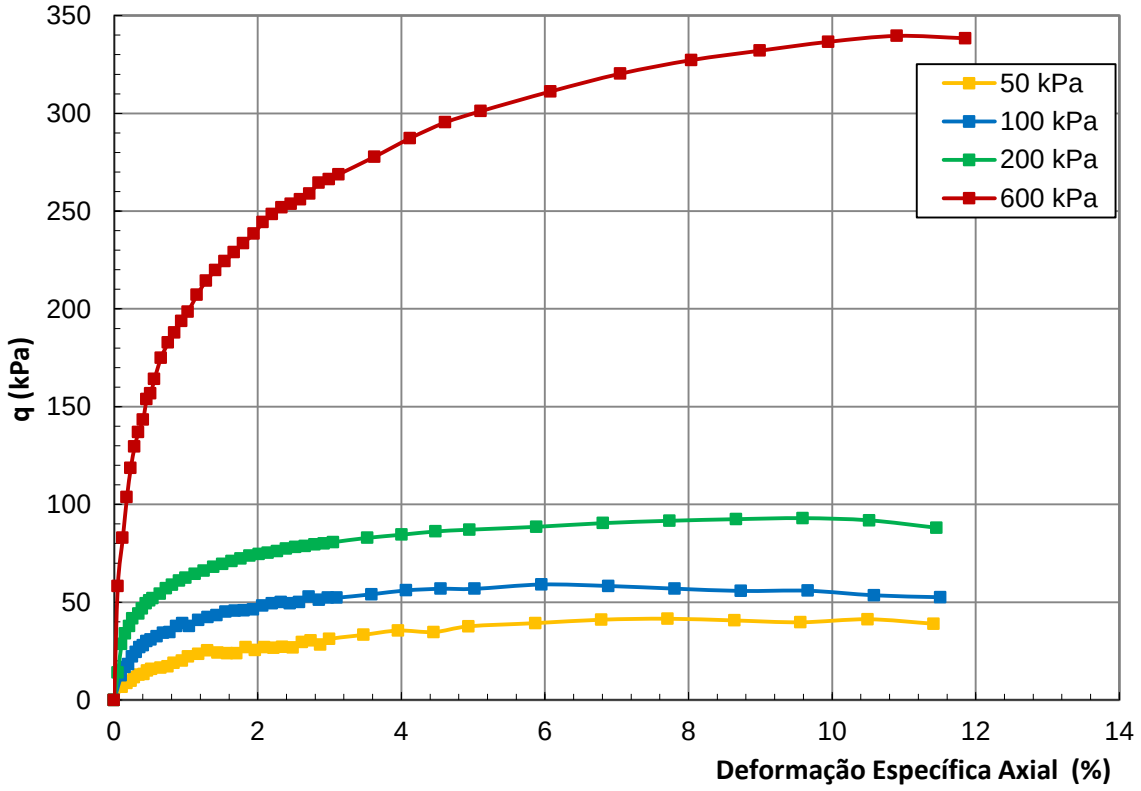

Figura 52: Curvas tensão desviadora x deformação axial

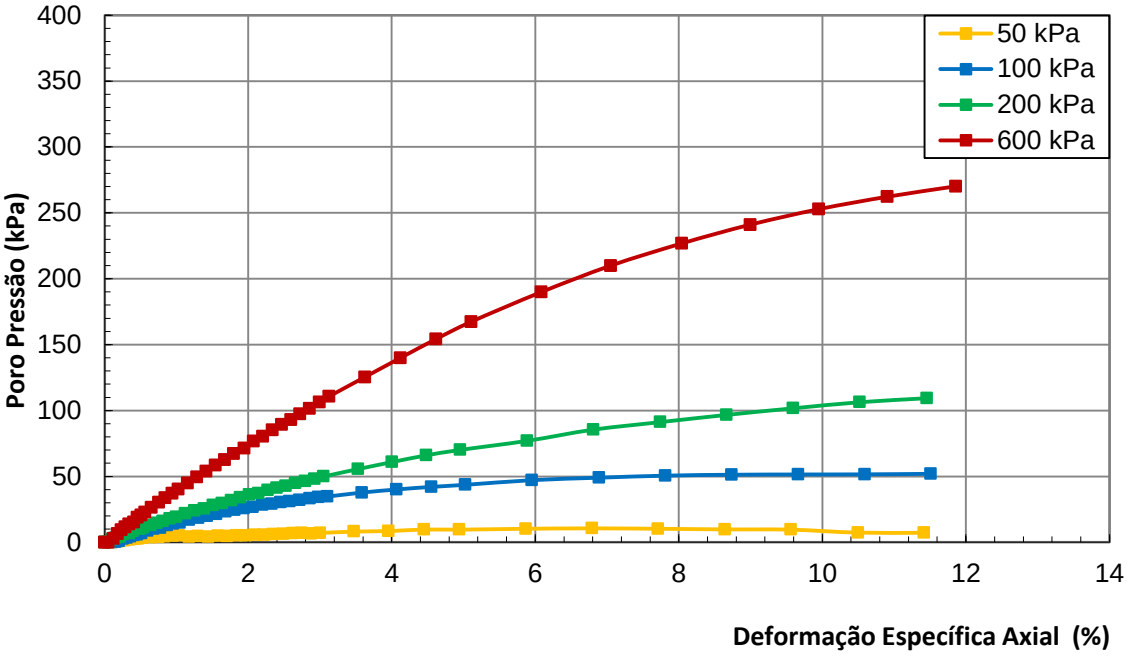

Figura 53: Curvas de variação de poropressão x deformação axial

O comportamento das curvas de poropressão x deformação axial foi bastante semelhante ao comportamento das curvas tensão x deformação. Em todos os ensaios, se observou um incremento da poropressão que acompanha o aumento das tensões, porém sem formação de picos definidos e logo após a ruptura as poropressões se estabilizaram. Vale ressaltar, entretanto, que os valores de poropressões estão dentro do esperado.

