

# PARÂMETROS INTRÍNSECOS DA ARGILA DURA CINZA ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE

## Intrinsic parameters of the greenish-gray hard clay from the Resende Formation

Flávia Beatriz Demarchi<sup>a</sup>, Fernando A. M. Marinho<sup>a</sup>, José Maria de Camargo Barros<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, Brasil.

<sup>b</sup> Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, Brasil

**RESUMO** – As argilas duras são materiais que possuem características muito particulares, que podem influenciar diretamente no desenvolvimento de projetos e segurança das obras. Na cidade de São Paulo, um dos principais solos de ocorrência são justamente argilas desse tipo, as chamadas argilas duras cinza-esverdeadas. A história geológica desse material pode induzir uma estrutura particular no solo e a influência dessa estrutura poderá ser compreendida a partir da comparação de seus parâmetros naturais com os parâmetros intrínsecos, que são aqueles obtidos em ensaios com amostras reconstituídas aqui apresentados. Atualmente, os poucos dados disponíveis sobre este solo na literatura são referentes apenas a ensaios realizados com amostras indeformadas, não havendo dados de amostras reconstituídas. Portanto, o objetivo deste trabalho é determinar os parâmetros intrínsecos desta argila, por meio de ensaios na condição reconstituída.

**ABSTRACT** – Hard clays are materials that have particular characteristics that influence in project developments and safety of the constructions. In Sao Paulo city, one of the main soils is of this kind, the so-called greenish-grey hard clay. The geological history of this material can induce a specific structure in the soil and the influence of this structure could be understood from the comparison of its natural parameters with the intrinsic parameters, which are those obtained in tests with reconstituted samples presented here. Currently, the few available data about this soil are only about tests made with undisturbed samples and there is no information about tests in reconstituted samples. Therefore, the aim of this research is to define the intrinsic parameters of this clay using reconstituted samples tests, through tests in the reconstituted state.

**Palavras Chave** – argilas duras, solos reconstituídos, parâmetros intrínsecos de solos.

**Keywords** – hard clay, reconstituted soils, intrinsic parameters.

## 1 – INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, com o desenvolvimento dos grandes centros urbanos, muitas obras foram realizadas em áreas de ocorrência de argilas rijas e duras. Geralmente esses materiais são ótimos para fundações, mas podem se tornar muito instáveis em taludes e escavações. A instabilidade deste material está associada aos processos de variações de tensões, efeitos climáticos e intimamente relacionada a sua história geológica e conseqüentes características geotécnicas.

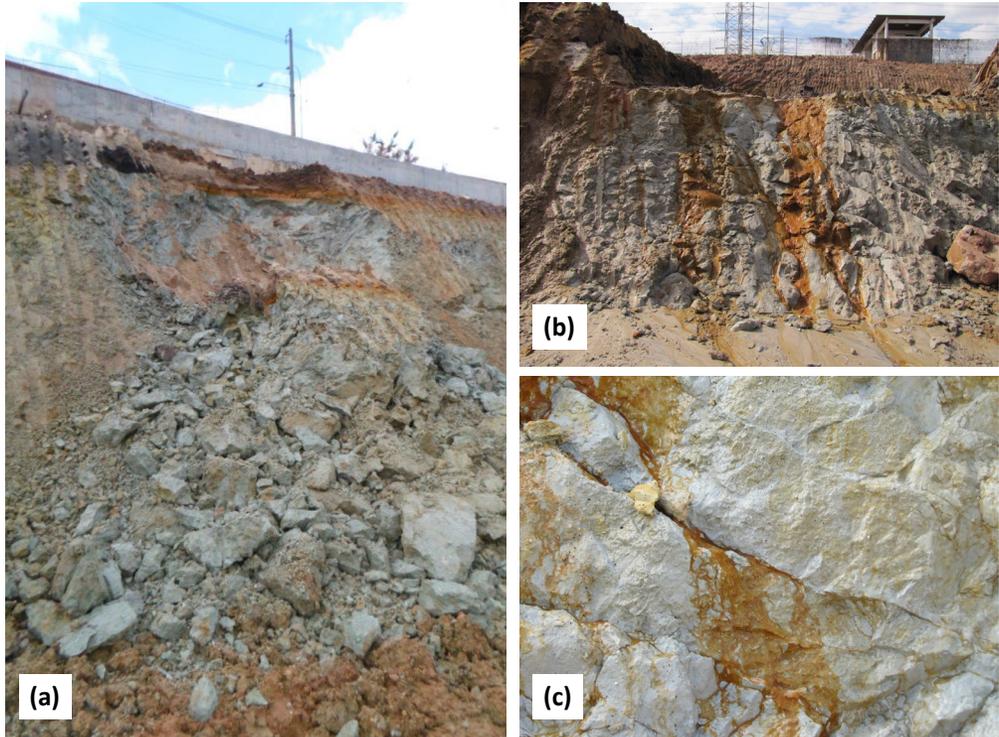
Na cidade de São Paulo, o estudo sobre esse tipo de solo vem sendo aprofundado desde a década de 1970, em função do avanço das obras de construção das linhas do metrô. Importantes dados geológico-geotécnicos foram levantados por diversos autores a fim de melhor caracterizar

---

E-mails: flaviab.demarchi@gmail.com (F. Demarchi), fmarinho@usp.br (F. Marinho), jmbarros@ipt.br (M. Barros)

os solos que ocorrem na cidade de São Paulo, mas ainda hoje faltam estudos mais direcionados às argilas cinza-esverdeadas, popularmente conhecidas no meio geotécnico como “Taguá”. Essa denominação, de origem Tupi, é descrita como sendo um solo de “barro amarelo”, de acordo com o dicionário tupi.

Dos dados disponíveis na literatura atualmente, a maior parte diz respeito a parâmetros obtidos por meio de ensaios realizados em amostras indeformadas ou ensaios *in situ* (e.g. Massad, 1980; Pinto e Abramento, 1998). Não são encontrados dados referentes a ensaios realizados em amostras reconstituídas desse material.



**Fig. 1** – O Taguá (a) Processo de instabilização de talude (b) Fraturamento e oxidação do material (c) Detalhe de fraturas e oxidação.

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. Burland (1990) definiu as condições ideais para preparação de um material reconstituído e apontou que a análise desse tipo de amostra permite a obtenção dos chamados *parâmetros intrínsecos*, que são aqueles totalmente independentes da estrutura do solo em seu estado natural.