As Figuras 54 e 55 apresentam as trajetórias de tensão efetiva e também os círculos de Mohr, com as respectivas envoltórias de ruptura. Como já mencionado anteriormente, os parâmetros obtidos ao longo destes ensaios podem ser denominados também de parâmetros intrínsecos de resistência. Nesse sentido, estes solos demonstram a parcela de resistência que não é dependente da estrutura ou cimentação do solo, mas sim toda aquela atribuída à resistência entre partículas, ou mais especificamente, ao ângulo de atrito interno entre as partículas (φ'). Deste modo, os parâmetros intrínsecos de resistência obtidos foram: c'*= 0 e φ'*=21°.

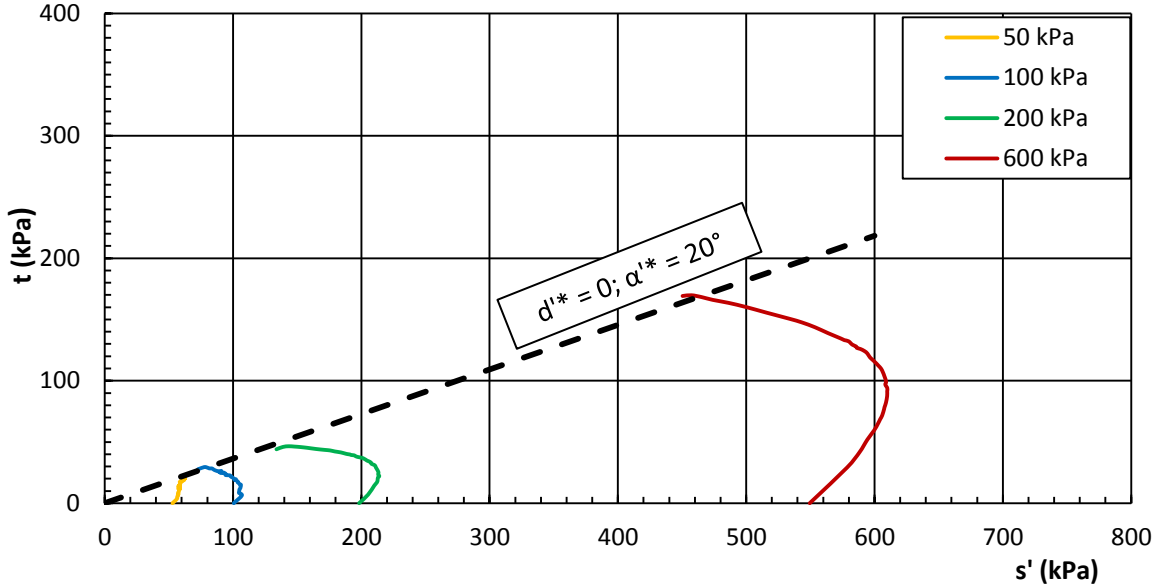

Figura 54: Trajetórias de tensões do ensaio de resistência

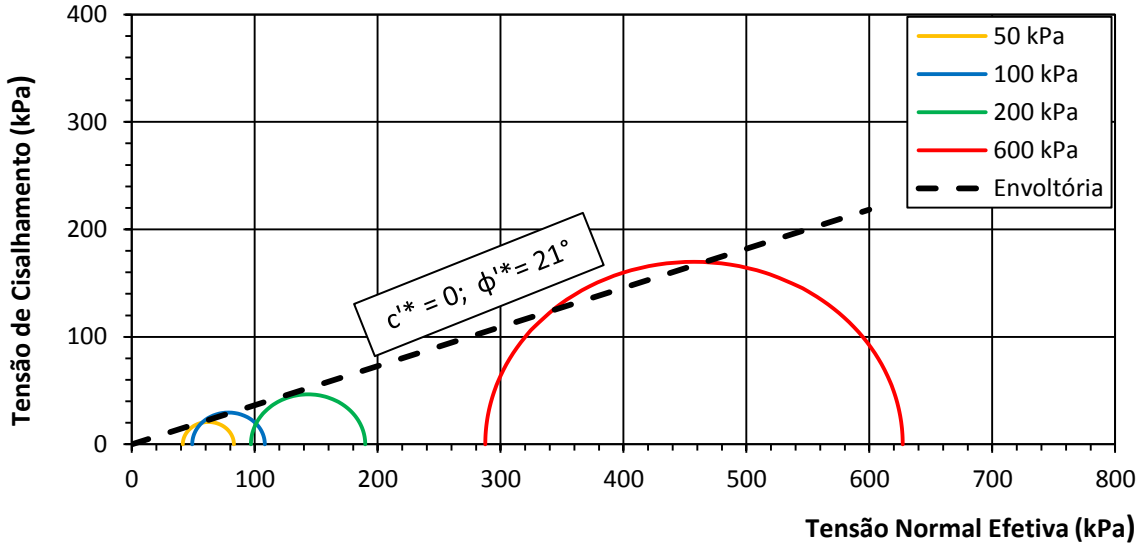

Figura 55: Círculos de Mohr e envoltória de ruptura

Além dos parâmetros de resistência, os ensaios triaxiais permitiram a obtenção de dados acerca da deformabilidade do solo reconstituído. Na Figura 56 são apresentados os módulos de deformabilidade secante (E_s) relacionados às deformações medidas durante o processo de cisalhamento nos ensaios triaxiais. A medição dos deslocamentos foi externa e foi possível a obtenção de dados a partir de deformações de 0,05%.

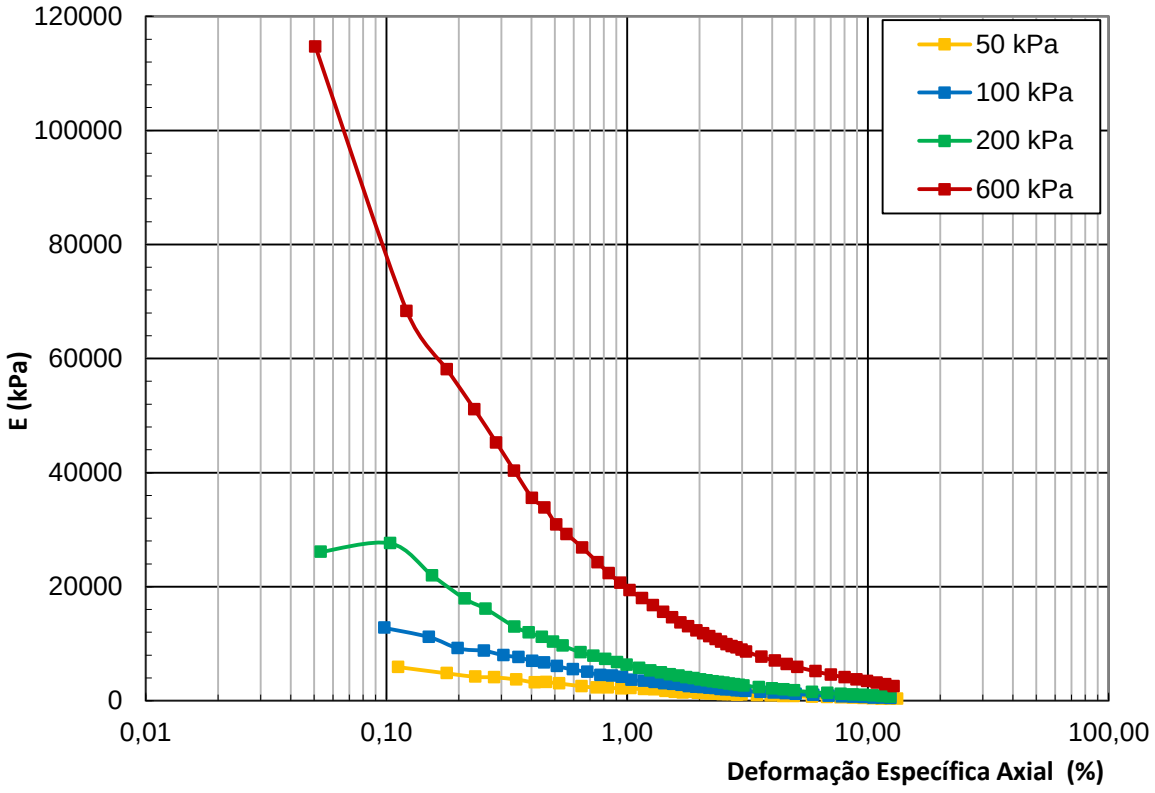

Figura 56: Módulos de deformabilidade secante (Es)

De maneira geral, pode se notar a partir dos dados da Figura 56 que, tal qual nos resultados de resistência, os resultados de deformabilidade do ensaio com confinante de 600 kPa destoam significativamente do padrão de resultados dos ensaios realizados com outros valores de confinantes. Os módulos de deformabilidade para a confinante de 600 kPa foram relativamente maiores ao longo de todo o ensaio, se aproximando dos módulos dos outros ensaios apenas a partir de 10% de deformação. Entretanto, para todos os ensaios nota-se que os valores máximos do módulo de deformabilidade são referentes a baixas deformações (aproximadamente 0,1%) e há uma tendência de redução dos módulos com o aumento das taxas de deformação, conforme o esperado.

Analisando os resultados dos ensaios realizados com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa, nota-se que para baixas taxas de deformação há uma pequena variação do comportamento dos módulos de deformabilidade secante em função da tensão confinante.

Na Figura 57 são apresentados os módulos de deformabilidade secante normalizados pelas tensões efetivas iniciais (p'_0).