A estrutura de um solo é resultante da combinação do arranjo e do “empacotamento” de suas partículas com a cimentação entre os grãos. A influência que essa estrutura exerce no comportamento geotécnico do solo poderá ser compreendida por meio da comparação entre seus parâmetros naturais, obtidos por meio de ensaios em amostras indeformadas ou *in situ*, com os parâmetros intrínsecos, aqui apresentados.

Considerando esses aspectos, este trabalho tem como finalidade apresentar os parâmetros intrínsecos das argilas duras cinza-esverdeadas, denominadas Taguá, obtidos por meio de ensaios realizados em amostras reconstituídas, a fim de contribuir para o conhecimento mais aprofundado sobre esse solo da cidade de São Paulo.

## 2 – SOLOS RECONSTITUÍDOS

A definição dos parâmetros geotécnicos de um solo, de maneira geral, pode ser feita em laboratório a partir de amostras indeformadas ou deformadas, sendo que estas se diferenciam pela preservação ou não da estrutura natural do solo durante o processo de amostragem. A reconstituição de um solo envolve a completa desestruturação do material e aplicação de métodos de reconstituição em laboratório. Diversos autores têm estudado as argilas por meio do processo de reconstituição (e.g. Burland, 1990; Hong et al, 2012; Liu et al., 2013; Jia et al, 2020, entre outros).

Esse tipo de amostra é utilizado há bastante tempo nos estudos e ensaios em Mecânica dos Solos, porém foi com Burland (1990) que suas definições ficaram mais precisas. De acordo com esse autor, uma argila reconstituída é aquela que foi satisfatoriamente desestruturada, garantindo-se a eliminação das ligações e dos planos preferenciais de orientação, e posteriormente “misturada” em um teor de umidade igual ou maior do que o seu limite de liquidez (em geral entre 1 e 1,5  $w_L$ ). Após a mistura, a amostra é consolidada unidimensionalmente com o objetivo de permitir sua manipulação, de modo a ser possível moldar corpos de prova para a realização de diversos ensaios geotécnicos.

O processo de reconstituição e consolidação das argilas permite uma espécie de simulação parcial das condições iniciais e dos processos que deram origem ao solo. Esse tipo de amostra é utilizado para obter parâmetros relacionados às características intrínsecas do solo, ou seja, parâmetros que o solo, com a mesma composição mineralógica, possui independentemente da forma de sua estrutura geológico/geotécnica. Em casos em que o solo passa por uma completa desestruturação, seja para fins de análise em laboratório ou situações reais de escavações e rompimento de taludes, os parâmetros se degradam passando pela condição dos parâmetros intrínsecos até chegar a uma situação de estado crítico, ou residual onde os parâmetros serão ainda menores. As propriedades intrínsecas são identificadas por um asterisco, por exemplo, o parâmetro  $C_c^*$  representa o índice de compressão intrínseco de um dado material.

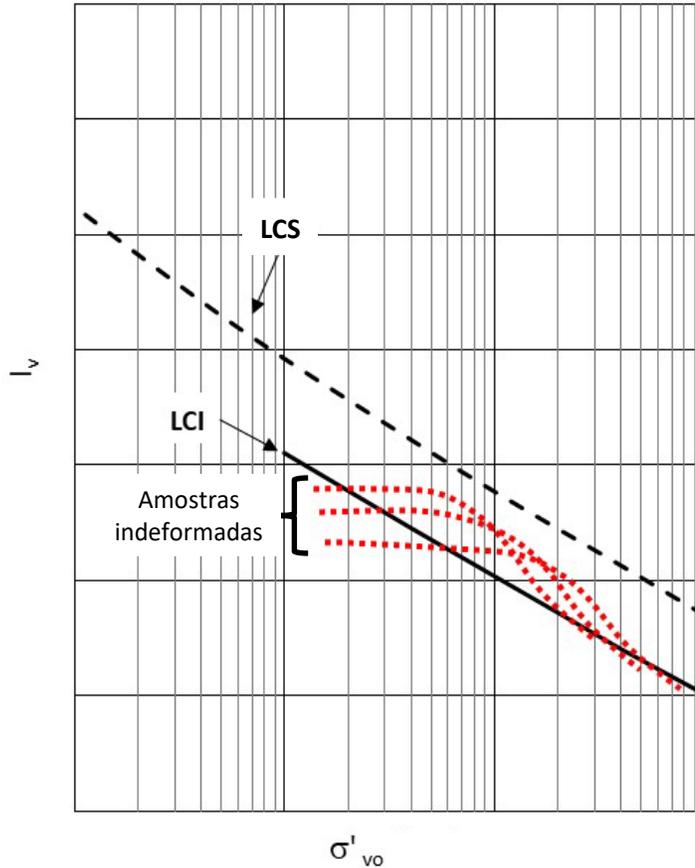
Burland (1990) aponta que a influência da estrutura no comportamento de uma argila pode ser compreendida por meio da comparação entre as chamadas Linhas de Compressão de Sedimentação (LCS) e Linha de Compressão Intrínseca (LCI). A LCS representa a curva de compressão de uma argila natural normalmente adensada e a LCI representa a curva de compressão de uma argila reconstituída. A comparação entre as duas linhas pode ser feita após a normalização dos dados pelo chamado índice  $I_V$  definido Burland (1990), cuja definição está expressa na equação seguinte. Para definir as linhas LCS e LCI, o índice  $I_V$  é plotado como função de  $\sigma'_{v0}$ :

$$I_V = \frac{e_o - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (1)$$

onde  $e_o$  é o índice de vazios atual e  $e_{100}^*$  e  $e_{1000}^*$  são os índices de vazios de uma amostra reconstituída e normalmente consolidada, sob tensão efetiva vertical de 100 kPa e 1000 kPa, respectivamente.

A comparação feita por Burland (1990) pode ser avaliada na Figura 2 onde observa-se que as duas linhas são aproximadamente paralelas, sendo que a linha LCS posiciona-se acima da linha LCI. O objetivo é permitir uma melhor avaliação dos efeitos estruturais dos solos plásticos. Também na Figura 2 estão indicadas curvas esquemáticas de amostras indeformadas.

Para um dado valor de  $I_{V0}$  (índice para uma argila natural normalmente adensada), a pressão efetiva da argila natural é cerca de cinco vezes maior do que para o mesmo valor de  $I_{V0}$  em relação às argilas reconstituídas. Essa observação sugere que a resistência maior das argilas naturais é função de sua estrutura natural de sedimentação, originada pelo arranjo e ligações químicas desenvolvidas entre as partículas ao longo do tempo, por conta de características ambientais do



**Fig. 2** – Linhas de Compressão de Sedimentação (LCS), Linha de Compressão Intrínseca (LCI) e dados esquemáticos de amostras indeformadas.

local de formação, além do adensamento secundário, e que são destruídas pelo processo de reconstituição.