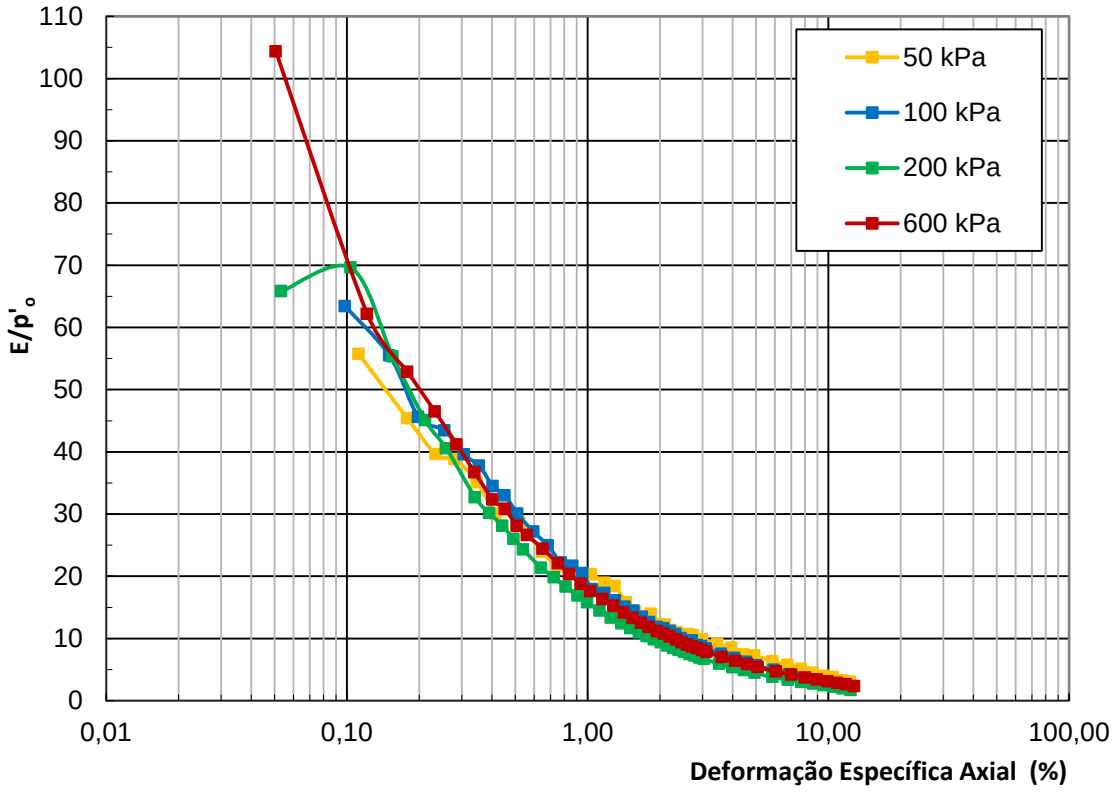

Figura 57: Módulo de deformabilidade secante (Es) normalizado pela tensão efetiva inicial (p'_0)

A normalização dos módulos apresentada na Figura 57 demonstra uma tendência de comportamento bem definida e semelhante para todos os ensaios, independentemente da tensão confinante considerada. Os módulos normalizados indicam novamente, como esperado, uma redução conforme há um aumento na taxa de deformação. Além disso, os valores de Es normalizados se mostram bem semelhantes a partir de 0,1% de deformação, para todas as tensões confinantes.

Além dos ensaios descritos acima, foram realizados outros dois ensaios triaxiais, onde os corpos de prova foram sobreadensados com diferentes valores de RSA, a fim de comparar a influência do sobreadensamento de um solo reconstituído em seus valores de resistência. Estes ensaios também foram do tipo convencional não drenado (CIU) e adotou-se a tensão confinante de 100 kPa para a fase de cisalhamento. A Tabela 9 apresenta as características iniciais destes dois corpos de prova sobreadensados.

Tabela 9: Características dos corpos de prova sobreadensados utilizados nos ensaios triaxiais

CARACTERÍSTICAS		CIU-RSA2-R-DC	CIU-RSA5-R-DC
Umidade inicial	**%**	46,50	44,43
Área	**cm²**	11,222	11,401
Volume	**cm³**	89,21	91,43
Peso úmido	**g**	148,75	162,13
Densidade dos grãos	**g/cm³**	2,71	2,71
Densidade úmida	**g/cm³**	1,67	1,77
Índice de vazios		1,35	1,21
Grau de saturação	**%**	90	96

Nas figuras 58a e 58b são apresentados os gráficos de tensão x deformação e de variações de poropressões, respectivamente. Dentro dessa perspectiva, o ensaio CIU-100-R-DC pode ser interpretado também como um ensaio com RSA = 1, e devido a isso seus resultados foram plotados juntamente com os corpos de prova de RSA = 2 e RSA = 5, para fins comparativos.

A Figura 58a demonstra que as curvas apresentaram comportamento semelhante, porém as amostras com RSA = 2 e RSA = 5 desenvolveram picos de tensão. Na amostra com RSA = 5 este pico é mais pronunciado e ocorre próximo à taxa de 8% de deformação, enquanto na amostra com RSA = 2 o pico aparece com 10% de deformação axial. Conforme esperado, os valores de q se mostraram maiores quanto maior a razão de sobreadensamento do solo, considerando as mesmas taxas de deformação. Observa-se que após a ruptura, há tendência de estabilização das tensões.

As curvas da Figura 58b apresentaram comportamento distinto entre si, havendo maior semelhança entre os solos com RSA = 1 e RSA = 2, onde o aumento das poropressões acompanha o aumento das tensões e há estabilização após a ruptura. O comportamento das poropressões do solo com RSA = 5, entretanto, é bem distinto e nota-se que no início do ensaio seus valores são significativamente maiores em relação aos outros dois solos, porém há uma tendência de redução das poropressões com o aumento da deformação, chegando inclusive a desenvolver pressões negativas.