A comparação não apenas dessas linhas de compressão, mas também dos parâmetros obtidos em ensaios realizados com amostras indeformadas e reconstituídas de um mesmo solo, permitem compreender a magnitude da influência da estrutura em seu comportamento.

### 3 – ARGILAS DURAS CINZA-ESVERDEADAS (TAGUÁ)

As argilas duras cinza-esverdeadas pertencem à Formação Resende, unidade geológica que em alguns locais pode representar até 80% de todo o preenchimento sedimentar da Bacia Sedimentar de São Paulo. Essas argilas são encontradas em amplas áreas, geralmente recobrimdo os vales dos rios Tietê e Pinheiros, abaixo do atual nível de drenagem, próximo à cota 725 m (Cozzolino, 1972).

No meio geotécnico frequentemente são denominadas como “Taguá” e se caracterizam por apresentarem consistência rija a dura. Em superfícies frescas, apresentam coloração variando entre cinza-esverdeado a cinza-azulado, com pequenas manchas de alteração intempérica de cores variegadas; em locais expostos ao intemperismo, entretanto, é comum serem encontradas com aspecto marrom amarelado, em concordância com a definição tupi.

Apesar de sua elevada consistência, trata-se de um material relativamente friável, apresentando frequentemente grande número de fissuras (Penna, 1982). Geralmente essas fissuras são observadas nas porções mais rasas do perfil, níveis mais susceptíveis aos alívios de tensões ocasionados pelas remoções de carga durante os eventos erosivos ou escavações, ou ainda como resultado do intemperismo físico e químico.

Essas argilas são classificadas como *fortemente sobreadensadas*, com diferentes hipóteses para a origem deste sobreadensamento (Vargas, 1953 e 1980; Cozzolino, 1972, Massad, 1980, Penna, 1982). A hipótese que é mais aceita correlaciona o sobreadensamento à erosão dos vales dos rios Tietê e Pinheiros, dos quais teriam sido erodidos cerca de 100 metros de solo sobrejacente às camadas de argila cinza-esverdeada. Penna (1982) cita, além da carga de soterramento, fatores como efeitos de “envelhecimento” das argilas, pré-adensamento aparente causado por agentes químicos ou ainda efeito de pré-adensamento causado por ciclos de umedecimento/ secagem das argilas.

Na literatura, até o momento, os parâmetros geotécnicos disponíveis destas argilas se referem a dados obtidos a partir de ensaios realizados com amostras indeformadas. Uma breve síntese dessas caracterizações e parâmetros naturais é apresentada a seguir.

Ensaio granulométrico revelam uma elevada fração de finos, em geral superior a 60%, sendo a fração areia essencialmente fina. Os valores dos limites de Atterberg ficam na faixa de 40 a 75% para o limite de liquidez e de 15 a 30% para o limite de plasticidade, situando-se acima da linha A na carta de plasticidade de Casagrande. Mineralogicamente, são compostas essencialmente por caulinita, illita e montmorillonita (Penna, 1982; Massad et al., 1992; Massad, 2012).

Os valores das pressões de pré-adensamento são bastante discrepantes entre os autores, podendo variar de acordo com a localidade da amostra ensaiada, bem como em função do método de obtenção desta tensão (e.g. Método de Casagrande ou Pacheco Silva). Ensaio realizados por Pinto e Massad (1972) apontam pressões de pré-adensamento entre 700 a 850 kPa. Penna (1982), entretanto, apresenta um valor de tensão consideravelmente maior, até 2150 kPa, enquanto os ensaios *in situ*, de Pinto e Abramento (1998), chegam a valores de tensão de até 4800 kPa.

Resultados de ensaios de cisalhamento direto de Massad (1980) revelaram valores de coesão efetiva  $c'$  de cerca de 40 kPa. Negro et al. (2012) obtiveram uma correlação entre valores de  $c'$  e SPT, sendo que para SPT da ordem de 10 a 20 o valor de  $c'$  foi cerca de 50 kPa e para valores mais altos de SPT (> 40), o valor de  $c'$  chegou até 150 kPa. Dos ensaios de resistência, os valores para o ângulo de atrito efetivo  $\phi'$  foram da ordem de 20 a 23°, consistentes com o intervalo de 25 a 35° encontrados nos ensaios de Galves e Massad (1982).

Um resumo com os principais parâmetros do Taguá definidos pelos autores supracitados é apresentado na Tabela 1.

**Tabela 1** – Parâmetros do Taguá indeformado definidos por diversos autores

	Penna (1982)	Galves e Massad (1982)	Pinto e Abramento (1998)	Negro et al. (2012)
$w_L$ (%)	40 – 75	50 – 90	40 – 70	22 – 80
$w_p$ (%)	15 – 30	20 – 40	-	-
$I_p$ (%)	15 – 45	30 – 60	-	7 – 35
$\% < 2\mu m$	30 – 70	31 – 59	-	-
$\sigma'_a$ (kPa)	220 – 2150	700 – 850	300 - 4800	300 – 4800
SPT	10 – 78	-	10 – 30	10 – 30
$\phi'$ (°)	-	25 - 35	-	-
$c'$ (kPa)	-	40	-	-

## 4 – MATERIAIS E MÉTODOS

O solo utilizado para realização dos ensaios do presente estudo foi coletado em uma obra na Avenida do Estado, na cidade de São Paulo, próximo à Estação Tamanduateí – Linha Verde do Metrô. O material foi coletado na forma de um bloco indeformado, de uma profundidade de cerca de 15 metros em relação a cota da avenida, aproximadamente na cota 715 m.

Para poder ser utilizado nos ensaios de caracterização e na preparação das amostras reconstituídas, foi necessário retirar porções de solo do bloco indeformado e destorroar o material utilizando um moinho de bola. Esse processo foi adotado devido à alta coesão e consistência que não permitiram um destorroamento manual. O material destorroado foi passado na peneira #40 (abertura 0,42 mm) e utilizado na preparação das amostras reconstituídas.

### 4.1 – Caracterização do solo

Os ensaios realizados foram os seguintes: 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, 1984d, revisada em 1988)
- Densidade dos grãos: NBR 6508 (ABNT, 1984b)
- Limites de consistência: NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984c, revisada em 1988).

Foi realizada também uma análise mineralógica semiquantitativa por difração de Raios X, de acordo com o procedimento IPT15742 (2015).