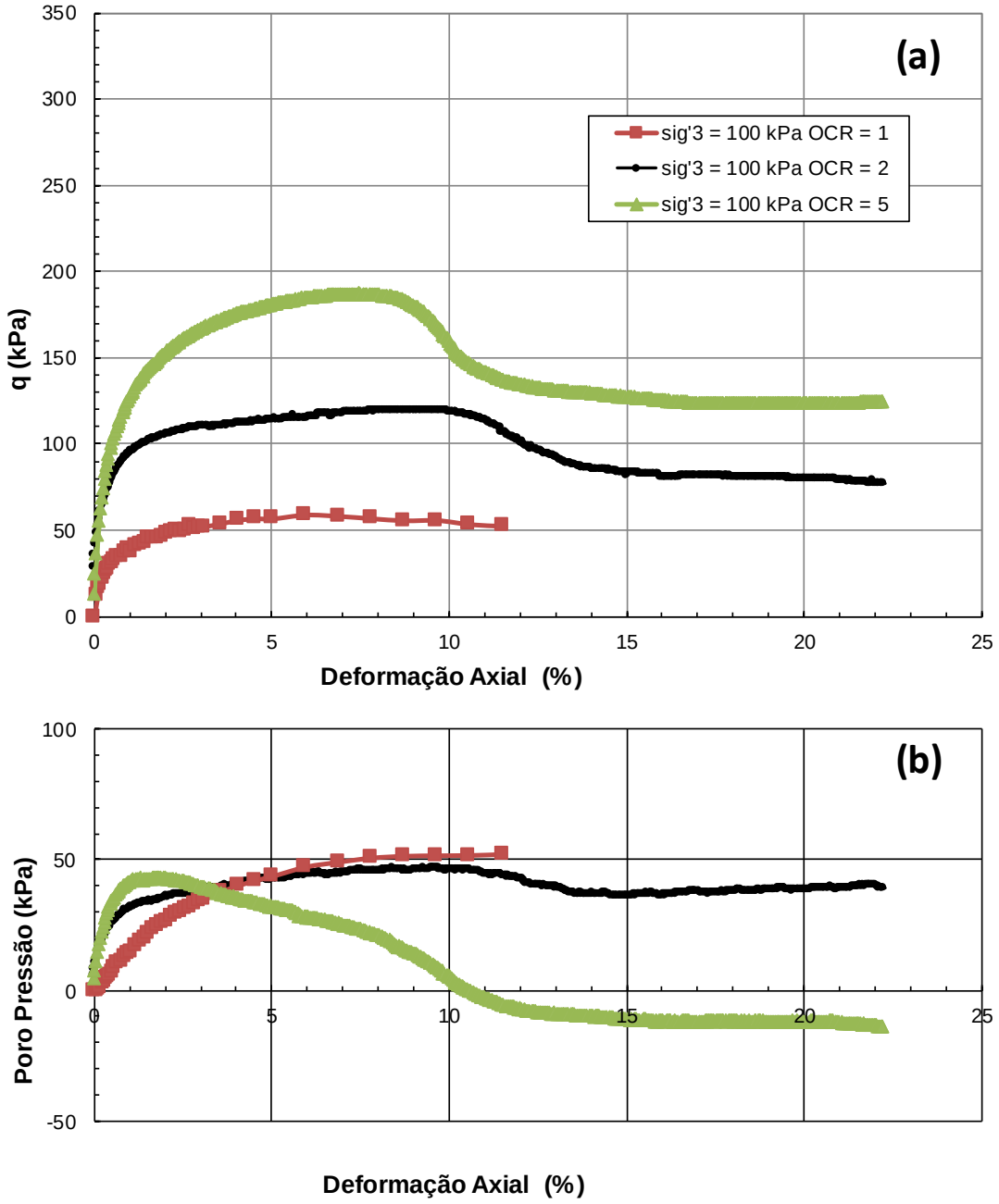

Figura 58: Solo normalmente adensado e sobreadensado (a) Curvas tensão desviadora x deformação axial; (b) variação da poropressão x deformação axial

Na Figura 59 são apresentadas as trajetórias de tensões obtidas com o solo sobreadensado e o normalmente adensado. Apresenta-se ainda, na Figura 59, a envoltória do solo normalmente adensado como referência e que indica a convergência para a condição pós-pico e o aumento da resistência do solo conforme se aumenta a razão de sobreadensamento ao qual foi submetido.

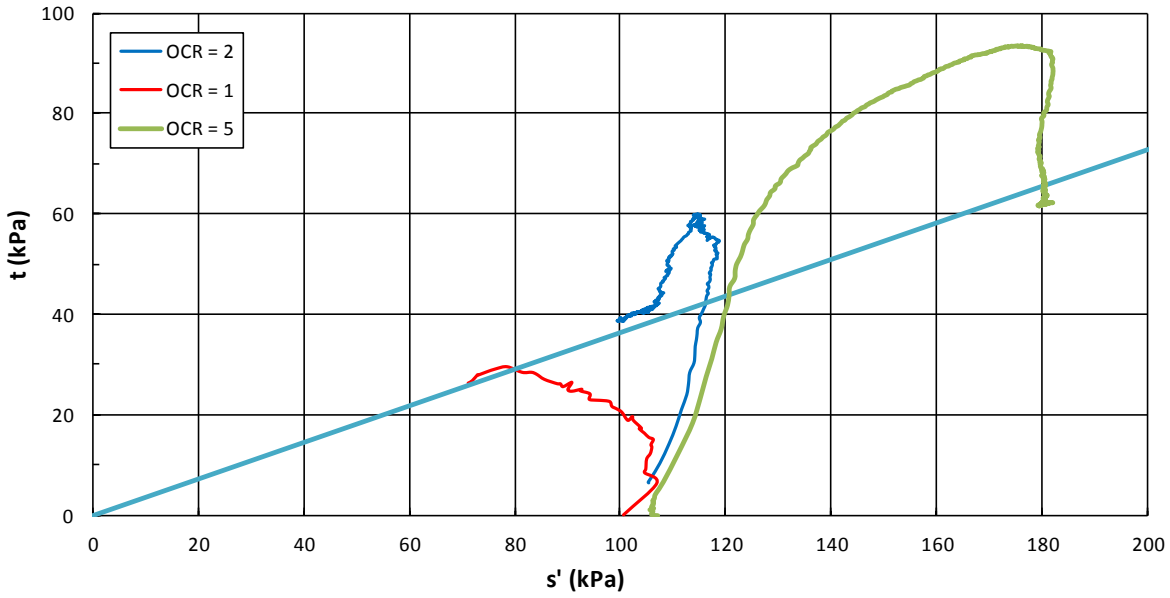

Figura 59: Trajetórias de tensões dos ensaios de resistência nos solos sobreadensados

Foram calculados também os parâmetros de deformabilidade para os solos com razões de sobreadensamento diferentes da unidade. Na Figura 60 são apresentados os módulos de deformabilidade não drenados secante (Eu), novamente obtidos a partir de deformações iguais a 0,05%. Na Figura 61 estão apresentados os módulos normalizados com a tensão média efetiva (p').