### 4.2 – Procedimento de reconstituição do solo

Na literatura não existe uma única metodologia consolidada e definida a ser seguida para a preparação de amostras reconstituídas. Neste trabalho o procedimento adotado se baseou nas recomendações de Fearon e Coop (2000) e de Burland (1990), com pequenas adaptações em função do tipo e quantidade de material e dos equipamentos disponíveis. Neste trabalho, o teor de umidade adotado para reconstituição das amostras foi de 1,0  $w_L$ .

As quantidades adequadas de solo já destorroado e de água destilada foram colocadas num recipiente e foi feita uma mistura manual do material, garantindo-se assim o rompimento dos grumos de argila que se formaram, tornando a mistura uma lama homogênea. Após a homogeneização, a lama foi deixada em repouso por 24 horas, a fim de garantir que as partículas de argila absorvessem adequadamente a umidade. Decorrido esse tempo, o recipiente foi submetido a vácuo a fim de eliminar as bolhas de ar aprisionadas na massa. Após esse procedimento, o recipiente foi envolvido com papel filme e permaneceu em repouso por mais 72 horas. Ao fim do repouso, uma porção da lama foi separada e levada para secagem em estufa, para confirmação do teor de umidade final dentro do valor desejado.

A consolidação do material foi feita utilizando um oedômetro com uma célula de 18 cm de diâmetro e 24 cm de altura. A parte interna do anel era revestida de Teflon, de modo a minimizar o atrito. A célula de grande dimensão foi adotada a fim de possibilitar a preparação de um grande volume de material, garantindo-se assim a homogeneidade das características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento e resistência.

A consistência do material colocado na célula é de uma lama bem líquida e em função disso o processo de consolidação foi feito lentamente, a fim de garantir que o material não fosse expulso da célula de adensamento. Inicialmente foi aplicada uma carga baixa, de 2 kPa, e os incrementos seguintes foram realizados apenas após a completa estabilização da curva de adensamento (em

média de três a quatro dias), dobrando-se a carga do estágio anterior. A tensão máxima de adensamento a qual a solo foi submetido para a confecção da amostra de ensaio foi de 100 kPa.

Após a consolidação, a amostra foi extraída da célula de adensamento e a partir dela foram talhados os corpos de prova para realização dos ensaios de adensamento e resistência. A Figura 3 ilustra algumas das etapas do processo de confecção da amostra de ensaio.



**Fig. 3** - Preparação da amostra reconstituída (a) deaeração feita no dessecador (b) Colocação do material na célula e adensamento (c) Amostra após processo de adensamento sob tensão vertical de 100 kPa. (d) Amostra sendo embalada para proteção.

### 4.3 – Ensaio de adensamento

Um corpo de prova com 75 mm de diâmetro e 20 mm de altura foi talhado diretamente da amostra de ensaio para realização do ensaio de adensamento em célula edométrica convencional. O ensaio foi realizado com estágios de carregamento e descarregamento, e tal qual no processo de consolidação, os incrementos de carga só foram aplicados após o final do adensamento primário em cada estágio, o que em média levava quatro dias após o carregamento. Os incrementos eram feitos dobrando-se a carga do estágio anterior, sendo a tensão máxima atingida no ensaio de 1280 kPa.

De maneira análoga, foram realizados os estágios de descarregamento, respeitando-se o tempo para estabilização da expansão da amostra.

#### 4.4 – Ensaios triaxiais

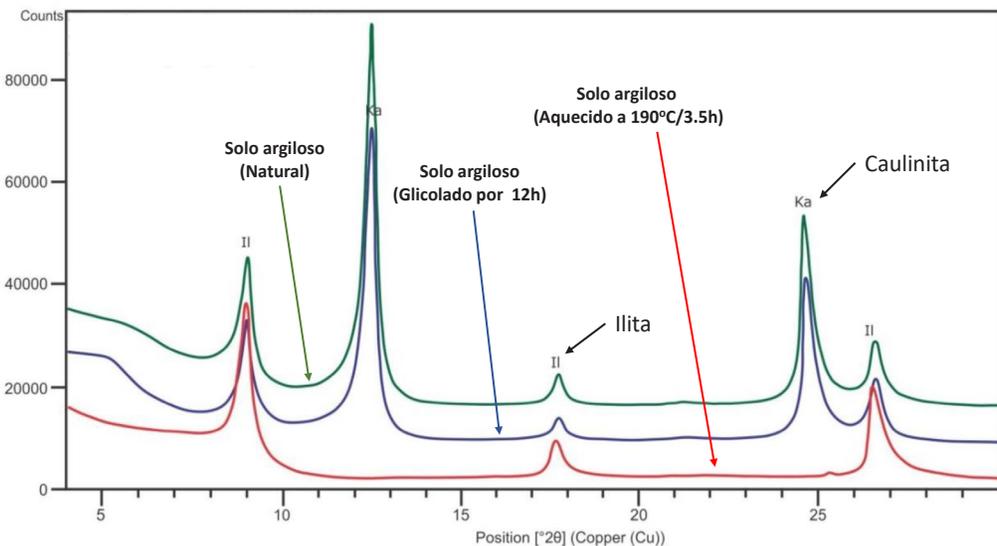
A partir da amostra reconstituída foram talhados quatro corpos de prova cilíndricos com 38 mm de diâmetro e 80 mm de altura, utilizados nos ensaios de compressão triaxial. Os ensaios realizados foram triaxiais convencionais, adensados isotropicamente e não drenados (CIU), saturados por contrapressão, que permitiram a definição da envoltória de resistência em termos de tensões efetivas. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do IPT, segundo seus procedimentos.

As tensões confinantes adotadas para cada corpo de prova foram de 50, 100, 200 e 550 kPa. Também foram realizados ensaios em corpos de prova sobre-adensados, com OCR de 2 e 5. Em todos os ensaios a velocidade de cisalhamento foi de 0,03%/min.

### 5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 5.1 – Caracterização Mineralógica e Geotécnica do Material

Na Figura 4 estão apresentados os resultados da análise por difração de raio X (DRX) da amostra do Taguá do presente estudo. Amostras depositadas nas lâminas foram analisadas na condição natural, saturada com etileno-glicol (glicolada) e aquecida a 550 °C durante duas horas (calcínada). O processo de aquecimento da amostra glicolada permite uma melhor identificação de minerais mais plásticos como a montmorilonita.



**Fig. 4** – Difratogramas de raios-x do Taguá com determinações natural (linha verde), glicosada (linha azul) e aquecida (linha vermelha).

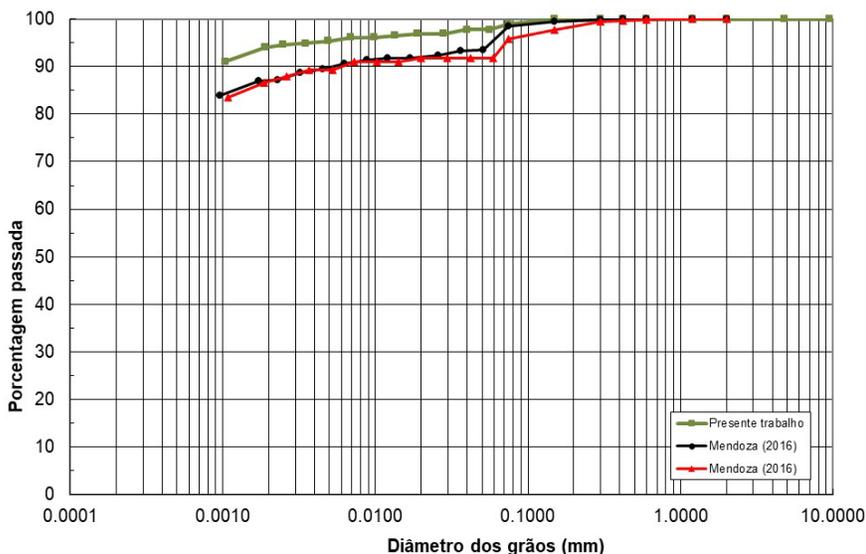
Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 2. A densidade dos grãos do solo estudado foi de 2,71 g/cm<sup>3</sup>. Para os limites de consistência, os ensaios resultaram em 95% para o Limite de Liquidez e 40% para o Limite de Plasticidade, levando assim a um Índice de Plasticidade de 55%. Na Carta de Plasticidade de Casagrande, o solo localiza-se acima da Linha A e à direita da Linha B. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), classifica-se como uma *argila inorgânica de alta plasticidade* (CH).

A curva granulométrica da amostra ensaiada é apresentada na Figura 5 e revela que o solo é constituído aproximadamente por 94% de argila, 5% de silte e 1% de areia fina. Dados de Mendoza (2016), que estudou o material do mesmo local, também são apresentados e indicam uma

**Tabela 2** – Dados de caracterização geotécnica do material estudado

Limite de liquidez	95%
Índice de plasticidade	55%
% < 2 $\mu\text{m}$	94%
$G_s$	2,71

redução no teor de argila. A percentagem da fração argila encontrada no presente estudo foi consideravelmente mais alta quando comparada com resultados anteriores apresentados por outros autores. Massad (1992) apresenta teores de 59% de argila, enquanto para Penna (1982) essa percentagem foi de 70%, conforme Tabela 1. Em comparação com os resultados de Massad (1992), mesmo com a significativa variação na percentagem da fração argila, os valores dos limites de liquidez e plasticidade foram coincidentes. Os resultados de Penna (1982), porém, apresentam os valores dos dois limites significativamente menores. A explicação para esse fato pode estar na variabilidade natural do material nos diferentes locais onde foram amostrados na cidade de São Paulo. Mesmo em um mesmo local observam-se variações que justificam as diferenças encontradas.



**Fig. 5** - Curva granulométrica do solo ensaiado

Com o objetivo de confirmar os dados de mineralogia obtidos por meio de DRX, apresenta-se na Figura 6 a carta de atividade e plasticidade com dados de várias argilas duras encontrados na literatura, juntamente com o solo testado para o presente estudo. Observa-se que o Taguá estudado apresenta uma baixa atividade, menor do que por exemplo London Clay (Skempton, 1964).

Na Figura 7a está apresentada uma amostra na condição natural (indeformada) e na Figura 7b tem-se o material reconstituído. O material sofre um rápido processo de oxidação quando exposto ao ambiente externo, alterando a cor cinza esverdeada para marron.

A Figura 8 apresenta imagens de microscópio eletrônico de varredura (MEV) obtidas em amostra reconstituída e em amostra indeformada. Observa-se que a amostra reconstituída (Figuras 8a e 8c) apresenta maior uniformidade das partículas, enquanto a amostra indeformada, por ter sido submetida a fenômenos geológicos, que inclui carregamentos e esforços tectônicos, apresenta uma estrutura mais complexa e fissurada (Figuras 8b e 8d).

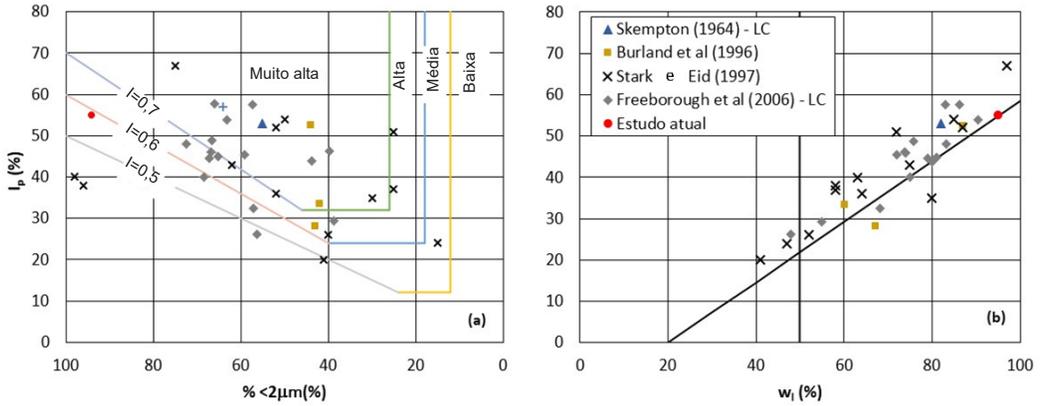


Fig. 6 – Carta de atividade e plasticidade com dados da literatura e o Taguá.