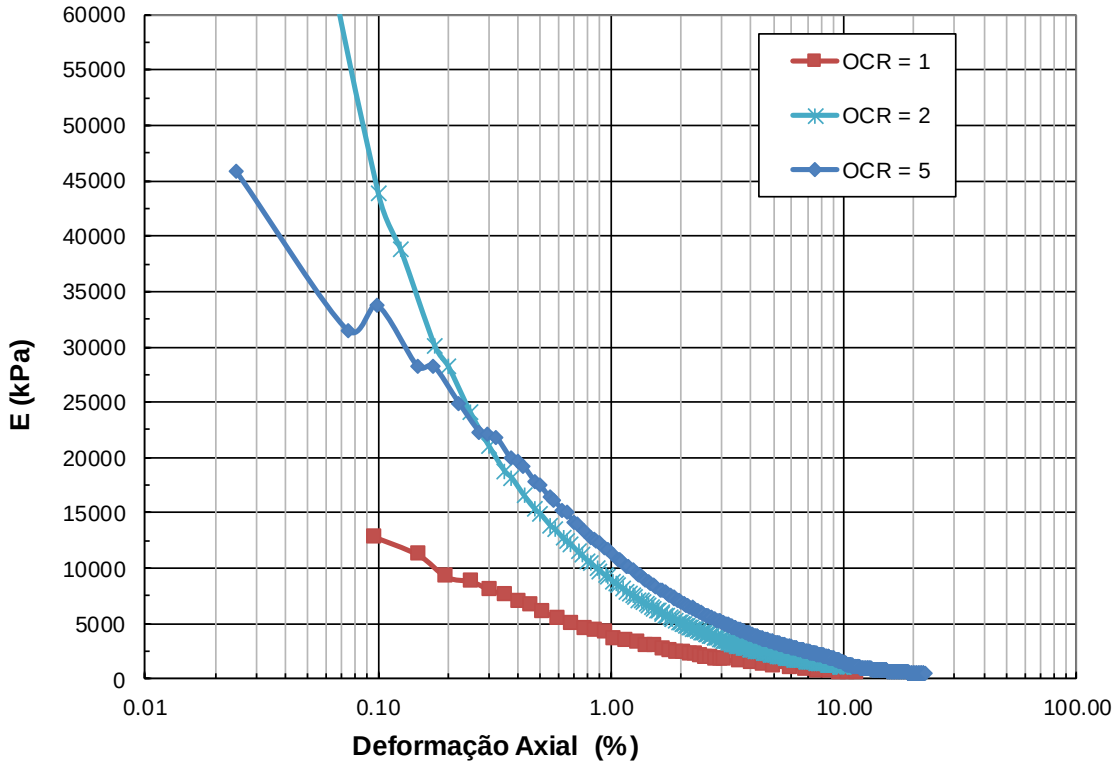

Figura 60: Módulos de deformabilidade secante - solos reconstituídos sobreadensados

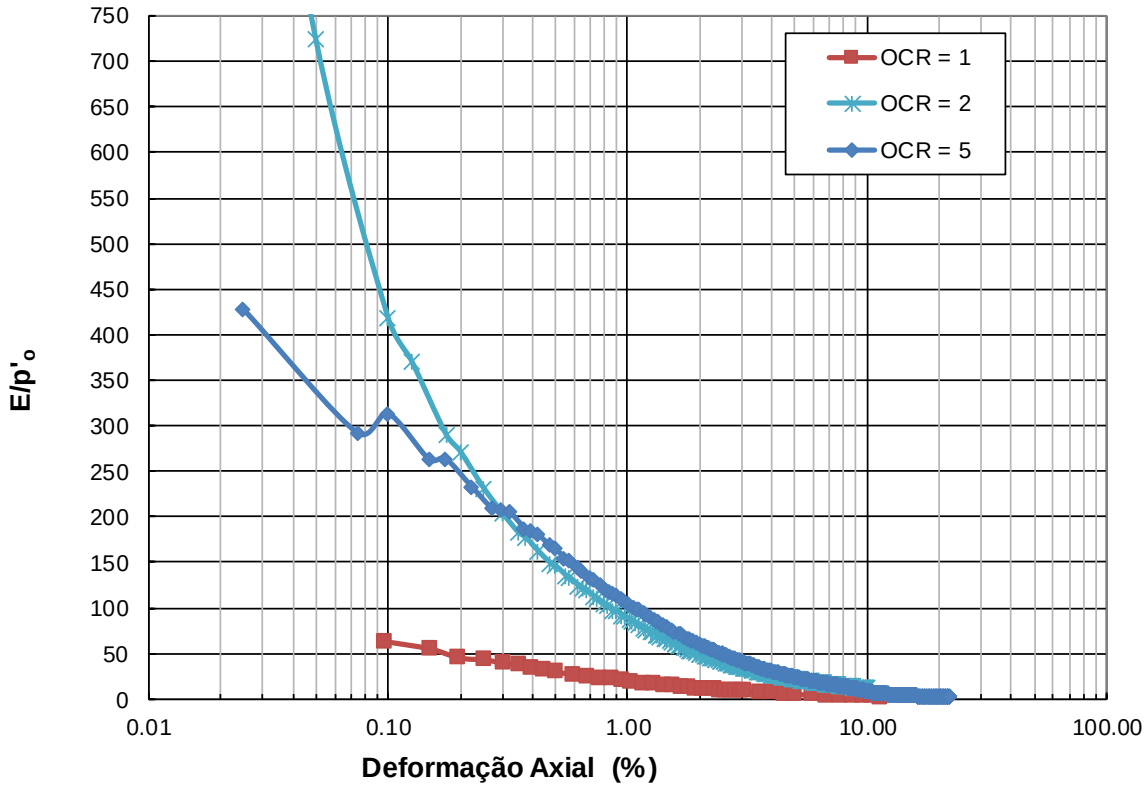

Figura 61: Módulos de deformabilidade secante normalizados - solos reconstituídos sobreadensados