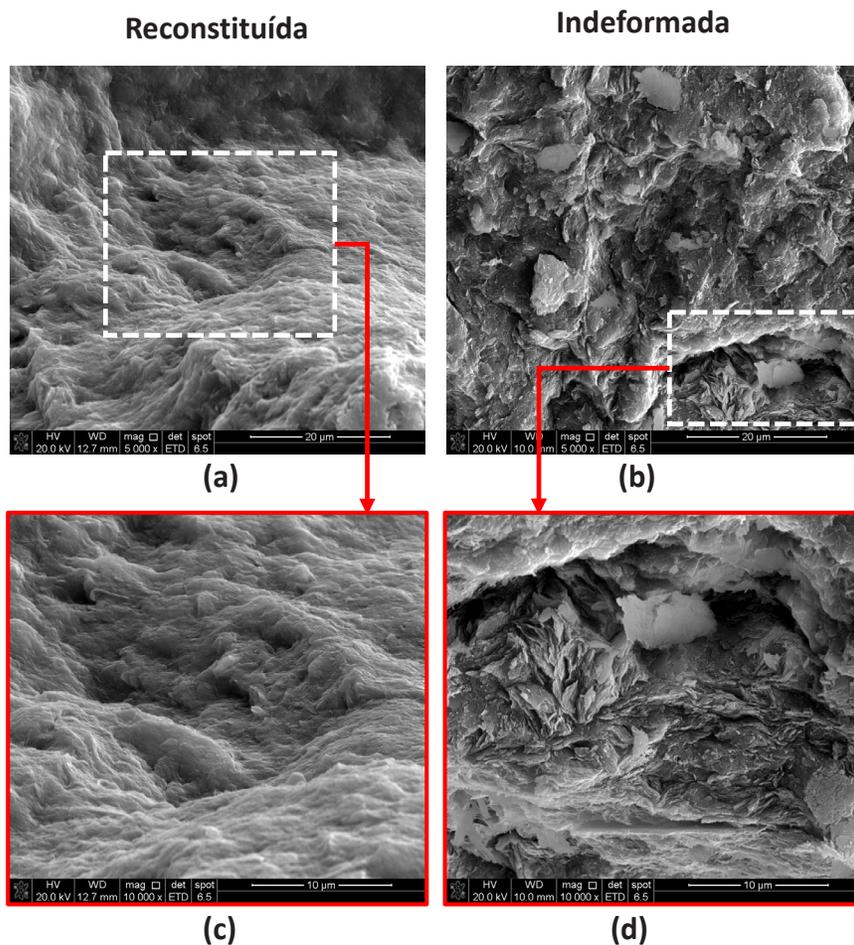


Fig. 7 – Características visuais do Taguá (a) Amostra do Taguá indeformado (b) Amostras do Taguá reconstituído.

## 5.2 – Adensamento

O resultado do ensaio de adensamento realizado na amostra reconstituída é apresentado na Figura 9. O corpo de prova foi obtido a partir da amostra de ensaio cuja preparação foi descrita anteriormente. Tendo em vista que durante o processo de consolidação da amostra reconstituída (confecção da amostra de ensaio), a mesma foi submetida a uma tensão efetiva máxima de 100 kPa, esse pré-adensamento é refletido na curva de adensamento definindo o trecho de recompressão do material. Para tensões maiores que 100 kPa, o solo entra no trecho de compressão virgem, se comportando então como um solo normalmente adensado.

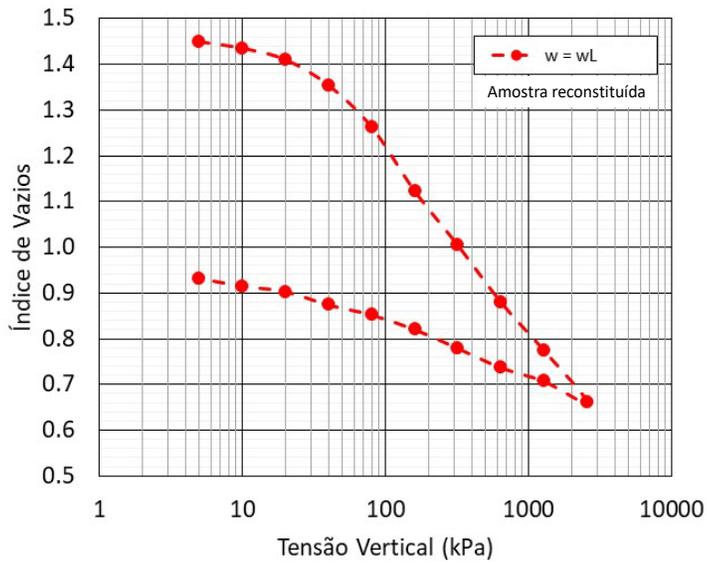
Com base na curva de adensamento obtida, foi possível calcular o índice de compressão intrínseco ( $Cc^*=0,39$ ) e o índice de expansão intrínseco ( $Ce^*=0,14$ ) do solo. Além do teste realizado com o corpo de prova extraído da amostra de ensaio, foram feitos dois ensaios com



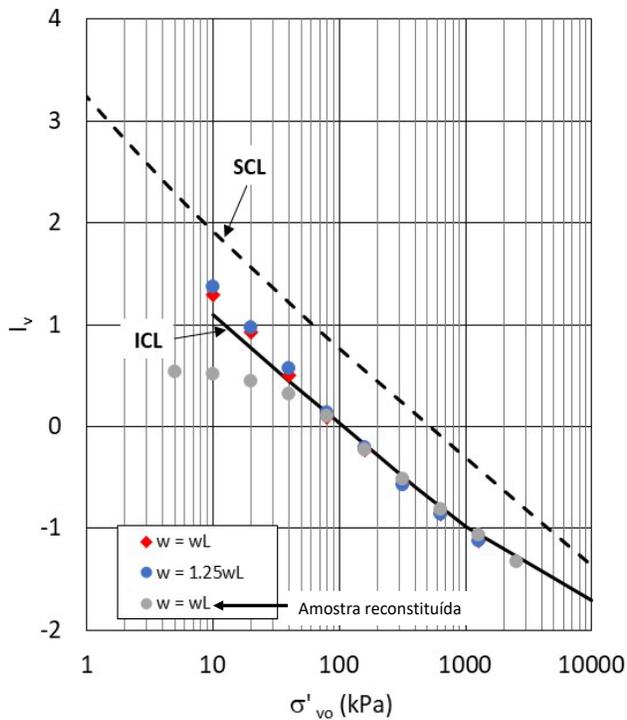
**Fig. 8** – Imagens das amostras na condição (a e c) reconstituída e (b e d) indeformada do Taguá.

corpos de prova moldados diretamente no anel de adensamento. Esses corpos de prova foram moldados com teores de umidade equivalentes ao limite de liquidez e a  $1,25 w_L$ .

Na Figura 10 estão apresentadas as curvas obtidas dos três corpos de prova ensaiados. A título de comparação estão também apresentadas na Figura 10 as linhas de linhas de compressão de sedimentação (SCL) e a linha de compressão intrínseca (ICL) de Burland (1990). Os dados sugerem que o material se comportou de acordo com esperado seguindo a ICL. Observa-se que os ensaios realizados com moldagem diretamente no anel, sem adensamento prévio, também seguiram razoavelmente a ICL.



**Fig. 9** - Curva de adensamento do Taguá reconstituído sob tensão vertical de 100 kPa e com teor de umidade no limite de liquidez.



**Fig. 10** – Parâmetros intrínsecos do Taguá sob diferentes condições de preparação e as linhas de compressão de sedimentação e a linha de compressão intrínseca de Burland (1990).

### 5.3 – Resistência ao Cisalhamento

Foram realizados ensaios triaxiais com corpos de prova talhados da amostra de ensaio anteriormente descrito. Como já mencionado, os ensaios realizados foram do tipo CIU com deformação controlada, utilizando-se uma velocidade de carregamento de 0,03%/min.

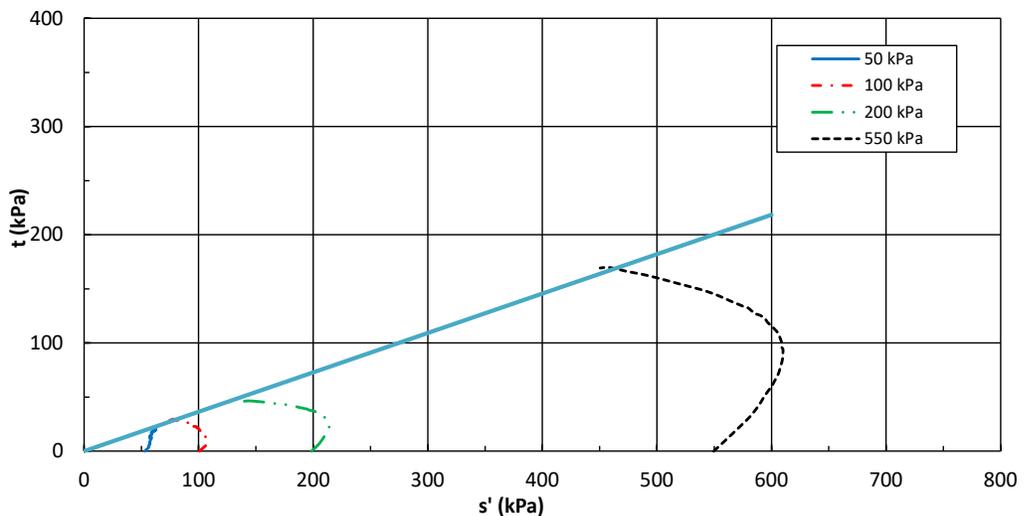
A Tabela 3 apresenta os dados iniciais dos corpos de prova ensaiados.

**Tabela 3** – Dados iniciais dos corpos de prova

	CIU-50	CIU-100	CIU-200	CIU-550	CIU-RSA2	CIU-RSA5
w (%)	44,8	45,7	44,4	44,3	46,50	44,43
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,18	1,21	1,21	1,20	1,14	1,23
e	1,297	1,240	1,240	1,258	1,377	1,203

Os parâmetros intrínsecos de resistência obtidos expressam a parcela de resistência que não é dependente de nenhuma estrutura criada por agentes geológicos ou algum tipo de cimentação do solo.

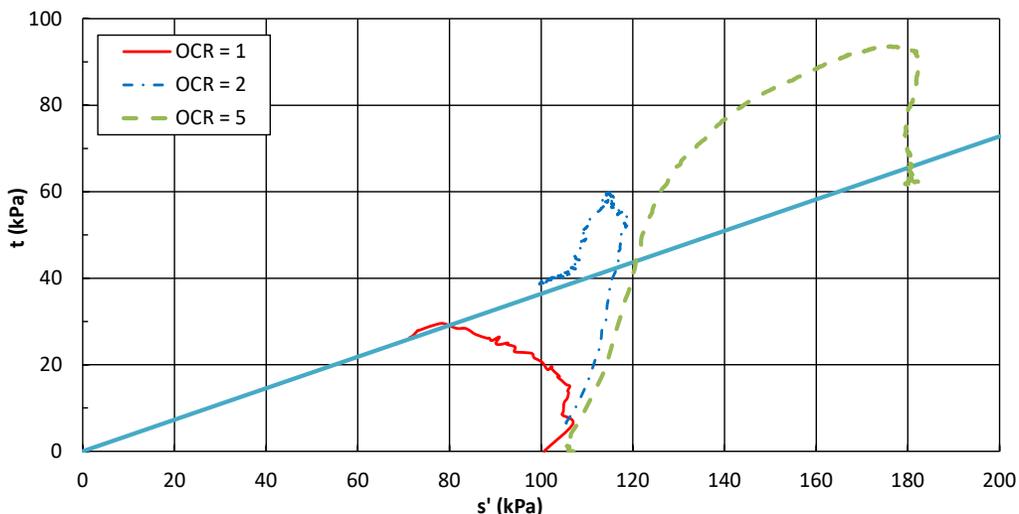
As trajetórias de tensões obtidas nos ensaios CIU são apresentadas na Figura 11. Observa-se uma tendência contráctil a partir da tensão confinante de 100 kPa. Os valores obtidos para o ângulo de atrito e coesão efetivos foram 21° e 0, respectivamente.



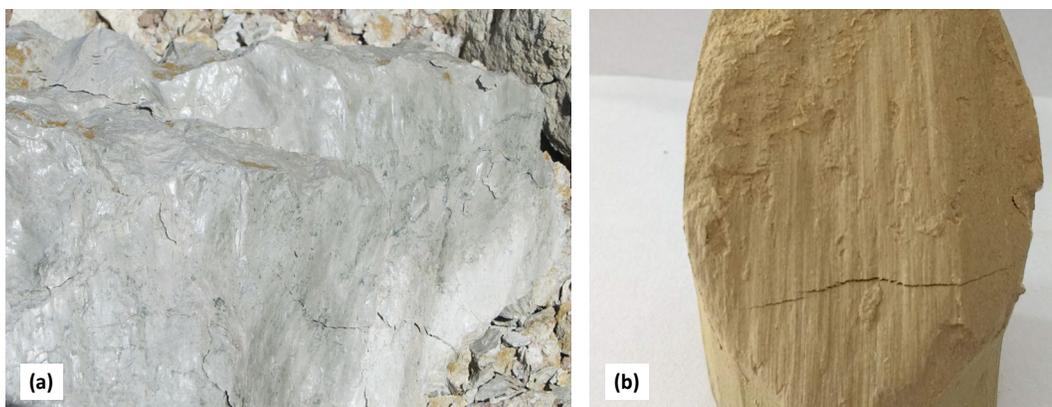
**Fig. 11** – Trajetórias de tensões efetivas do Taguá reconstituído.