7. CONCLUSÕES

Ao longo do trabalho, foram preparadas amostras reconstituídas das argilas cinza-esverdeadas e realizados ensaios de caracterização geotécnica, adensamento e resistência, a partir dos quais foi possível determinar suas características intrínsecas e a influência destas no comportamento geotécnico deste solo.

Sobre a etapa de preparação das amostras e reconstituição dos solos, pode-se concluir:

- Amostras preparadas com teor de umidade acima de 1,0 w_L resultam em um material com consistência final muito líquida, difíceis de serem manipulados e consolidados na célula de adensamento. Para reconstituição deste solo, recomenda-se a adoção do teor de umidade igual ao limite de liquidez.
- A consolidação das amostras reconstituídas utilizando uma célula oedométrica de grande dimensão se mostrou eficiente para obtenção de um "bolo" de solo reconstituído homogêneo, de fácil manipulação, a partir dos quais foi possível retirar os corpos de prova para realização dos ensaios de adensamento e resistência.

A caracterização geotécnica do material, em termos de granulometria e limites de consistência, mineralogia e sua curva de retenção de água, mostrou que:

- O solo estudado é composto essencialmente por argila (94%), silte (5%) e areia fina (1%). As frações granulométricas, principalmente de argila, são significativamente diferentes das encontradas na literatura, fato que pode estar correlacionado ao ambiente geológico de formação natural do solo ou ainda deve-se investigar a influência do processo de moagem na curva granulométrica do material.
- Correlacionado à sua alta fração argilosa, o solo apresenta também altos valores quanto aos limites de consistência – LL = 95% e LP = 40%.
- Em termos de mineralogia, o solo é composto essencialmente por caulinita e illita
- A curva de retenção de água do material, em termos de umidade gravimétrica x sucção demonstram uma grande retenção mesmo para altos valores de sucção (maiores que 15000 kPa).

A partir dos ensaios de adensamento, observou-se:

- Para um mesmo valor de tensão efetiva, o solo reconstituído com maior teor de umidade (1,25 w_L) apresentou índices de vazios maiores, comparativamente ao solo reconstituído com umidade 1,0 w_L.
- De maneira geral, os resultados obtidos para as amostras reconstituídas se situaram próximos à LCI definida por Burland (1990). A amostra reconstituída 1,25 wL mostrou maior tendência de aproximação à LCS, corroborando a ideia de não ser o material de referência mais apropriado para definição das características intrínsecas. Entretanto, as LCI's dos solos reconstituídos 1,0 wL e 1,0 wL pré-adensado, se apresentaram dentro do padrão esperado.
- O Cc* do solo é de aproximadamente 0,40 a 0,45.

As análises das imagens obtidas no MEV demonstram que:

- As amostras, em seu aspecto geral, não apresentam forma definida ou orientação preferencial dos argilominerais aparente. Quando observada a ocorrência e distribuição dos microporos, nota-se que a amostra reconstituída 1,0 wL tem um aspecto mais fechado, maciço.
- Algumas imagens apresentam argilominerais com formato típico de montmorillonitas, as quais não foram identificadas nos ensaios de DRX. Desse modo, sugere-se uma investigação mais detalhada acerca da mineralogia do solo, em pesquisas futuras.

Sobre os ensaios triaxiais, conclui-se:

- A resistência medida nos solos reconstituídos é independente de fatores como estrutura ou cimentação e nesse sentido, os valores dos parâmetros intrínsecos de resistência obtidos foram: $c'^*=0$ e $\varphi'^*=21°$.
- Os módulos de deformabilidade dos solos reconstituídos foram relativamente altos, principalmente no início do ensaio e há tendência de diminuição conforme ocorre o aumento na taxa de deformação.
- Os ensaios de resistência realizados com amostras reconstituídas e sobreadensadas demonstraram que quanto maior a razão de sobreadensamento, maior a resistência mobilizada pelo solo na fase de cisalhamento.
- As curvas tensão x deformação obtidas para os solos reconstituídos se mostraram condizentes com as envoltórias de resistência de argilas normalmente adensadas, na condição *fully softened* ou ainda de juntas/fissuras,

definida por Skempton (1970). Esse fato comprova que o uso de amostras reconstituídas em laboratório é um meio importante e confiável para acessar as informações de campo de alguns solos, fornecendo parâmetros seguros a serem utilizados nos projetos de engenharia.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F.F.M. Fundamentos geológicos do Relevo Paulista. **Boletim do Instituto de Geografia e Geologia**, 41: 169-263, 1964.

ALMEIDA, F.F.M**. Origem e evolução da Plataforma Brasileira**. Rio de Janeiro, DNPM/DGM, 241, 36p, 1967.

ALMEIDA, F.F.M. The system of continental rifts bordering the Santos Basin, Brazil. **Anais da Academia Brasileira de Ciências** (suplemento). 48: 15-26, 1976.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984-a. 13p. Revisada em 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984-c. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984-d. 3p.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. **In: Proc. 8th ICSMFE**. p. 111-159. 1973.

BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, 40, p. 329-378, 1990.

CHANDLER, R.J. Clay sediments in depositional basins: the geotechnical cycle. (The 3rd Glossop Lecture). **Q.J. Engng Geol. Hydrol**. 33, No. 1, p. 5-39, 2000.

COTECCHIA, F. & CHANDLER, R.J. A general framework for the mechanical behaviour of clays. **Géotechnique**, 2000.

COZZOLINO, V. **Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo**. Tese de doutoramento. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1972.

FEARON, R.E.; COOP, M.R. Reconstitution: what makes an appropriate reference material?. **Geotéchnique**, v.50, n.4, p.471-477, 2000.

GALVES, G. & MASSAD, F. Características de argilas duras cinza-esverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo. **In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 7**, Recife, v.5. p. 96-99. 1982.

GAWTHORPE, R.L. & COLLELA, A. Tectonic controls on coarse-grained delta depositional systems in rift basins. **In: Coarse-Grained Deltas**. IAS Special Publication, 10, p. 113-127, 1990.

GURGUEIRA, M. D. **Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo**. Dissertação de Mestrado. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2013.

HASUI, Y.; CARNEIRO, C.D.R.; COIMBRA, A.M. The Ribeira folded belt. **Revista Brasileira de Geociências**, 5: 257-266, 1975.

HONG, Z., ZENG, L.L., CUI, Y.J., CAI.Y.Q., & LIN, C. Compression behaviour of natural and reconstituted clays. **Géotechnique**, v.62, n.4, p.291-301, 2012.

KORMANN, A.C.M. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. Tese de doutorado. Escola Politécnica da USP, 429 p, 2002.

LEEDER, M.R. & GAWTHORPE, R.L. **Sedimentary models for extensional tilt-block/ half-graben basins**. Geological Society, London, Special publications, 28: 139-152, 1987.

LEEDER, M.R. Continental rifts and proto-oceanic rift troughs. **In: Tectonics of sedimentary basins.** (Ed.) Blackwell Science, p. 119-148, 1995.

MARINHO, F.A.M.; VARGAS, M. & VILLAR, O.M. Relation between suction and colapse for a Brazilian porous clay. **In: Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated Soils.** Vol 1, p. 243-248. International Academic Publishers, China.

MASSAD, F. Caracteristicas e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo. In: **Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo.** ABGE, São Paulo. 1980.

MASSAD, F.; PINTO, C.S. & NADER, J.J. Resistência e deformabilidade. **In: Solos da Cidade de São Paulo.** (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 141-180, 1992.

MASSAD, F. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo. Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo. p. 107-133, 2012.

McClelland, B. Progress of consolidation in delt front and prodelta clays of the Mississipi River. In: **Géotechnique**, p.22-40, 1967.

NEGRO, A.; HATORI, A.C.A.; YASSUDA, A.J. & ROCHA, H.C. **Investigações para o projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Cia do Metropolitano de São Paulo**. CD SEFE 7, São Paulo. 2012.

PENNA, A.S.D**. Estudo das propriedades das argilas da cidade de São Paulo aplicado à Engenharia de Fundações**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1982.

PINTO, C.S. & MASSAD, F. **Características dos solos variegados da Cidade de São Paulo**. In: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT. Publicação 984, 30p. São Paulo, 1972.

PINTO, C.S. & ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressiômetro de autofuração Cankometer**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica 11**, vol 2: 871-878. 1998.

RICCOMINI, C. **O Rift Continental do Sudeste do Brasil**. Tese de doutoramento. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo. São Paulo. 256 p, 1989.

RICCOMINI, C. & COIMBRA, A.M. Geologia da Bacia Sedimentar**. In: Solos da cidade de São Paulo**. (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 37-94, 1992.

RICCOMINI, C; SANT'ANNA, L.C.; FERRARI, A.L. Evolução geológica do Rift Continental do Sudeste do Brasil. In: **Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida**, p. 383-405, 2004.

SANT'ANNA, L.G. **Geologia, mineralogia e gênese das esmectitas dos depósitos paleogênicos do Rift Continental do Sudeste do Brasil**. Tese de doutoramento. Universidade de São Paulo, 291 pp. 1999.

SKEMPTON, A.W.; HUTCHINSON, J. Stability of natural slopes and embankment foundations. In: **Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/ Mexico**. 1969.

SKEMPTON, A.W. The consolidation of clays by gravitational compaction**. Q.J.Geol.Soc**. 125, p. 373-411., 1969.

SKEMPTON, A.W. First-time slides in overconsolidated clays. **Geotechnique**, v.20, n.3, p.320-324, 1970.

SKEMPTON, A.W. Stability of cuttings in brown London Clay. **Proc.9th Int. Conf. Soil Mech**. 3, p.261-270. Tokyo. 1977.

TAKIYA, H. **Aplicação dos métodos quantitativos espaciais a dados geológicos da Bacia de São Paulo.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 109p. 1991.

VARGAS, M. Problemas de fundação de edifícios em São Paulo e sua Relação com a Formação Geológica Local – **Anais ABMS – Vol. III**. São Paulo-SP, 1953.

VARGAS, M. Evolução dos conhecimentos. **In: Solos da Cidade de São Paulo**. (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 1-35, 1992.

VARGAS, M. Geotecnia do Terciário de São Paulo – Histórico. **In: Mesa Redonda: Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo.** ABGE, São Paulo. 1980.

WU, T.H. Geotechnical properties of glacial lake clays. In: **Proc. Am. Soc. Civ. Engrs**, 84, 1958.