Na Figura 12 estão apresentadas as trajetórias de tensões de três corpos de prova ensaiados sob uma tensão confinante de 100 kPa, mas submetidos a diferentes OCR's, quais sejam: 1, 2 e 5. Observa-se claramente o efeito do sobre adensamento na tendência de se ter um comportamento dilatante no material, como era de se esperar. Observa-se que para maiores deformações todos tendem para a mesma envoltória.

Nas imagens da Figura 13a, estão apresentadas as superfícies de ruptura natural (*slickensides*) e a superfície do plano de ruptura obtida no cisalhamento triaxial em amostra normalmente adensada (Figura 13b). A diferença de cor das amostras é fruto da oxidação que o material sofre a ser manipulado.



**Fig. 12** – Trajetórias de tensões efetivas do Taguá reconstituído sobre-adensado.



**Fig. 13** – (a) Slickenside no Taguá indeformado (b) superfícies de ruptura de corpo de prova após ruptura no ensaio triaxial.

## 6 – CONCLUSÕES

O trabalho foi realizado a partir da preparação de amostras reconstituídas de uma argila cinza-verdeada, de alta plasticidade (CH), e da sua utilização em ensaios de caracterização geotécnica, adensamento e resistência, a fim de determinar suas características intrínsecas. Ao apresentar os parâmetros intrínsecos deste solo, espera-se contribuir para o avanço nos estudos dos solos da cidade de São Paulo. As principais conclusões do estudo são:

- O processo de reconstituição feito com  $1,0 w_L$  levou a uma relação entre  $I_v$  e a tensão efetiva vertical coincidente com a LCI apresentada por Burland (1990). Isso sugere que o comportamento do Taguá pode ser refletido pela curva LCS apresentada por Skempton (1970).
- Como indicam as imagens obtidas no MEV, a estrutura do material reconstituído difere daquela do material natural, como era de se esperar.

- Para o material ensaiado, foram obtidos os seguintes parâmetros intrínsecos: índice de compressão de 0,39, índice de expansão de 0,14, coesão efetiva nula e ângulo de atrito de 21°.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IPT, CAPES, CNPq e FAPESP (2016/22505-5) pelo apoio financeiro que viabilizou a pesquisa.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984a). NBR 6459 – *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 6 p.
- ABNT (1984b). NBR 6508 – *Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 8 p.
- ABNT (1984c). NBR 7180 – *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 3 p.
- ABNT (1984d). NBR 7181 – *Solo – análise granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 13 p. Revisada em 1988.
- Burland, J.B. (1990) *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique, 40 (3), pp. 329-378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Burland, J. B.; Rampello, S.; Georgiannou, V. N.; Calabresi, G. (1996). *A laboratory study of the strength of four stiff clays*. Géotechnique, 46 (3), pp. 491-514. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.491>.
- Cozzolino, V. (1972). *Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo*. Tese de doutoramento. Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- Fearon, R.E.; Coop, M.R. (2000). *Reconstitution: what makes an appropriate reference material?* Géotechnique, 50 (4), pp. 471-477. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.471>.
- Freeborough, K.; Kirkham, M.; Jones, L. D. (2006). *Determination of the shrinking and swelling properties of the London Clay Formation: laboratory report*.
- Galves, G.; Massad, F. (1982). *Características de argilas duras cinza-esverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo*. Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 7, Recife, 5, pp. 96-99.
- Hong, Z. S.; Zeng, L. L.; Cui, Y. J.; Cai, Y. Q.; Lin, C. (2012). *Compression behaviour of natural and reconstituted clays*. Géotechnique, 62 (4), pp. 291-301. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.046>.
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. (2015). *Análise mineralógica por difratometria de raios X*. CT-Obras. Laboratório de Materiais de Construção Civil. Procedimento IPT15742 - CT-OBRAS-LMCC-Q-PE-092 - Revisão 0 de 24.02.2015 São Paulo: IPT/ CT-OBRAS/LMCC. 7 p.
- Jia, R., Lei, H.; Li, K. (2020). *Compressibility and microstructure evolution of different reconstituted clays during 1D compression*. International Journal of Geomechanics, 20 (10), 04020181. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001830](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001830).

- Liu, M. D.; Zhuang, Z.; Horpibulsuk, S. (2013). *Estimation of the compression behaviour of reconstituted clays*. Engineering Geology, 167, pp. 84-94.  
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.015>.
- Massad, F. (1980). *Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo*. Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo.
- Massad, F. (2012). *Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo*. Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo. pp.107-133.
- Massad, F.; Pinto, C. D. S.; Nader, J. J. (1992). *Resistência e deformabilidade. Solos da Cidade de São Paulo* – ABMS/ABEF. pp. 141-180.
- Mendoza, R. (2016). *Análise e avaliação do módulo de deformabilidade sobre diversas trajetórias de tensões*. Relatório de Iniciação Científica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Universidade de São Paulo. 40 p.
- Negro, A.; Hatori, A.C.A.; Yassuda, A.J.; Rocha, H.C. (2012). *Investigações para o projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Cia do Metropolitano de São Paulo*. CD SEFE 7, São Paulo.
- Penna, A.S.D. (1982). *Estudo das propriedades das argilas da cidade de São Paulo aplicado à Engenharia de Fundações*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- Pinto, C.S.; Abramento, M. (1998). *Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressiómetro de autofuração Camkometer*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11 (2), pp. 871-878.
- Pinto, C.S.; Massad, F. (1972). *Características dos solos variegados da Cidade de São Paulo*. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT. Publicação 984, 30p. São Paulo.
- Skempton, A. W. (1964). *Long-term stability of clay slopes*. Géotechnique, 14(2), pp. 77-102.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1964.14.2.77>.
- Skempton, A.W. (1970) *First-time slides in overconsolidated clays*. Géotechnique, 20 (3), pp. 320-324. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.3.320>.
- Stark, T. D.; Eid, H. T. (1997). *Slope stability analyses in stiff fissured clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 335-343.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:4\(33\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:4(33)).
- Vargas, M. (1953). *Problemas de fundação de edifícios em São Paulo e sua relação com a formação geológica local* – Anais ABMS – Vol. III. São Paulo-SP.
- Vargas, M. (1980). *Geotecnia do Terciário de São Paulo – Histórico*. Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da bacia sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo.