

Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo

M. M. Futai

Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

M. O. Cecílio Jr.

Bureau de Projetos e Consultoria Ltda., São Paulo, SP, Brasil

Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

M. Abramento

CEG Engenharia, São Paulo, SP, Brasil

Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

RESUMO: O presente estudo reúne a compilação de dados encontrados sobre os solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo, os quais estão organizados de acordo com a litologia de sua rocha mater. São apresentados e discutidos resultados de índices físicos e caracterização, granulometria e composição mineralógica, microestruturação, permeabilidade, estado de tensões in-situ, envoltória de escoamento, compressibilidade edométrica, módulos de deformabilidade, deformação lenta (fluência) e resistência ao cisalhamento. Por fim, são discutidas como tais propriedades podem ser influenciadas pela condição não saturada do solo residual.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho tem o intuito de reunir as informações disponíveis sobre o comportamento dos solos residuais existentes na Região Metropolitana de São Paulo. Todavia, não se tem a presunção de serem estabelecidos regras e padrões de comportamento, mas sim, pretende-se apresentar um panorama geral do conhecimento atual deste tipo de solo.

O histórico de ocupação de grandes cidades se deu principalmente sobre bacias sedimentares, em busca da proximidade de cursos d'água e de geomorfologia plana. Não obstante, em São Paulo, os estudos geotécnicos foram concentrados em sedimentos Quaternários, Neógenos e Paleógenos, nas áreas de maior relevância econômica, onde se localizavam as obras de grande porte, importância e notoriedade. Atualmente, após a expansão do centro urbano e conseqüente conurbação dos limites da cidade, o conhecimento geotécnico dos solos residuais das periferias e cidades vizinhas começou a se tornar cada vez mais importante.

Na edição de 1992 do livro "Solos da Cidade de São Paulo", foram abordados exclusivamente os solos da Bacia Sedimentar de São Paulo, razão pela qual este capítulo sobre solos residuais não teve uma base de dados pré-existente a ser revisada e atualizada.

De fato, o estudo dos solos residuais no Brasil ainda está em um estágio em que não se pode afirmar a existência de uma Mecânica dos Solos Residuais, tal como para as argilas sedimentares saturadas. Isso porque não existe grande quantidade de informação acumulada, se comparado aos solos se-

dimentares no mundo. Esta opinião já era difundida por Milton Vargas desde a década de 1950, quando escreveu sua tese para Cátedra para a disciplina de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP (Vargas, 1951).

Terzaghi tomou conhecimento sobre os solos residuais quando Milton Vargas esteve em Harvard. Foi no Brasil que Terzaghi viu pela primeira vez um solo tropical. Milton Vargas relatou em entrevista para o e-ABMS (boletim 34 de 2009) o seguinte: "Quando eu comentava sobre a diferença do solo durante as aulas, Terzaghi se interessava, mas o rosto dele ao tocar o nosso solo dispensou qualquer comentário. Sim, ele estava surpreso. Sim, nós tínhamos um solo diferente. Eles estavam muito acostumados com a argila sedimentar de Boston, mas nunca tinham visto solos tropicais".

Não foi encontrada uma quantidade de resultados experimentais suficientes para se formar um banco de dados que pudesse ser considerado representativo dos solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo.

O estudo mais detalhado é de 1989, sobre o solo residual de gnaiss do Campo Experimental da EPUSP, publicado pela ABEP em ocasião do XII ICSMFE. Posteriormente, esses dados foram analisados por Pinto e Nader (1991) e mais recentemente, Cecílio (2009) fez um estudo com técnicas mais modernas nas proximidades do Campo Experimental.

Observou-se que a maior parte dos dados coletados é de solos residuais de gnaiss, concentrados na zona oeste da cidade de São Paulo.

Dispõe-se de parâmetros de resistência de solos

residuais de todas as unidades litológicas presentes na Região Metropolitana, porém, o mesmo não se pode dizer dos demais parâmetros. Especificamente, foram escassos os resultados encontrados de ensaios de adensamento e de permeabilidade.

A Tabela 1 apresenta um resumo dos solos analisados, contendo a unidade litológica da rocha matriz do solo residual, sua localização, a referência da fonte de informação e os parâmetros geotécnicos de caracterização, índices físicos, permeabilidade, compressibilidade e resistência efetiva.

As localizações dos solos analisados estão indicadas no mapa da Figura 1 (a), tendo sido numeradas pelos algarismos romanos indicados na Tabela 1. Devido à escala do mapa, tais localizações devem ser tomadas como indicações aproximadas.

Em razão da limitada quantidade de dados, também foram utilizadas informações sobre solos resi-

duais do interior do Estado de São Paulo e de outros Estados para complementar as análises e correlações apresentadas neste trabalho. A divulgação de dados em reduzido número precisa ser realizada com as devidas ressalvas, uma vez que poderia conduzir a generalizações indevidas.

Uma característica marcante dos solos residuais é sua heterogeneidade, notada em resultados de ensaios com quantidade significativa de amostras. Os dados isolados provenientes de um único ensaio, portanto, não devem ser assimilados como indicativo de comportamento médio ou representativo. Dessa forma, salienta-se que os parâmetros e suas correlações devem ser utilizados com cautela, por terem sido concebidos a partir de informações escassas que não representam a totalidade dos solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo.

Tabela 1. Resumo do banco de dados sobre solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo. Valores médios e (desvios-padrão).

Identificação	Caracterização	Índices físicos	Permeabilidade	Compressibilidade	Resistência
Gnaiss Vila Anastácio (I) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7, \text{kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=50\%$ $IP=16\%$		$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130 \text{kPa}$	$c'=34 \text{kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Gnaiss ("Migmatito") CE-EPUSP (II) ABEF (1989)	Argila 8,7% (5,0) Silte 57,7% (6,9) Areia 31,4% (6,4)	$\gamma_{nat}=18,3 \text{kN/m}^3$ (1,2) $e=0,85$ (0,19) $w_L=44,4\%$ (5,1) $IP=17,1\%$ (3,9)	$2,7 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ a $6,3 \times 10^{-6} \text{cm/s}$	$C_c=0,3$ (0,08) $C_r=0,04$ (0,012) $C_c/(1+e_0)=0,19$ (0,035) $\sigma'_{vm}=680 \text{kPa}$ (310)	$c'=53 \text{kPa}$ (28) $\phi'=26,8^\circ$ (3,2) $\phi_r'=20,4^\circ$ (2,4)
Gnaiss Real Parque (III) Pellogia (1997)	silte arenoso micáceo $w_L=47,6\%$ (13,7%) $IP=17,3\%$ (10,5%)	$\gamma_{nat}=17,4 \text{kN/m}^3$ (5,1 kN/m^3) $e=0,78$ (0,15)			$c'=1$ a 71kPa $\phi'=23,9^\circ$ (5,9°)
Gnaiss Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 13,8% (5,5%) Silte 49,1% (8,7%) Areia 35,1% (3,1%) Maduro (até 20m)	$w_L=28,4\%$ (2,0%) $IP=9,4\%$ (1,0%)			$c'=0$ a 20kPa $\phi'=26^\circ$ a 28°
Gnaiss Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)	Argila 0% Silte 63,2% (6,5%) Areia 36,8% (6,5%) Jovem (20 a 30m)	Não Plástico			$c'=24 \text{kPa}$ $\phi'=28,5^\circ$
Gnaiss Morumbi (V) EPT (2004)		$\gamma_{nat}=19,0 \text{kN/m}^3$ (0,9 kN/m^3) $e=0,53$ (0,07)		$C_c=0,18$ (0,04) $C_c/(1+e_0)=0,11$ (0,019) $\sigma'_{vm}=570 \text{kPa}$ (115 kPa)	$c'=34 \text{kPa}$ (23 kPa) $\phi'=36,5^\circ$ (1°)
Gnaiss Pinheiros (VI) Futai e Gonçalves (2007)	Argila 5,3% (0,6) Silte 28,3% (12,0) Areia 50,3% (13,8)	$\gamma_{nat}=18,9 \text{kN/m}^3$ (1,2) $e=0,68$ (0,13) $w_L=35,3\%$ (0,4) $IP=5,4\%$ (0,8)			$c'=14 \text{kPa}$ (12) $\phi'=36,2^\circ$ (10,6°) $\phi_r'=29,5^\circ$ (8,4°)
Gnaiss Rodoanel-Sul (VII) EPT (2007)	Argila 18% (12,1%) Silte 34,2% (9,2%) Areia 47,6% (7,1%)	$\gamma_{nat}=17,0 \text{kN/m}^3$ (1,0 kN/m^3) $e=0,84$ (0,20) $w_L=49,5\%$ (9,7%) $IP=24,4\%$ (6,8%)			$c'=30 \text{kPa}$ (17,4 kPa) $\phi'=31,7^\circ$ (3,1°)
Gnaiss Caxingui (IV) Cecílio (2009)	Argila 10% Silte 42% Areia 40% Jovem (36m)	$\gamma_{nat}=20,4 \text{kN/m}^3$ $e=0,60$ $w_L=47,3\%$ (5,1) $IP=20,0\%$ (3,9)	$1,7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$	$C_c=0,21$ $C_r=0,06$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=370 \text{kPa}$	$c'=37,3 \text{kPa}$ $\phi'=26,2^\circ$

(continua)

Tabela 1. Resumo do banco de dados sobre solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo.
Valores médios e (desvios-padrão).

(continuação)

Identificação	Caracterização	Índices físicos	Permeabilidade	Compressibilidade	Resistência
Gnaisse Santo André (VIII) Lima (2009)	Argila 43% Silte 17% Areia 40%	$\gamma_{nat}=16,3, \text{kN/m}^3$ $e=1,2$ $w_L=52\%$ $IP=22\%$			$c'=39 \text{ kPa}$ (20kPa) $\phi'=30^\circ$ (4,4°)
Gnaisse Osasco (IX) Lima (2009)	Argila 44% Silte 14% Areia 42%	$\gamma_{nat}=18,3, \text{kN/m}^3$ $e=0,83$ $w_L=55\%$ $IP=23\%$			$c'=23 \text{ kPa}$ (10kPa) $\phi'=34,4^\circ$ (5,2°)
Gnaisse Jandira (X) Futai (2010)	Argila 15% Silte 53% Areia 32%	$\gamma_{nat}=15, \text{kN/m}^3$ $e=1,18$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$			$c'=14-34 \text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$
Gnaisse Av. Santo Amaro (XI) EPT (2010)		$\gamma_{nat}=18,6, \text{kN/m}^3$ $e=0,81$ $\gamma_{nat}=17,3, \text{kN/m}^3$ $e=0,78$			$c'=164 \text{ kPa}$ $\phi'=23,9^\circ$ $c'=45 \text{ kPa}$ $\phi'=31,1$
Gnaisse granítico Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 5 a 30% Silte 25 a 50% Areia 20 a 70%	$\gamma_{nat}=16,1 \text{ kN/m}^3$ (0,3kN/m ³) $e=1,05$ (0,16) $w_L=47,5\%$ (1,2%) $IP=21,64\%$ (1,7%)		$C_c=0,46$ $C_r=0,03$ $\sigma'_{vm}=218$	$c'=0$ a 50kPa $\phi'=27,6^\circ$ a 31,2°
Granito Mandaqui (XII) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{nat}=16,7 \text{ kN/m}^3$ $e=1,1$ $w_L=68\%$ $IP=26\%$		$C_c=0,39$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,19$ $\sigma'_{vm}=130 \text{ kPa}$	$c'=34 \text{ kPa}$ $\phi'=29,3^\circ$
Granito Vila Albertina (XIII) Godóis (2011)	Argila 45% Silte 20% Areia 34%	$\gamma_{nat}=18,9 \text{ kN/m}^3$ $e=0,81$ $w_L=63\%$ $IP=40,6\%$		$C_c=0,27$ $C_r=0,07$ $C_c/(1+e_0)=0,15$ $\sigma'_{vm}=130 \text{ kPa}$	$c'=16,5 \text{ kPa}$ $\phi'=30,1^\circ$ $\phi_r'=29,7^\circ$
Granito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 10 a 55% Silte 20 a 30% Areia 25 a 60%	$\gamma_{nat}=15,5 \text{ kN/m}^3$ (1,1kN/m ³) $e=1,18$ (0,17) $w_L=54,2\%$ (7,4%) $IP=20,2\%$ (6,0%)		$C_c=0,34$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,17$ $\sigma'_{vm}=170$	$c'=11,3$ a 15,9kPa $\phi'=27^\circ$ a 33°
Filito Tremembé (XIV) Pellogia (1997)	silte areno argiloso $w_L=48\%$ $IP=16\%$	$\gamma_{nat}=17,4 \text{ kN/m}^3$ (5,1kN/m ³) $e=0,78$ (0,15)		paralela xistosidade: perpendicular xistosidade:	$c'=15 \text{ kPa}$ $\phi'=29^\circ$ $c'=44 \text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Filito Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 15% a 77% Silte 15% a 73% Areia 8 a 12%	$\gamma_{nat}=18,7 \text{ kN/m}^3$ (0,4kN/m ³) $e=0,94$ (0,1) $w_L=68,9\%$ (17,2%) $IP=34,4\%$ (11,1%)		$C_c=0,20$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,12$ $\sigma'_{vm}=850 \text{ kPa}$	$c'=5$ a 60kPa $\phi'=24^\circ$ 32°
Quartzo-micaxisto São Mateus (XV) Franch (2008)	Argila 13% Silte 52% Areia 35% $w_L=40\%$ $IP=4\%$	$\gamma_{nat}=17,8 \text{ kN/m}^3$ $e=0,76$	$1,2 \times 10^{-4}$	$C_c=0,22$ $C_r=0,05$ $C_c/(1+e_0)=0,13$ $\sigma'_{vm}=100 \text{ kPa}$	$c'=32 \text{ kPa}$ $\phi'=35 \text{ kPa}$
Micaxisto Av. Água Espraiada Yoda (2000) (XVI)	Argila 6% Silte 24% Areia 70%	$\gamma_{nat}=19,6 \text{ kN/m}^3$ $e=0,97$ Não Plástico		$C_c=0,40$ $C_r=0,10$ $C_c/(1+e_0)=0,20$ $\sigma'_{vm}=100 \text{ kPa}$	$c'=15 \text{ kPa}$ $\phi'=30^\circ$
Micaxisto Interior de SP Pinto <i>et al.</i> (1993)	Argila 2% a 12% Silte 18% a 48% Areia 40% a 80%	$\gamma_{nat}=187 \text{ kN/m}^3$ a 22,5kN/m ³ $e=0,55$ a 0,98 $w_L=51,2\%$ (0,6%) $IP=24,4\%$ (3,2%)		$C_c=0,53$ $C_r=0,02$ $C_c/(1+e_0)=0,5$ $\sigma'_{vm}=540 \text{ kPa}$	$c'=0$ a 40kPa $\phi'=30^\circ$ a 31°

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

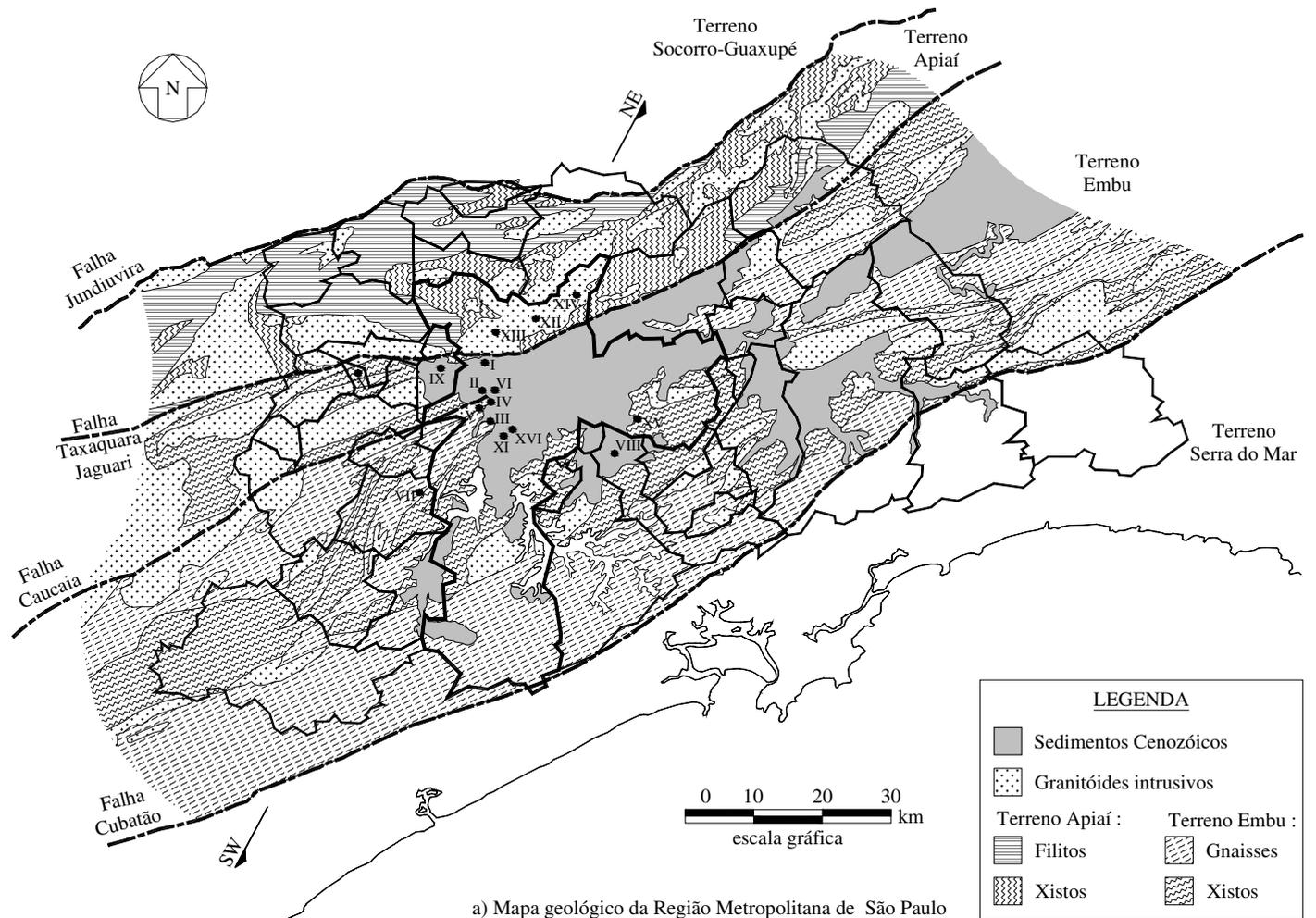
2.1 Embasamento cristalino

A ocorrência dos solos residuais na Região Metropolitana de São Paulo está intimamente ligada ao embasamento cristalino que os originou e, conseqüentemente, à sua história geológica.

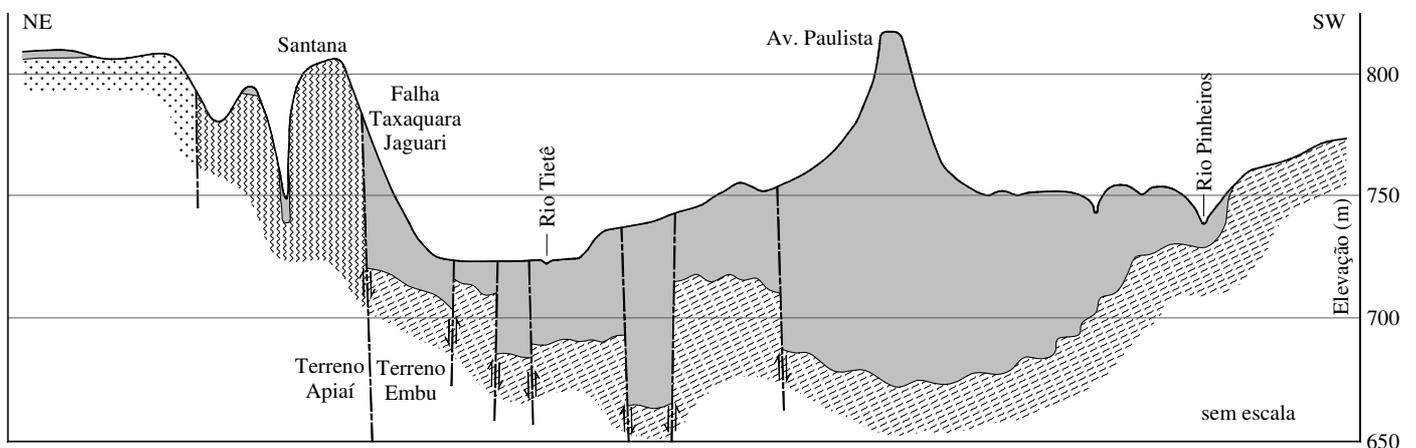
O mapa geológico da Figura 1 (a) apresenta a localização dos municípios integrantes da região met-

ropolitana em relação ao seu embasamento cristalino. Nesta mesma figura indicou-se a localização aproximada das amostras estudadas neste trabalho, cuja numeração foi apresentada na Tabela 1.

Durante a era Neoproterozóica (Pré-Cambriano), terrenos distintos foram justapostos por um processo tectônico, que resultou em um complexo conjunto de falhas transcorrentes, atualmente com orientação



a) Mapa geológico da Região Metropolitana de São Paulo



b) Seção esquemática NE-SW do embasamento da Região Metropolitana de São Paulo

Figura 1. Localização dos principais litotipos presentes na região metropolitana de São Paulo. Mapa modificado a partir de Coutinho (1981), Juliani (1992), Heilbron (2004) e Perrota *et al.* (2005). Seção esquemática modificada a partir de Vargas (1980), Riccomini e Coimbra (1992) e Vargas (1992).

predominante ENE-WSW e aproximadamente paralelas à costa do sudeste brasileiro. No contexto da região metropolitana, o embasamento cristalino é formado pelo Terreno Apiaí (Grupos São Roque e Serra do Itaberaba) e pelo Terreno Embu (Complexo Embu), separados pela Falha Taxaquara-Jaguari, de acordo com Perrota *et al.* (2005).

Durante o período Paleógeno, novos eventos sísmicos reativaram as falhas do embasamento e encaidearam um deslocamento normal (mecanismo de graben), como ilustrado na seção esquemática da Figura 1 (b), ocasionando abatimento de blocos desde a Baía de Guanabara no Rio de Janeiro, passando por São Paulo e se estendendo até Curitiba no Paraná, gerando o Rift Continental do Sudeste Brasileiro, conforme Riccomini (1989).

Por apresentarem o mesmo tipo de formação geológica, São Paulo e Curitiba são conhecidas como “*twin cities*”.

Esta depressão formada foi então preenchida durante o período Cenozóico com depósitos sedimentares de idades Paleógena-Neógena e Quaternária, conforme Riccomini *et al.* (2004). Na região de interesse, estes depósitos conformam atualmente a Bacia Sedimentar de São Paulo, limitada a norte de modo bem delineado pela falha Taxaquara-Jaguari e a sul de forma sinuosa pelo relevo do Terreno Embu.

O Grupo Serra do Itaberaba é composto por rochas metavulcanossedimentares, principalmente xistos e metarenitos, além de metacalcáreos. O Grupo São Roque também é constituído por metamorfismos de rochas vulcânicas e sedimentares, todavia com um menor grau de metamorfismo, predominando filitos (Juliani, 1992).

O Complexo Embu é uma unidade bastante heterogênea, na qual se destacam gnaisses biotíticos, migmatíticos (bandados), e graníticos (ortognaisses), além de metassedimentos (xistos e metarenitos). As rochas metamórficas e seus solos de alteração apresentam estruturas aproximadamente paralelas às zonas de cisalhamento, possuindo forte milonitização nas regiões mais próximas às falhas (Heilbron *et al.*, 2004).

Além destes Grupos litológicos, um intenso magmatismo foi responsável pela intrusão de granitos em ambos os Terrenos, Embu e Apiaí.

O mapa geológico apresentado simplifica o complexo embasamento cristalino em unidades litológicas nas quais predominam gnaisses, xistos, filitos e granitos. Localmente, outros litotipos de rochas metassedimentares podem ser encontrados, como os metarenitos e metacalcáreos, todavia em porções restritas difíceis de serem mapeadas na escala apresentada.

Dados sobre solos residuais de migmatito do campo experimental da USP (Terreno Embu) foram apresentados por ABEF (1989) e Pinto e Nader (1991). Todavia, conforme discussão apresentada por Pellogia (1997), estes dados serão tratados como

sendo de gnaisses migmatíticos (bandados).

De modo simplificado, podem ser encontrados solos residuais resultantes da alteração de xistos e filitos a norte do rio Tietê (Guarulhos, Cajamar, Mairiporã e zona norte de São Paulo), de gnaisses e xistos a sul (Embu, Taboão da Serra, São Bernardo, Santo André, Mauá e Mogi das Cruzes) e de granitos por toda a região metropolitana (Serra da Cantareira e Parelheiros, na cidade de São Paulo).

Apesar de alguns locais da Bacia Sedimentar de São Paulo apresentarem sedimentos a até 300 metros de profundidade, em alguns outros é possível encontrar solos residuais do Complexo Embu relativamente rasos, como nas bordas da bacia e nos locais onde o embasamento está mais superficial ou aflorante (Pacaembu, Vila Prudente e Avenida dos Bandeirantes).

Além de depósitos tecnogênicos e de solos aluvionares quaternários ao longo das várzeas dos rios e córregos, também podem ser encontradas sobre os solos residuais porções isoladas de solos paleógenos-neógenos correlatas à Bacia Sedimentar de São Paulo, em áreas externas à sua delimitação.

2.2 *Os horizontes de solo residual*

A Mecânica dos Solos foi inicialmente concebida tendo como base o conhecimento sobre solos sedimentares de países de clima temperado, principalmente na Europa e na América do Norte. Nos países de clima tropical, entretanto, a ocorrência de solos residuais é mais pronunciada.

Em região tropical, os valores elevados de temperatura e precipitação média são responsáveis por um intemperismo físico-químico-biológico mais intenso do que nas regiões frias e secas, resultando em um perfil de alteração com presença de solo residual a grandes profundidades. É importante ressaltar que nem todo solo tropical é residual, nomenclaturas, algumas vezes, usadas erroneamente como sinônimos.

Para questões de projeto, é interessante subdividir o perfil de alteração do solo residual em camadas, a fim de designar a elas propriedades distintas. Algumas tentativas de padronização destas subdivisões foram realizadas, como exemplo a definida por Deere e Patton (1971), que serviu como base para os horizontes apresentados inicialmente por Vargas (1980) e reiterados por Pastore e Fontes (1998). A Companhia do Metropolitano de São Paulo, possuindo obras de escavação inseridas em maciços de solos sedimentares e residuais em uma área que abrange grande parte da Região Metropolitana, desenvolveu nomenclatura própria baseada em Kutner e Bjornberg (1997). Apesar da existência destas padronizações, é comum encontrar variações de nomenclaturas que descrevam os horizontes de alteração.

Esta padronização das classificações é fundamental para possibilitar correlações e comparações de

dados entre autores e locais distintos. Todavia, mais importante ainda é o consenso das diferenças de propriedades entre cada horizonte.

Para a prática atual, ao menos em relação aos projetos, a subdivisão do maciço de solo residual em horizontes distintos é norteadada pelo agrupamento em faixas dos valores de NSPT. Idealmente, dever-se-ia subdividi-lo, pelo menos, em função de sua textura e granulometria, adicionalmente ao NSPT.

O presente trabalho não tem a presunção de ditar quais seriam os melhores termos a serem utilizados. Contudo, com o intuito de explicitar a subdivisão do perfil de alteração considerada para este estudo, apresenta-se a descrição dos três horizontes considerados:

- o solo residual maduro, ou solo laterítico, que não apresenta texturas reliquias da rocha originária, é mais homogêneo e possui maior teor de argila;
- o solo residual jovem, ou solo saprolítico, que apresenta menor evolução pedológica, possui menor teor de argila e preserva estruturas remanescentes (foliação e descontinuidades); e
- o saprólito, ou solo de transição, que possui maior teor de areia e apresenta matacões e fragmentos de rocha, sendo normalmente detectado somente por prospecção rotativa com baixa recuperação, e não por sondagens a percussão.

Observa-se uma predominância da fração silte nos perfis de alteração. Salienta-se que a mudança entre horizontes é gradativa, sendo sua divisão difícil de determinar, por vezes variando de acordo com o avaliador.

O termo “laterítico”, referente ao solo residual maduro, deve ser utilizado com cautela. A laterização é um processo de evolução pedológica, usualmente relacionada ao depósito de óxidos entre as partículas do solo, resultando em uma coloração alaranjada ou avermelhada. Este processo não é exclusivo de solos residuais, existindo também solos transportados lateríticos.

O saprólito, material de transição entre solo e rocha, é de difícil representação geomecânica, uma vez que possui blocos de rocha sã envoltos por solo, apresentando comportamento intermediário de meio contínuo e descontínuo.

3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

Baseada no conhecimento sobre solos sedimentares, a Mecânica dos Solos tradicional utiliza a variação da densidade do solo (índice de vazios) e seu histórico de tensões para compreender e justificar seu comportamento. Para os solos residuais, entretanto, seu comportamento pode ser governado pelas características remanescentes da rocha mater, como a mineralogia, o tamanho e o formato das partículas e a microestrutura.

A seguir é apresentada discussão sobre estes fatores, além da caracterização dos solos residuais e do estudo de sua permeabilidade.

3.1 *Microestrutura e mineralogia*

A estrutura do solo foi definida por Leroueil e Vaughan (1990) como a combinação do efeito do arranjo das partículas e da cimentação.

As alterações físico-químicas dos minerais e a lixiviação dos materiais assim formados aumentam a porosidade do solo residual formado neste processo. Os diferentes graus de intemperismo da rocha são responsáveis pela diferenciação da microestrutura existente no solo, sendo ela de modo geral menos preservada em solos maduros.

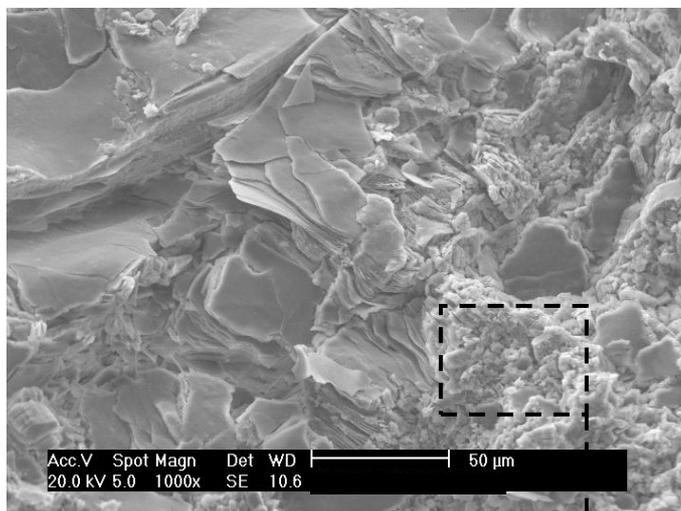
Todavia, o efeito da cimentação por depósito de óxidos de ferro, processo conhecido como laterização, se acentua em horizontais superficiais, acima do lençol freático. Deste modo, solos residuais maduros podem apresentar cimentação entre partículas, o que altera a estrutura do solo em comparação com horizontes menos intemperizados.

Algumas propriedades geotécnicas podem ser influenciadas pela estrutura existente entre as partículas do solo, sofrendo forte dependência da qualidade da amostragem. A perda de estruturação pode chegar a ser completa no caso de remoldagem da amostra.

A forma mais direta de visualizar a microestrutura do solo é através da microscopia eletrônica de varredura (MEV), com a qual o solo pode ser fotografado com ampliação que permita observar o arranjo das partículas, cimentações e até mesmo identificar alguns minerais.

As únicas imagens de MEV encontradas para solos residuais indeformados da Região Metropolitana de São Paulo foram obtidas por Cecílio (2009), apresentadas na Figura 2, referentes a um solo residual jovem silto-arenoso, de biotita-gnaiss milonitizado. O solo estudado foi coletado da frente de escavação do túnel Caxingui-Morumbi, da Linha 4-Amarela do Metrô-SP, na zona oeste da cidade de São Paulo.

Cecílio (2009) notou um reduzido volume de vazios, característico do baixo grau de alteração do solo residual jovem. Na Figura 2 (a), observa-se que as partículas de tamanho silte são de mica biotita, de formato placóide. A fração silte encontra-se envolta por uma massa argilosa, ampliada na Figura 2 (b), composta principalmente pelo argilo-mineral mica biotita, resultado da alteração do silte. Não foi observada cimentação entre as partículas, sendo a microestrutura do solo formada pelo empilhamento de placas micáceas, interconectadas por conglomerções argilosas.

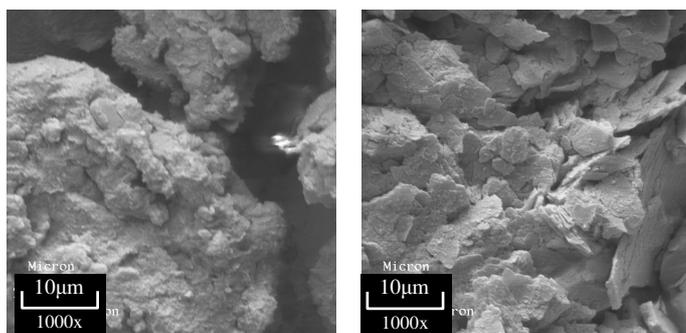


a) fração silte



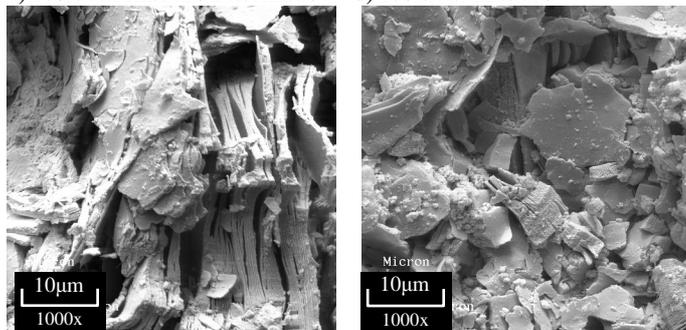
b) fração argila

Figura 2. Microscopia eletrônica de varredura de solo residual de gnaiss, a partir de Cecílio e Futai (2008).



a) residual maduro laterizado

b) residual maduro



c) residual jovem

d) residual jovem exposto

Figura 3. Microscopia eletrônica de varredura de solo residual de gnaiss, a partir de Futai (2002).

A ausência de cimentação novamente acentua a observação do solo não ser evoluído pedologicamente.

Na Figura 3 estão apresentadas imagens de MEV de solos residuais de gnaiss de Ouro Preto, obtidas por Futai (2002), que possibilitam visualizar as diferenças de estruturação existentes entre os distintos graus de alteração do solo.

Observa-se na imagem do solo residual maduro laterizado, Figura 3 (a), uma massa amorfa com volume de vazios bem expressivo, não sendo possível identificar as partículas de silte ou argila. Este solo laterizado apresenta estrutura porosa conformada por grãos envoltos por grumos e pontes de argila, com cimentação por argilo-minerais e óxidos, de caráter metaestável.

O solo residual maduro da Figura 3 (b), ao contrário, apresenta pouca ou nenhuma cimentação, sendo possível observar o entrosamento entre as partículas argilosas, placas de caulinita.

A imagem do solo residual jovem, Figura 3 (c), permite observar os detalhes do empilhamento da caulinita de tamanho silte. Nota-se a formação de vazios inter-partícula, que retrata a fase inicial de seu processo de alteração, o qual poderá promover a divisão do empilhamento das caulinitas em outras de tamanho menor. Nenhum mecanismo de cimentação foi observado.

A imagem da Figura 3 (d) é referente a um solo residual jovem, exposto na parede de uma voçoroca. Por sua exposição, este solo encontra-se mais alterado do que o da Figura 3 (c). As placas de caulinita formam pilhas e arranjos intertravados, sem nenhuma cimentação.

As imagens de MEV obtidas por Futai (2002) e Cecílio (2009) demonstraram como a conformação dos vazios em solos residuais é bem diferente daquela relativa ao arranjo de partículas dos solos transportados. Para a análise da porosidade destes solos, as partículas de formato planar precisam ser consideradas tridimensionalmente. Os macroporos são formados pelo contato das placas em diferentes direções, enquanto que os microporos dependem dos espaços entre as placas empilhadas. No caso das argilas lateríticas, se formam pacotes de agregações de argilas que geram solos com dupla porosidade.

3.2 Índices físicos e caracterização

As curvas granulométricas e os dados de limites de Atterberg de solos residuais presentes em literatura foram reunidos segundo a litologia da rocha original (gnaisses, granitos, filitos e xistos) e estão resumidos na Figura 4, cujas informações mais detalhadas para cada solo podem ser consultadas na Tabela 1. Também foram incluídos resultados de Pinto *et al.* (1993), sobre solos residuais do interior do Estado de São Paulo, para complementar as informações das litologias com menos dados.

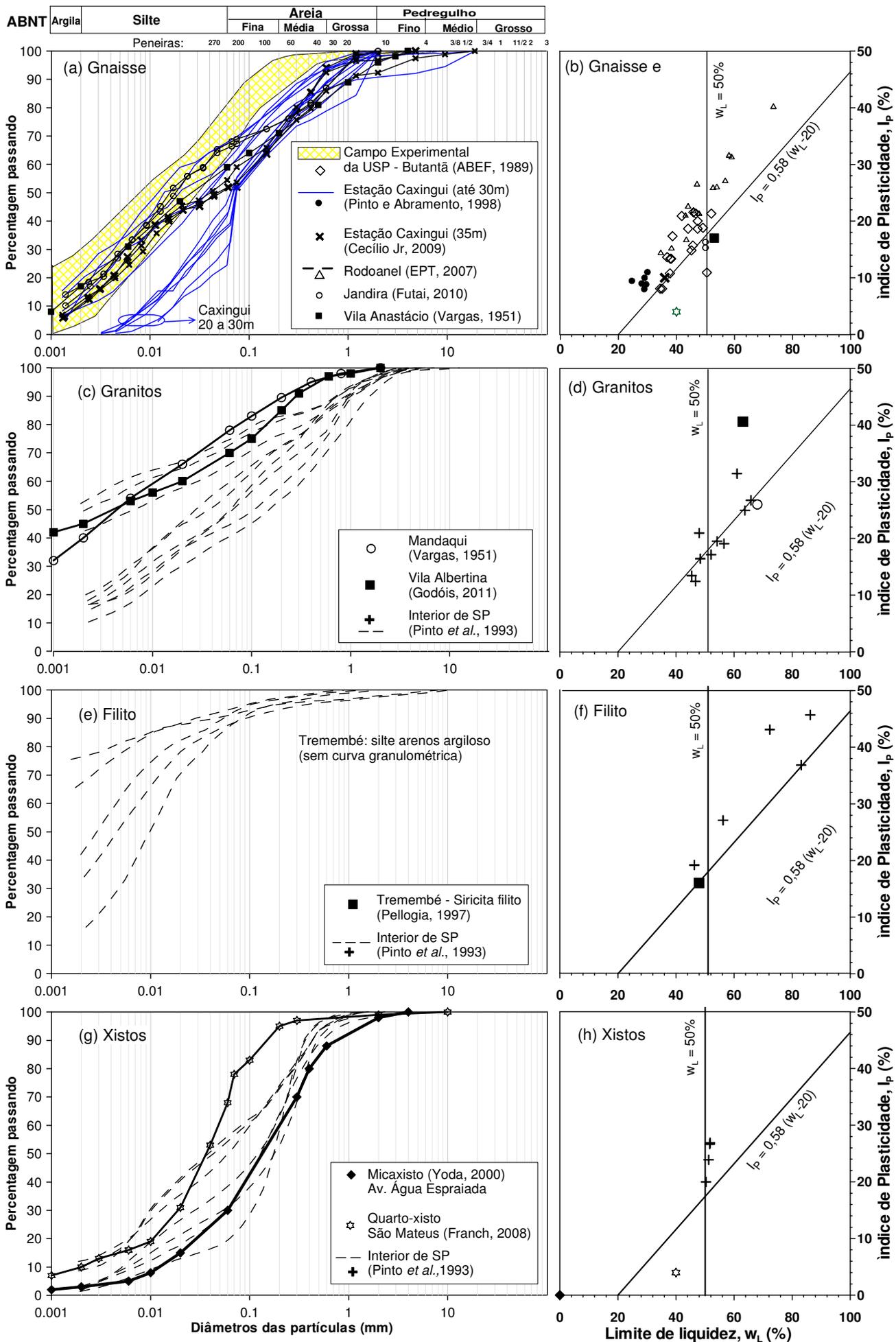


Figura 4. Curvas granulométricas e cartas de plasticidade para os diferentes solos residuais em estudo.

Dispõe-se de mais dados de caracterização para solos residuais de gnaise, Figura 4 (a), os quais apresentam teor de argila menor que 30% e predominância de silte ou areia. O índice de plasticidade (IP) destes solos varia entre 10% e 40%. Quando estão pouco alterados (solos jovens) podem não conter argila e não apresentar plasticidade.

Há pouca informação dos solos residuais de granito (uma amostra do Mandaqui e outra da Vila Albertina), de filito (apenas uma amostra do Tremembé) e de xisto (micaxisto da Av. Água Espraiada e quartzo-xisto de São Mateus), cujos dados podem ser vistos na Figura 4 (c,d), (e,f) e (g,h), respectivamente. Em termos granulométricos e de plasticidade, esses solos são semelhantes aos que ocorrem no interior do Estado de São Paulo, conforme se observa na Figura 4.

As variações da curva granulométrica e da carta de plasticidade para uma mesma litologia podem ser explanadas pelos diferentes graus de alteração das amostras analisadas.

Os minerais primários nos países de clima tropical se alteram com uma velocidade maior que nos países de clima temperado, o que gera perfis de alteração mais espessos.

O grau de alteração do solo tende a ser maior em superfície e se reduzir em profundidade. Entretanto, esse raciocínio linear nem sempre é válido, pois a variação espacial do intemperismo é função da heterogeneidade da rocha, das condições de drenagem e da própria topografia.

Conforme já discutido, os solos residuais são caracterizados por uma possível heterogeneidade herdada da rocha matriz, além da anisotropia e feições geológicas, como descontinuidades e foliações.

O índice físico que melhor representa as características mecânicas e hidráulicas do solo residual é o índice de vazios. Na medida em que o solo é mais alterado pelo intemperismo, ele se torna mais poroso. Os solos residuais maduros tendem a apresentar uma condição mais homogênea e menos anisotrópica, porém, a distribuição espacial de porosidade pode ser mais heterogênea do que no solo jovem.

O peso específico dos grãos reflete a média das densidades dos minerais que constituem o solo. Na análise dos solos residuais apresentados na Tabela 1, observou-se uma faixa de variação pequena ($26,5 \text{ kN/m}^3$ a $27,5 \text{ kN/m}^3$), devida à pouca variação litológica.

Apresenta-se na Figura 5 o perfil de propriedades do solo residual de gnaise do Campo Experimental da EPUSP, obtido a partir da execução de três poços, incluindo resultados de sondagens a percussão. A comparação permite identificar a variação das propriedades com a profundidade e também a própria heterogeneidade do solo.

Na Figura 5 (b), verifica-se que o índice de vazios reduz com a profundidade, assim como sua variabilidade. O índice de vazios é o reflexo direto da estrutura formada pelo arranjo das partículas, como discutido no item anterior.

O peso específico natural, Figura 5 (c), apresenta tendência de aumento com a profundidade, todavia também com diminuição de sua variabilidade.

O nível freático no Campo Experimental da EPUSP está a 15 m de profundidade e, por isso, o grau de saturação obtido foi em geral abaixo de 90% para profundidades de até 10 m, como observado na Figura 5 (d), com tendência de aumento para a total saturação abaixo do nível freático.

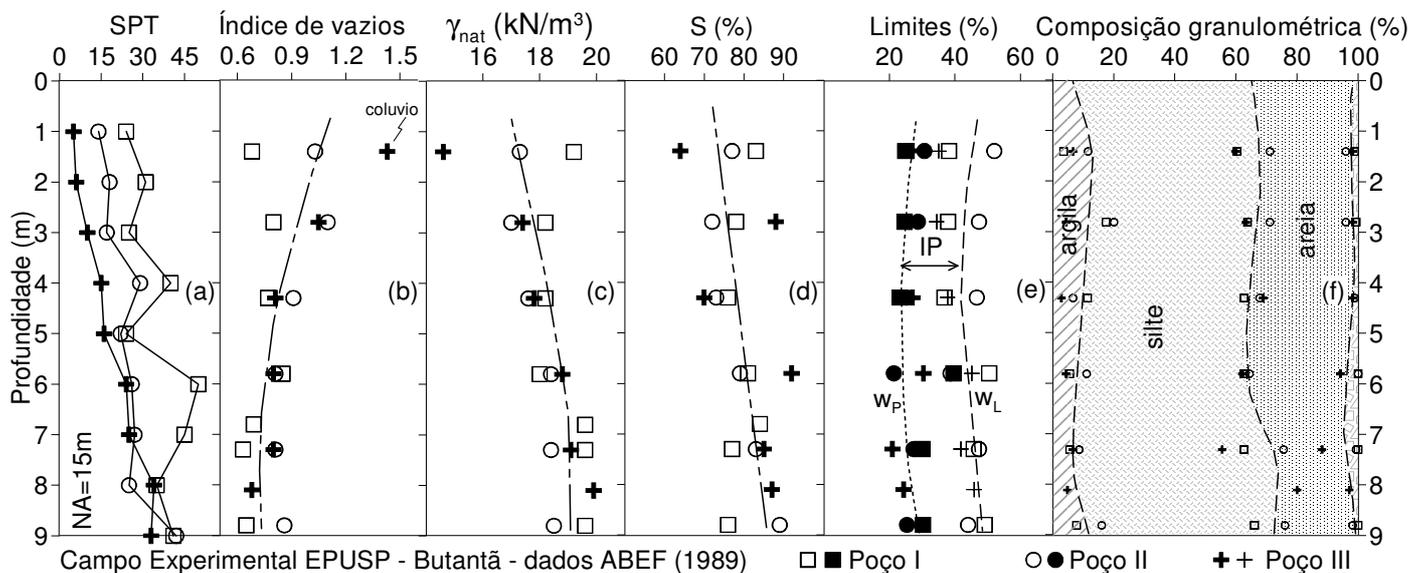


Figura 5. Perfil das propriedades geotécnicas do Campo Experimental da EPUSP, ABEF (1989).

A composição granulométrica dos solos residuais depende da composição da rocha matriz e também do grau de alteração. Solos menos alterados, da mesma rocha, têm proporção de argila menor, razão pela qual os solos maduros são mais argilosos que os jovens. Como exemplo, podem ser citados os resultados obtidos por Pinto e Abramento (1998) em amostras de um solo residual de gnaiss coletadas a diferentes profundidades no Poço Caxingui, da Linha 4 do Metrô-SP. Observou-se a presença de solo maduro até 20 m de profundidade, com média de 13,8% de teor de argila, ao passo que o solo jovem subjacente foi caracterizado como não plástico e com teor de argila nulo (Tabela 1).

Uma das características dos solos residuais tropicais é a presença de argilominerais na fração silte, o que faz com que solos com pouca argila apresentem certa plasticidade. Um exemplo típico dessa tendência é o solo do Campo Experimental da EPUSP, tal como mostrado na Figura 5 (e) e (f). Em geral, os solos são pouco plásticos e não são ativos porque o argilomineral predominante possui formato de placa, como a caulinita e a mica. Essas características fazem com que o índice de atividade de Skempton não funcione bem para os solos residuais, pois é comum encontrar solos com pouca argila que tenham valor de IP associado com a plasticidade da fração silte. De qualquer forma, os limites de Atterberg não têm a mesma utilidade e aplicação prática para os solos residuais como para os sedimentares, tal como na caracterização de argilas moles.

3.3 Permeabilidade

Valores de coeficiente de permeabilidade obtidos em laboratório são comumente criticados quanto ao fato dos corpos de prova não representarem toda a heterogeneidade, anisotropia, xistossidades, fissuras e outras características encontradas em campo, remanescentes da rocha original. Entretanto, as condições de ensaio são mais bem estabelecidas, resultando em uma caracterização mais bem controlada, independente das variações de campo.

A permeabilidade de solos intactos pode ser determinada em laboratório por meio de permeâmetros convencionais ou de parede flexível e por ensaios edométricos com carga hidráulica variável.

Ao serem realizados ensaios de permeabilidade em campo, utilizando-se cavas, furos, Gelph ou bombeamento, a direção do fluxo não pode ser totalmente controlada. Nestes casos, o fenômeno é caracterizado por um fluxo tridimensional, composto por contribuições horizontal e vertical que dependem da anisotropia do maciço e do formato e dimensões da cava ou furo.

A variação da permeabilidade saturada com o estado do solo é bem conhecida: a diminuição do índice de vazios torna o solo menos permeável. Além disso, a porcentagem de fração argila também

influencia a condutividade hidráulica, sendo que o reduzido tamanho das partículas e a presença de água adsorvida dificultam a percolação d'água pelos poros. Entretanto, percebe-se que a permeabilidade não depende exclusivamente do índice de vazios, da porosidade ou da quantidade de finos presentes no solo, mas também da estruturação das partículas (arranjo e cimentação). Mais importante do que a quantidade de vazios no solo, a distribuição e interconectividade dos poros são os fatores de maior importância para a permeabilidade.

Cecílio (2009) determinou coeficientes de permeabilidade para amostras indeformadas de um solo residual jovem de gnaiss e também para uma amostra remoldada do mesmo solo, desestruturada e colocada acima do limite de liquidez, com aspecto de lama. Assim como obtido por Vargas (1978), a permeabilidade determinada para a amostra remoldada foi muito menor do que para a amostra natural, devido à perda dos caminhos de percolação decorrentes da estruturação das partículas. Isto reflete a importância da estrutura natural do solo.

A Figura 6 apresenta os valores de coeficiente de permeabilidade de solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo. Percebe-se que os solos têm diferentes faixas de permeabilidade variando com o índice de vazios, demonstrando que além deste índice físico, a condutividade hidráulica também é influenciada pela composição granulométrica e mineralógica do solo e pela estruturação existente (arranjo e cimentação das partículas, incluindo distribuição e interligação entre os poros e microporos), tal como discutido no item de microestrutura do solo.

Dentre todos os parâmetros geotécnicos, a condutividade hidráulica é a que normalmente apresenta maior dispersão de valores. Analisando-se os dados encontrados para os solos residuais, observam-se valores variando de 10^{-3} a 10^{-7} cm/s.

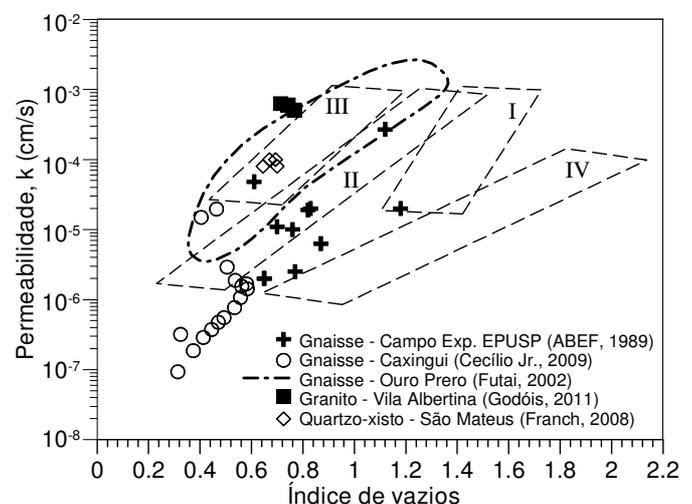


Figura 6. Variação da permeabilidade saturada com o índice de vazios.

Foram incluídos na Figura 6 resultados obtidos por Futai (2002), para solos residuais de Ouro Preto

e faixas de valores para solos residuais de diferentes localidades. A partir destes resultados e de outros solos residuais brasileiros, Futai (2002) sugeriu faixas distintas em função da gênese dos solos, sendo:

I) Solos porosos argilosos, maduros, possuindo menor permeabilidade que solos do horizonte C com mesmo índice de vazios. O IP é, em geral, maior que 25% e a fração de argila maior que 50%;

II) Solos saprolíticos siltosos, micáceos, com IP menor que 20%;

III) Solos saprolíticos arenosos, não-plásticos e com teor de argila menor que 10%;

IV) Comportamento particular, solos residuais saprolíticos de granito e solos coluvionares, ambos arenosos.

Pinto *et al.* (1993) apresentaram alguns dados de permeabilidade de solos residuais do interior do Estado de São Paulo e também de um solo residual de gnaiss (migmatito) da Região Metropolitana de São Paulo, listados na Tabela 2. Em comparação com os resultados da Figura 5, esses solos apresentam características semelhantes aos da Região Metropolitana. Nota-se que a anisotropia de condutividade hidráulica (k_h/k_v) apresentada não gerou informações conclusivas. Contudo, o valor menor ou maior que a unidade depende das orientações das descontinuidades que condicionam o fluxo.

Tabela 2. Resultados médios de permeabilidade para solos residuais (Pinto *et al.*, 1993).

Solo	e	k_v (cm/s)	k_h/k_v
Filito	0,87	$5,6 \times 10^{-5}$	3,2
Gnaiss	1,21	$5,7 \times 10^{-3}$	0,1
Granito	1,25	$7,0 \times 10^{-4}$	5,0
Micaxisto	0,79	$2,0 \times 10^{-3}$	0,1
Migmatito	1,09	$1,1 \times 10^{-4}$	2,4

A condutividade hidráulica do solo residual de quartzo-xisto de São Mateus foi investigada com detalhes por Franch *et al.* (2006) e Franch (2008). Na direção vertical obteve-se $1,2 \times 10^{-4}$ cm/s e na horizontal $9,0 \times 10^{-5}$ cm/s, sendo a mesma ordem de grandeza para ambas as direções (horizontal 1,4 vezes maior). A descontinuidade desse solo está a 45 graus e, moldando o solo de modo que o fluxo passe ao longo da xistosidade, a condutividade aumenta para $4,5 \times 10^{-4}$ cm/s, ou seja, cinco vezes maior que na direção horizontal. Esse exemplo ilustra a importância do condicionante geológico na direção e magnitude do fluxo. A permeabilidade em campo, medida através do permeâmetro de Gelph, forneceu coeficiente de $2,0 \times 10^{-4}$ cm/s, valor intermediário entre a direção da xistosidade e a vertical (ou horizontal).

4 DEFORMABILIDADE

A resistência ao cisalhamento dos solos normalmen-

te é considerada como a principal propriedade a ser determinada, talvez pelo fato de estar associada à ruptura das obras (capacidade de carga, estabilidade, segurança). Entretanto, a deformabilidade dos solos muitas vezes é fator determinante para projeto, sendo que o estado limite de serviço da obra pode ser alcançado antes do estado limite último. Como exemplos, podem ser citadas as escavações subterrâneas, que podem causar danos inaceitáveis às estruturas na superfície, e os casos de obras que sobre-carregam o solo promovendo recalques elevados, sem o levar à condição de ruptura, como aterros e fundações.

A seguir são apresentadas discussões sobre envoltórias de escoamento de solos residuais, além de serem apresentados dados encontrados sobre compressibilidade edométrica e módulos de deformabilidade, sendo também discutida a influência do tempo no comportamento destes solos.

4.1 Envoltória de escoamento

A deformabilidade dos solos sempre está associada à alteração do seu estado de tensões. Em muitas obras, tais como fundações, é prática corrente impor um valor limite para o recalque, abaixo do qual poderia se considerar um comportamento pseudo-elástico para o solo. Nos casos em que o nível de deformação é mais elevado, deformações elastoplásticas podem ocorrer. Em ambas as condições, é preciso saber o limite elástico do solo, a partir do qual ele passa a apresentar deformações parcialmente irreversíveis. Tal limite pode ser melhor interpretado com o conhecimento da curva de escoamento do solo.

A envoltória de escoamento delimita a região do espaço de tensões dentro da qual o solo apresenta comportamento essencialmente elástico, sendo também conhecida como envoltória de plastificação do solo.

A tensão de escoamento obtida por meio de ensaio de adensamento para as argilas sedimentares saturadas define a sua história de tensões e é conhecida como tensão de pré-adensamento. Entretanto, para os solos residuais a mudança no comportamento tensão-deformação pode ser devida à perda de sua estruturação. Deste modo, denomina-se de tensão de cedência o valor a partir do qual o solo começa a perder sua cimentação e alterar seu arranjo de partículas, sendo um processo de dano contínuo. Como o fenômeno de mudança da rigidez é semelhante para ambos os casos, é aceitável a utilização apenas do termo escoamento, desde que feita ressalva sobre o efeito envolvido.

A determinação da tensão de escoamento pode ser tópico de controvérsia, pois em alguns casos não se observa um ponto nítido de mudança de comportamento mecânico. Para tal, normalmente são utilizadas curvas tensão-deformação ou de índice de vazios em função da tensão. No caso particular de

ensaios edométricos, os métodos mais conhecidos para determinação da tensão de pré-adensamento são o de Casagrande (1936) e o de Pacheco Silva (1970).

Conforme discutido por Graham *et al.* (1982) e Pinto *et al.* (1993), deve-se ter cuidado ao ser utilizada escala logarítmica nos gráficos para determinação do escoamento do solo. A mudança de rigidez deve ser notada também em escala natural.

O escoamento por perda da estruturação, caso de grande parte dos solos residuais, pode ser de difícil determinação por métodos tradicionais. Com isto em mente, outro método pode ser aplicado, menos usual, utilizado por Graham *et al.* (1982, 1983), Kuwano e Jardine (2007) e Smith *et al.* (1992), o qual identifica a mudança de comportamento mecânico em gráficos de energia de deformação por volume unitário (W) em função do comprimento do vetor tensão (LSSV).

Cecílio (2009) determinou o escoamento do solo residual de gnaiss e a partir de curvas LSSV- W de ensaios triaxiais, uma vez que as tradicionais curvas tensão-deformação não possibilitaram identificação da perda de estruturação. A curva de escoamento assim obtida é apresentada na Figura 7 (a).

Os estados de tensões referentes ao escoamento foram determinados durante o cisalhamento dos ensaios (1) e (2), durante o adensamento isotrópico do ensaio (3) e durante o adensamento anisotrópico dos ensaios (4), (5) e (6). Observa-se que a curva de escoamento é inclinada, não centrada no eixo isotrópico, tal como observado por Futai (2002) para um solo residual de gnaiss. Para baixos níveis de confinamento, a curva de escoamento fica acima da linha de estados críticos, sendo referente à resistência de pico.

Com o intuito de melhor representar a condição in-situ, Cecílio (2009) adensou anisotropicamente o solo até o estado de tensões aproximado de campo, a partir do qual foram realizados outros quatro ensaios de descarregamento – (7), (8), (9) e (10) – com diferentes trajetórias de tensões, apresentados na Figura 7 (b). Os resultados indicaram que houve escoamento nos quatro ensaios, o que possibilitou determinar outra curva de escoamento, referente à condição de campo.

Demonstra-se a possibilidade da curva de escoamento não passar pela origem do espaço de tensões. Mais ainda, é evidenciado que o alívio de tensões, tal como o causado por uma escavação, pode causar o escoamento do solo.

A envoltória de escoamento apresentada tem caráter essencialmente cinemático, ou seja, ao ser atingida, ela não sofre rotação, expansão ou redução significativas. O alívio de tensões causado pela amostragem deslocou a envoltória para a origem do espaço de tensões. Deste modo, os resultados obtidos em laboratório não condizem com o esperado

para o campo.

Esses resultados dão subsídios para reavaliar a interpretação de ensaios de laboratório em solos residuais, assim como também ponderar a qualidade de sua amostragem.

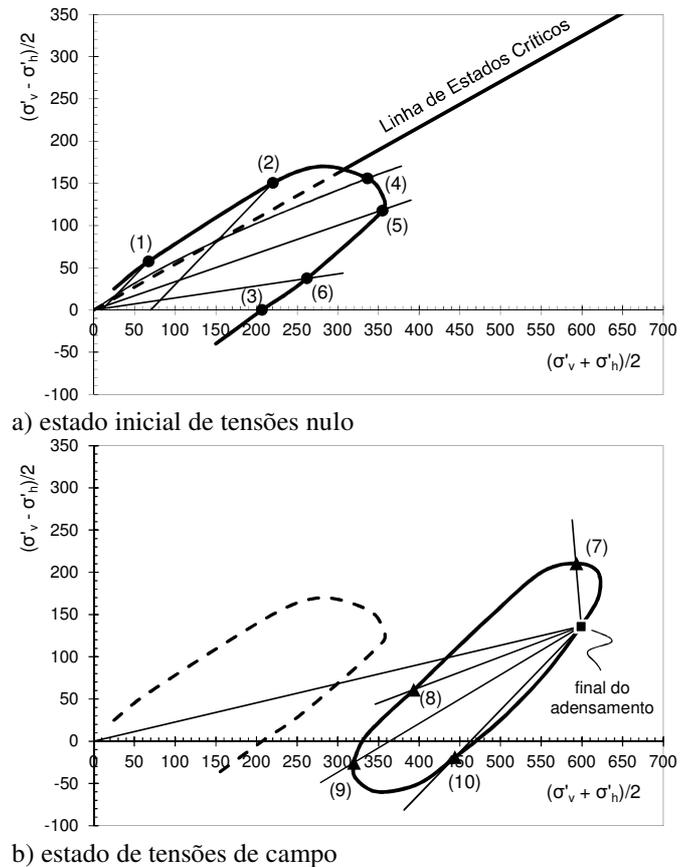


Figura 7. Envoltórias de escoamento obtidas por Cecílio (2009).

4.2 Compressibilidade edométrica

Algumas curvas de compressão edométrica típicas dos solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo estão apresentadas na Figura 8, separadas de acordo com a litologia da rocha original.

Dispõe-se de várias curvas de compressão edométrica para solos residuais de gnaiss, e algumas delas estão apresentadas na Figura 8 (a). Porém, há poucos dados de solos de granito e de xisto, inseridos respectivamente na Figura 8 (b) e (d). No caso do solo residual de filito, Figura 8 (c), não se encontrou ensaio de compressão edométrica, razão pela qual essa informação foi complementada com a curva de um solo do interior do Estado de São Paulo.

A interpretação das curvas foi realizada de forma convencional, para obtenção do índice de compressão (C_c), de recompressão (C_r) e da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), tal como se faz para os solos sedimentares.

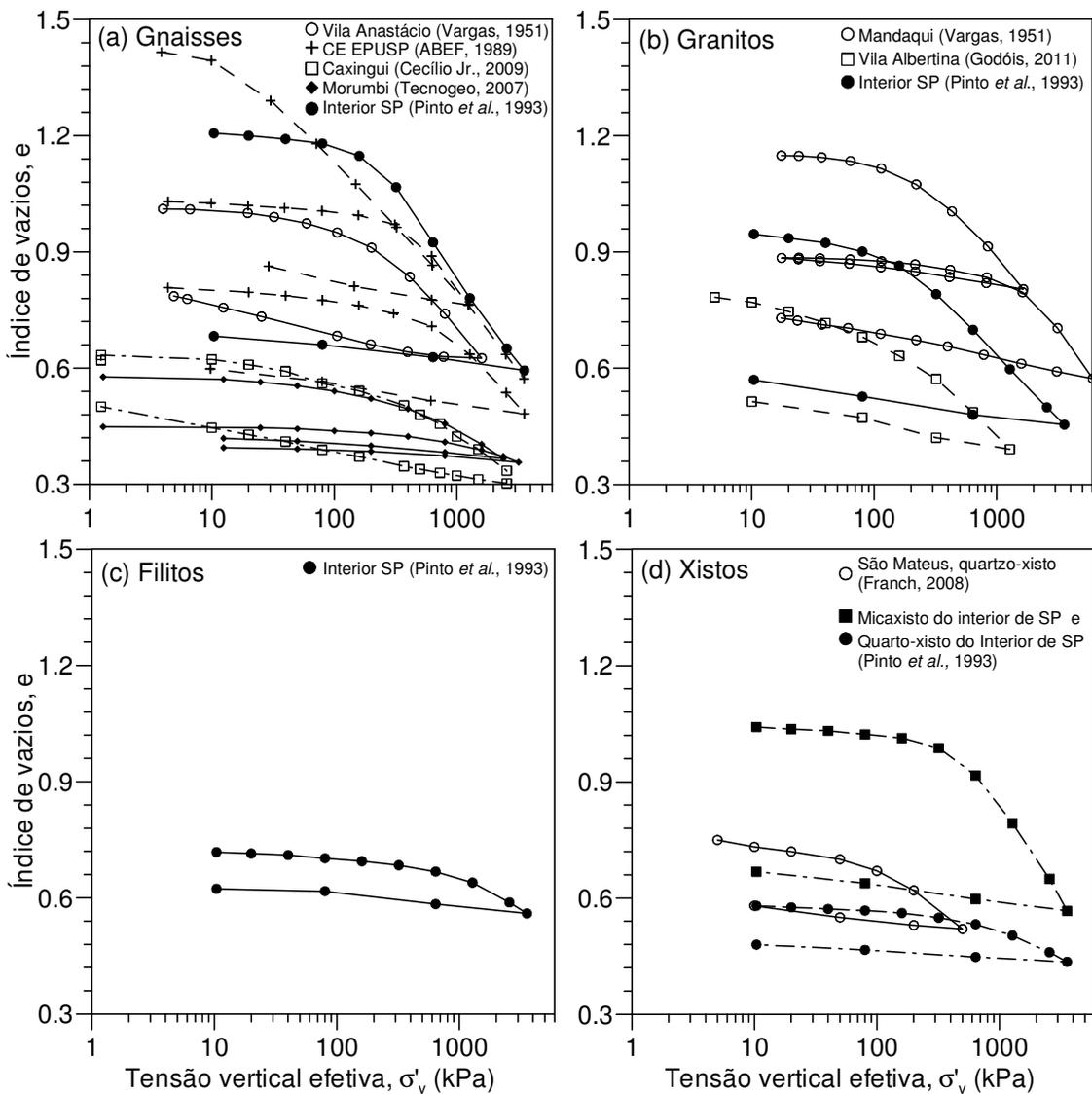


Figura 8. Resultados de ensaios edométricos para os diferentes solos residuais em estudo.

Os valores médios dos parâmetros de compressibilidade dos solos estudados estão listados na Tabela 1, sendo que para os solos residuais de gnaiss foi determinado $C_c = 0,29 (\pm 0,09)$ e $\sigma'_{vm} = 630 \text{ kPa} (\pm 300 \text{ kPa})$. Para os demais solos, o número de dados não permite realizar uma análise estatística significativa.

Com os dados disponíveis, foram realizadas algumas correlações para C_c e σ'_{vm} , tal como mostrado na Figura 9. Nesta figura também foram incluídos dados do interior do Estado de São Paulo e também de outros estados (Futai, 2002).

A correlação de C_c com o limite de liquidez, Figura 9 (a), não forneceu bons resultados. Contrariamente ao que ocorre com as argilas saturadas sedimentares, a plasticidade dos solos residuais não é um bom parâmetro para representar sua compressibilidade. As faixas de valores apresentadas por Pinto *et al.* (1993) corroboram essa afirmação.

ibilidade dos solos residuais é o índice de vazios. A variação de C_c com o índice de vazios apresenta uma nuvem dispersa de pontos, mas cuja tenência é clara: o aumento do índice de vazios reflete no aumento de C_c , conforme mostrado na Figura 9 (b).

A tensão de escoamento também foi correlacionada com o índice de vazios e o resultado está apresentado na Figura 9 (c). Nos solos residuais com índice de vazios menores que 1,0 a tensão de escoamento pode ser elevada (maior que 300 kPa, chegando a até 1100 kPa). A maioria dos dados coincidiu com a correlação proposta por Futai (2002) para solos residuais de granito e gnaiss, porém, as tensões de escoamento do Campo Experimental da EPUSP se aproximaram da correlação para solos residuais de origem metamórfica.

O melhor parâmetro para se entender a compress-

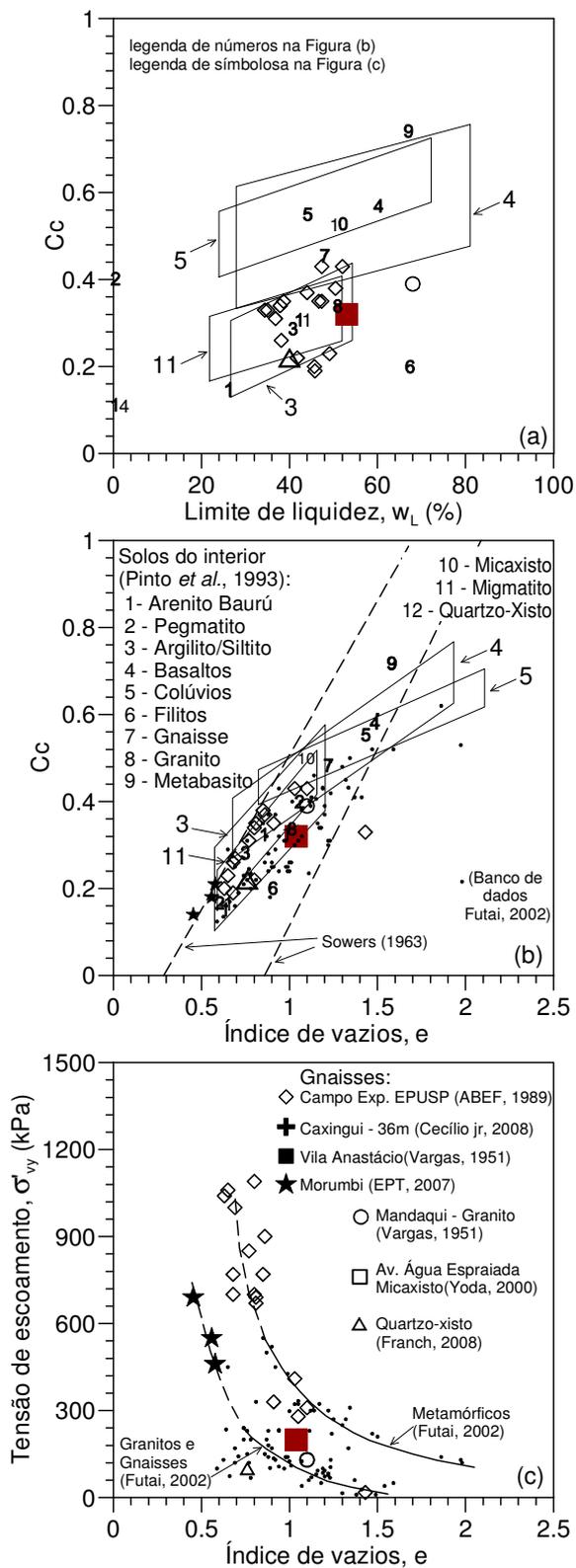


Figura 9. Correlações entre os parâmetros de compressibilidade para os solos residuais estudados.

4.3 Módulos de deformação

Os resultados de ensaios de laboratório que fornecem dados de curvas tensão-deformação, tal como os ensaios triaxiais axissimétricos ou cúbicos, são subsídios fundamentais para definir o modelo constitutivo que melhor representa o comportamento mecânico do solo. A relação tensão-deformação usualmente é representada por meio de módulos de

deformação, sendo que a rigidez do solo se reduz com o aumento do nível de deformação a ele imposto. Modelos constitutivos que consideram esta degradação da rigidez normalmente necessitam como parâmetro o módulo de deformabilidade tangente inicial (E_0). Entretanto, para os modelos mais simples que não consideram esta variação da rigidez em função da deformação, se faz necessária a utilização de um módulo secante. São exemplos o módulo secante a 50% da tensão de ruptura (E_{50}) e o módulo secante a 1% de deformação (\bar{E}_1).

São apresentados na Figura 10 (a) valores de E_{50} determinados a partir de ensaios triaxiais em solos residuais da Região Metropolitana. Novamente ressalta-se que, infelizmente, foram encontradas informações unicamente para os solos de gnaisses da zona oeste de São Paulo, da ABEF (1989) no Campo Experimental da EPUSP e de Cecílio (2009), no túnel Caxingui-Morumbi do Metrô de SP.

Para o solo do Campo Experimental, observa-se a não usual diminuição do módulo com o aumento da confinante, possivelmente em razão da quebra de grãos a maiores tensões. Optou-se então por apresentar o módulo normalizado em função da tensão confinante, na Figura 10 (b).

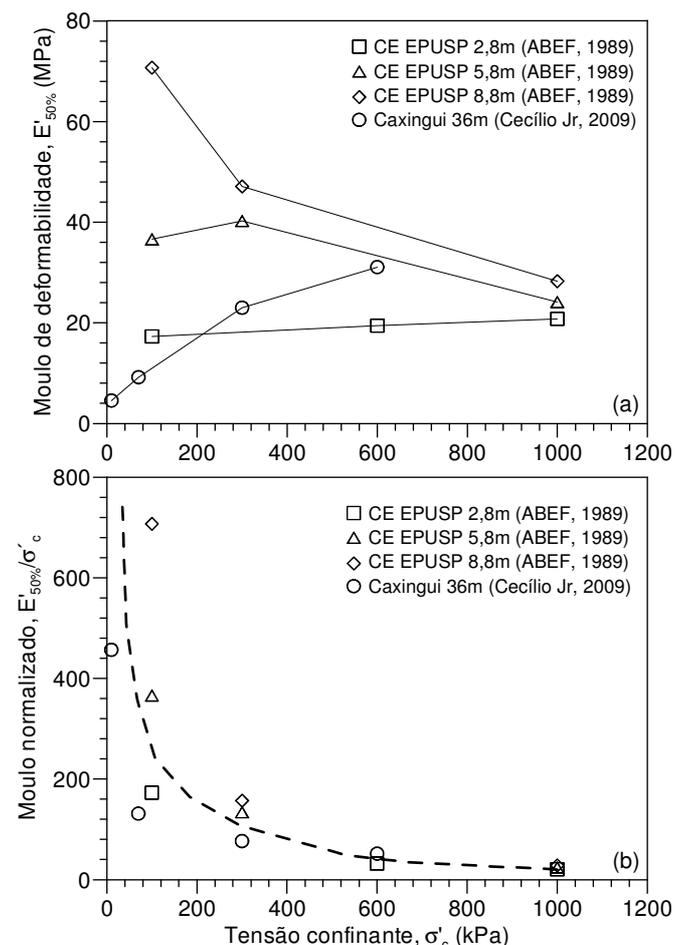


Figura 10. Módulos E_{50} para solos residuais de gnaisses.

Outros ensaios triaxiais foram realizados por Pinto e Nader (1991) no mesmo solo residual de gnaisses do Campo Experimental, com o intuito de analisar a

aplicabilidade do modelo constitutivo por eles proposto (Pinto e Nader, 1994), chamado de SUEF – modelo de superposição de efeitos. Este modelo considera módulos de deformação e coeficientes de Poisson diferentes para a situação de carregamento e descarregamento, superpondo estas componentes para o caso de uma trajetória de tensão qualquer.

Com o intuito de analisar o mesmo modelo constitutivo, desta vez sob condição anisotrópica de adensamento, Anjos (1996) realizou novos ensaios triaxiais no mesmo solo residual de gnaiss do Campo Experimental.

Para ambos os casos, demonstrou-se que a rigidez do solo varia em função da trajetória de tensões imposta ao ensaio triaxial. Como os autores utilizaram amostras remoldadas do solo residual, os módulos de deformabilidade determinados foram de ordem de grandeza 10 vezes inferior aos módulos dos ensaios em amostras indeformadas da Figura 10, razão pela qual seus valores não foram apresentados.

Para analisar este comportamento dependente da trajetória de tensões, Cecílio (2009) realizou ensaios triaxiais em amostras indeformadas, cujas trajetórias de tensões foram apresentadas anteriormente na Figura 7. As curvas tensão-deformação são apresentadas na Figura 11.

O gráfico de variação volumétrica apresentado é necessário para determinação do coeficiente de Poisson do solo (ν). Diferentemente dos tradicionais ensaios triaxiais de carregamento com trajetória de tensões de 45 graus, a determinação do módulo de deformabilidade de ensaios com variação da tensão confinante depende do valor de ν .

Os ensaios com baixas tensões confinantes (1) e (2), sobre-adensados, foram os únicos a apresentar dilatância. A máxima taxa de dilatância encontrada não coincidiu com o pico de resistência, ocorrendo em deformações ligeiramente maiores. A razão desta diferença pode ser atribuída à estruturação do solo, conforme Maccarini (1987) e Vaughan *et al.* (1988). A resistência de pico encontrada em ambos os ensaios, como mostrado na Figura 7, é representada pela envoltória de escoamento, sendo controlada pela estruturação do solo.

As variações de E_{50} e ν determinadas por Cecílio (2009) estão apresentadas na Figura 12. O ângulo das trajetórias de tensões foi tomado a partir da horizontal no sentido anti-horário, no plano das invariáveis de tensões s' - t . Esses resultados foram utilizados para a modelagem tridimensional por elementos finitos de um túnel em maciço de solo mecanicamente heterogêneo, ou seja, cujos parâmetros elásticos foram considerados como função das trajetórias de tensões atuantes ao redor do túnel, as quais variavam com o avanço de sua escavação.

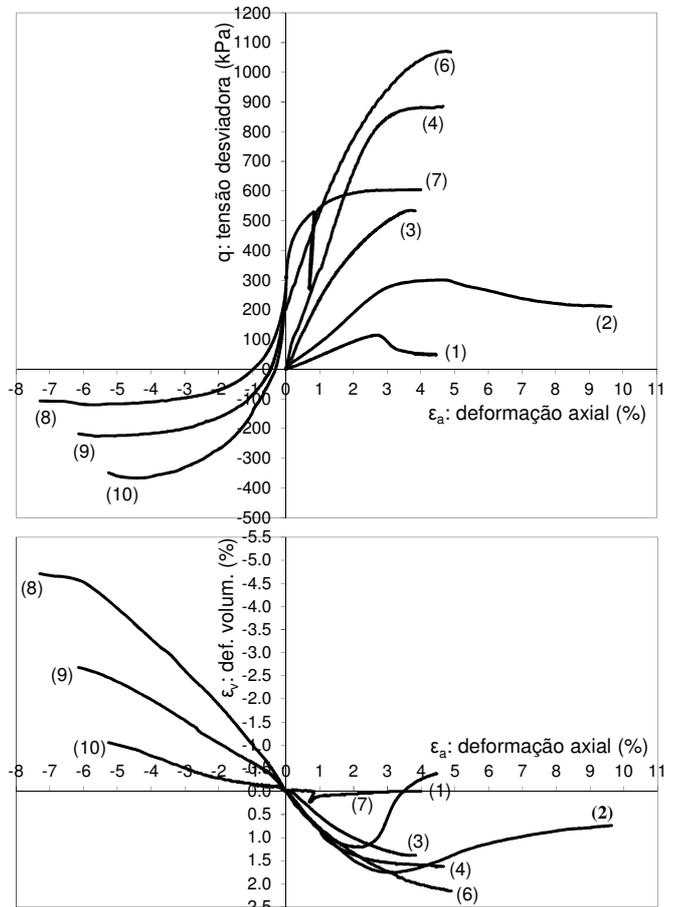


Figura 11. Curvas tensão deformação de ensaios triaxiais em solo residual de gnaiss, a partir de Cecílio (2009).

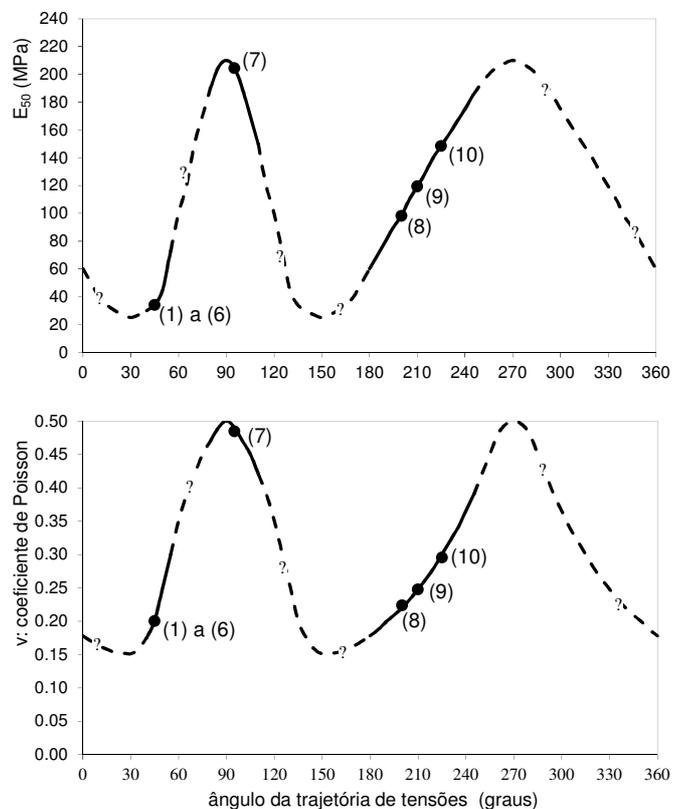


Figura 12. Variação do módulo E_{50} e do coeficiente de Poisson em função do ângulo da trajetória de tensões, a partir de Cecílio (2009).

Os valores dos módulos E_{50} apresentados na Figura 10 foram determinados para os ensaios de carregamento, (1) a (6). A partir deles, o valor do módulo referente ao nível de tensão confinante de campo foi extrapolado, apresentado na Figura 12. Todos os demais ensaios, de descarregamento, (7) a (10), foram realizados com o mesmo estado de tensões aproximado de campo. Observa-se, de modo geral, que os módulos de carregamento são menores que os de descarregamento.

Ensaio de laboratório usualmente possibilitam a determinação apenas de módulos secantes, não sendo representativo o módulo tangente inicial (ou a pequenas deformações) determinado em laboratório, tendo em conta as perturbações inerentes ao processo de amostragem, o tamanho das amostras, a precisão dos instrumentos de medição, entre outros.

Essa deficiência em se determinar E_0 pode ser superada de três maneiras: a) utilizando-se correlações empíricas, semi-empíricas, ou baseadas em retro-análises de obras; b) realizando-se retro-análises do módulo a partir de dados medidos com instrumentações de obras; ou c) definindo-se módulos in-situ ou dinâmicos, tal como será discutido no item seguinte.

Conforme evidenciado por Pinto e Nader (1991), Anjos (1996) e Cecílio (2009), os módulos de deformação podem depender da trajetória de tensões. Como consequência, as retro-análises que caracterizam o maciço com um único módulo de deformação fornecem um valor médio específico para cada tipo de obra. Por exemplo, no caso de provas de carga em fundações superficiais, o módulo de deformação a ser retro-analisado é referente a uma trajetória de compressão. Porém, no caso de escavações de túneis, o módulo será relativo a uma condição híbrida, devido ao carregamento seguido de descarregamento que o avanço da escavação ocasiona.

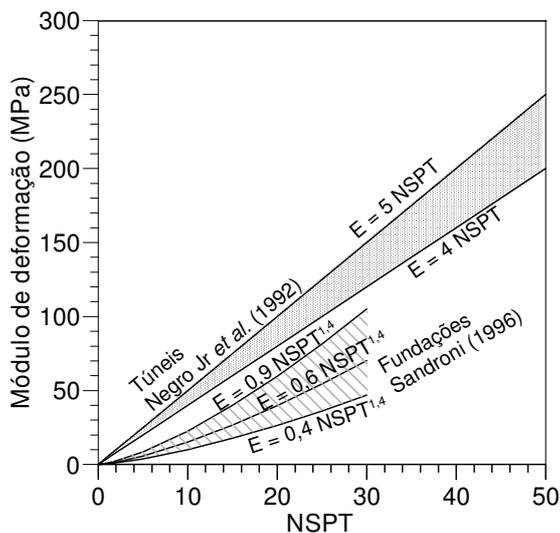


Figura 13. Variação do módulo de deformação com o N_{SPT} para solos residuais.

Na Figura 13 estão apresentadas as correlações entre o módulo de deformação e o valor N_{SPT} . A correlação proposta por Negro *et al.* (1992) foi baseada em retro-análises de túneis escavados, na grande maioria, em maciços de solos sedimentares. Comparando-se esta correlação com a proposta por Sandroni (1996) para fundações superficiais, observa-se grande dispersão, sendo os módulos para fundações superficiais menores. Os resultados de Cecílio (2009) auxiliam a interpretar essa diferença, haja vista que no caso de escavação de túneis uma parte do maciço fica sujeita a descarregamento, cujo módulo tende a ser maior, além das deformações em túneis serem geralmente menores.

4.4 Pequenas deformações

Os módulos cisalhantes máximos (G_0) são importantes para estudos dinâmicos e também nos casos de obras em que o nível de deformação é pequeno.

Carregamentos dinâmicos, tais como efeitos de sismos, fundações de máquinas, ferrovias e fundações de pontes, são alguns exemplos nos quais seria necessário se conhecer módulos cisalhantes máximos. Eles podem ser determinados por ensaios sísmicos em campo (*Crosshole*, SASW, SCPT, SDMT, entre outros) ou em laboratório (coluna ressonante).

Como mencionado, os ensaios convencionais de laboratório, tal como o triaxial, definem módulos secantes para níveis de deformação elevados. Entretanto, a utilização em laboratório do ensaio de coluna ressonante permite medir a variação do módulo cisalhante em função da deformação e impor um nível de confinamento. Porém, os efeitos da perturbação da amostra fazem com que o valor medido em laboratório seja menor que o de campo. Na Figura 14 (a) mostra-se um exemplo de resultado da variação dos módulos cisalhantes para três tensões de confinamento em duas profundidades para o solo residual de gnaiss do Campo Experimental da EPUSP. A normalização G/G_0 forneceu duas faixas distintas, apresentadas na Figura 14 (b), uma para níveis de tensão mais baixos (100 kPa e 200 kPa) e outra para níveis mais altos (300 kPa). Comparando os dados com valores de *crosshole*, Barros (1996) concluiu que os módulos de laboratório são menores, conforme a seguinte relação com os de campo:

$$G_{\text{campo}} = G_{\text{lab}} + 86 \quad (\text{em MPa}) \quad (1)$$

$$G_{\text{campo}} = 1,57 \times G_{\text{lab}} \quad (\text{em MPa}) \quad (2)$$

A diferença entre os valores medidos em campo e em laboratório é reflexo do efeito da amostragem, conforme discutido no item sobre curva de escoamento.

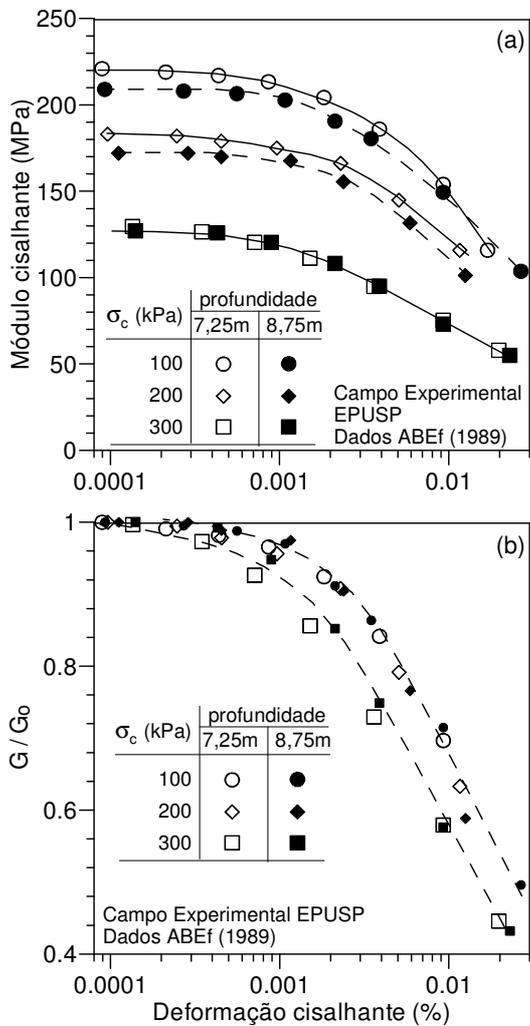


Figura 14. Dados de módulos obtidos em laboratório por meio de colunas ressonantes do Campo Experimental da EPUSP.

Uma opção para se obter uma curva tensão-deformação em campo e definir a degradação do módulo cisalhante é através do pressiômetro autoperfurante. Uma adequada escolha de ciclos de descarregamento e recarregamento permite definir a variação do módulo cisalhante (G_{ur}) em função da deformação, para níveis médios de deformação.

Nas Figuras 15 e 16 estão apresentados dois exemplos da variação dos módulos cisalhantes máximos (G_0) e cíclicos (G_{ur}) para os solos do Campo Experimental da EPUSP e do Poço Caxingui. Há uma tendência dos módulos aumentarem com a profundidade, o que é reflexo da variação do grau de alteração do solo residual. No caso do perfil do Poço Caxingui (Figura 16), pode-se perceber uma variação no comportamento dos módulos dos solos maduro e saprolítico. Como consequência desse comportamento, Abramento e Pinto (1998) mostraram que a variação do módulo cisalhante normalizado em função da deformação é distinta para os solos residuais maduros e saprolíticos, tal como se observa na Figura 17. Apesar de ser um resultado interessante para fins práticos, são necessários mais estudos para generalizar esses resultados.

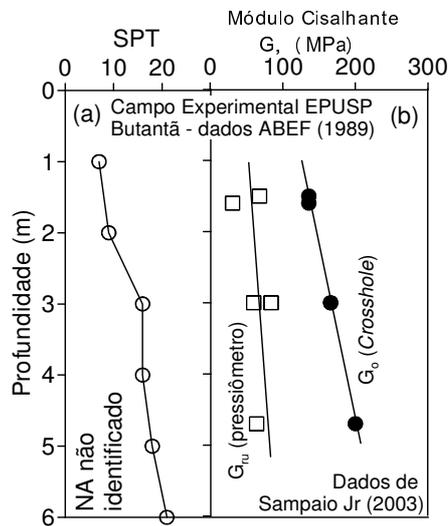


Figura 15. Perfil de variação dos módulos cisalhantes para o Campo Experimental da EPUSP.

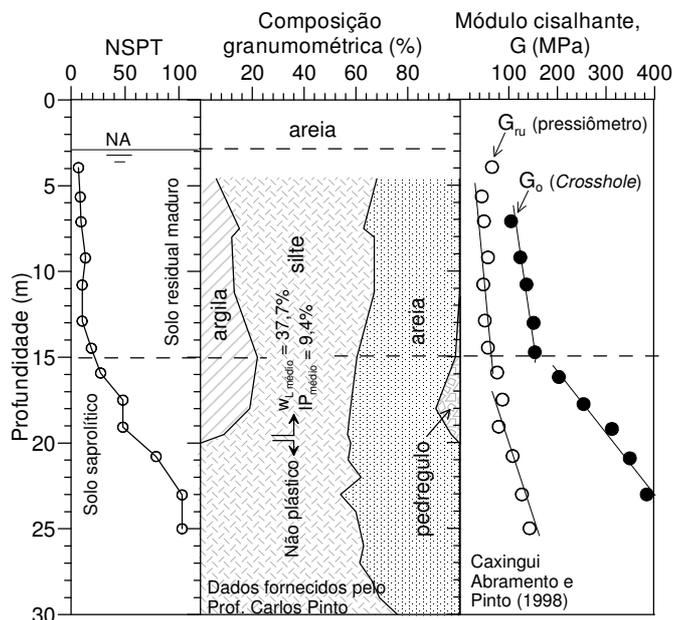


Figura 16. Perfil de variação dos módulos cisalhantes para o Poço Caxingui do Metrô-SP.

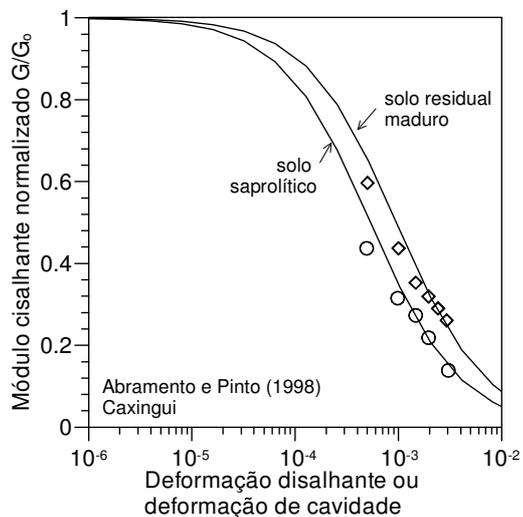


Figura 17. Variação de G/G_0 com a deformação, para os solos residuais maduro e saprolítico do Poço Caxingui (Abramento e Pinto, 1998).

Como se sabe, a curva G/G_0 em função da deformação cisalhante depende do índice de plasticidade no caso de argilas sedimentares, e da compactidade relativa no caso das areias. O resultado apresentado por Abramento e Pinto (1998), indica que no caso dos solos residuais a curva depende do grau de alteração do solo. Outro resultado que corrobora essa observação está apresentado na Figura 18, na qual Barros e Pinto (1997) identificaram uma clara diferença entre a variação de G_0 com o N_{SPT} dos solos lateríticos e saprolíticos.

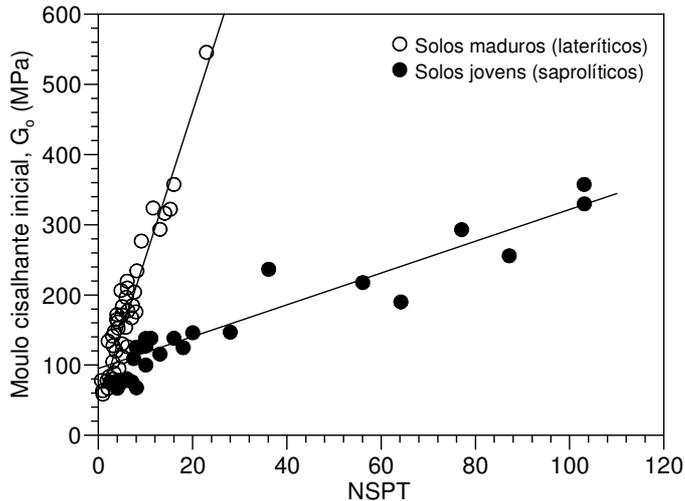


Figura 18. Comparação da variação do módulo cisalhante com o NSPT de solos lateríticos e saprolíticos, a partir de Barros e Pinto (1997).

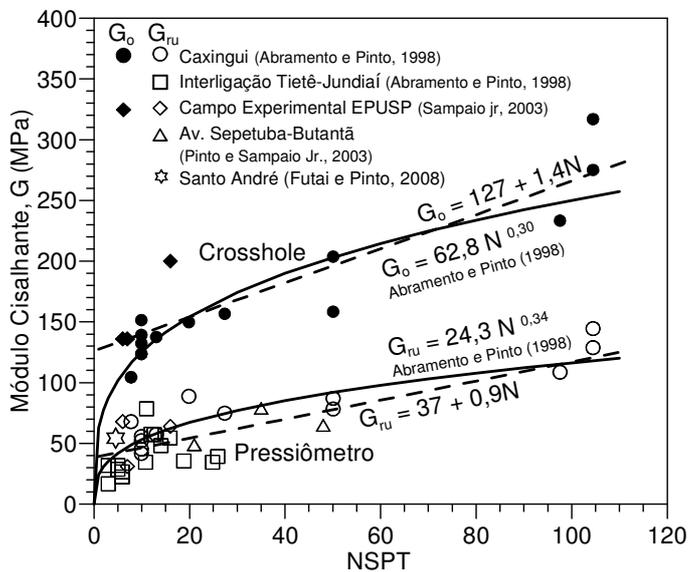


Figura 19. Variação do módulo cisalhante com o N_{SPT} .

Barros e Pinto (1997) sugeriram as seguintes correlações entre G_0 e N_{SPT} :

$$\text{lateríticos: } G_0 = 56 + 20,3 \times N \quad (3)$$

$$\text{ou } G_0 = 55,2 \times N^{0,665} \quad (4)$$

$$\text{saprolíticos: } G_0 = 94 + 2,3 \times N \quad (5)$$

$$\text{ou } G_0 = 43,8 \times N^{0,419} \quad (6)$$

Foi possível também incluir alguns novos dados na correlação entre o módulo cisalhante e o NSPT, conforme a proposta de Abramento e Pinto (1998), indicada na Figura 19.

4.5 Influência do tempo

Os resultados de módulos de deformabilidade obtidos por Anjos (1996), discutidos anteriormente, foram questionados em razão dos diferentes tempos decorridos durante a etapa de adensamento de cada ensaio triaxial realizado. Com esta questão em mente, Yoda (2000) estudou a influência do adensamento a longo prazo na rigidez de um solo residual de micaxisto desestruturado.

O estudo de Yoda (2000) demonstrou que, na etapa de adensamento de ensaios triaxiais, o aumento do tempo de consolidação aumenta a rigidez do solo. Salientou-se que, para a obtenção de parâmetros geotécnicos por meio de ensaios de laboratório, deve ser incluída em sua programação uma etapa inicial de deformação lenta, visando simular as condições existentes em campo.

A execução de ensaios em amostras expandidas devido ao descarregamento da amostragem, sem a execução do adensamento apropriado, pode ser uma das causas da recorrente diferença entre os módulos de elasticidade obtidos em laboratório e os retro-analisados a partir de dados de obras.

O comportamento do solo residual de micaxisto observado por Yoda (2000), assim como também os resultados de ensaios pressiométricos in-situ analisados por Abramento e Pinto (1998), trouxeram à luz o fato de que solos residuais silto-arenosos apresentam importante característica de deformação lenta, mostrando que este efeito não é exclusivo de solos argilosos sedimentares.

Evidências de deformação lenta também foram observadas durante escavações subterrâneas para a construção do trecho oeste da Linha 4-Amarela do Metrô-SP, em maciço de solo residual de gnaiss, conforme discutido por Cecílio *et al.* (2012). Os dados de leitura da instrumentação instalada em campo indicaram progresso da deformação com o tempo, mesmo após as escavações e sem alteração do lençol freático, ou seja, sob estado de tensões constante.

Estes dados de instrumentação foram analisados por Cecílio *et al.* (2012), ao estudar resultados de ensaios edométricos submetidos a carga constante a longo prazo, realizados em amostras indeformadas do mesmo maciço de solo residual.

São apresentadas na Figura 20 as curvas de adensamento obtidas por Cecílio *et al.* (2012), referentes ao último estágio de carga de cada ensaio.

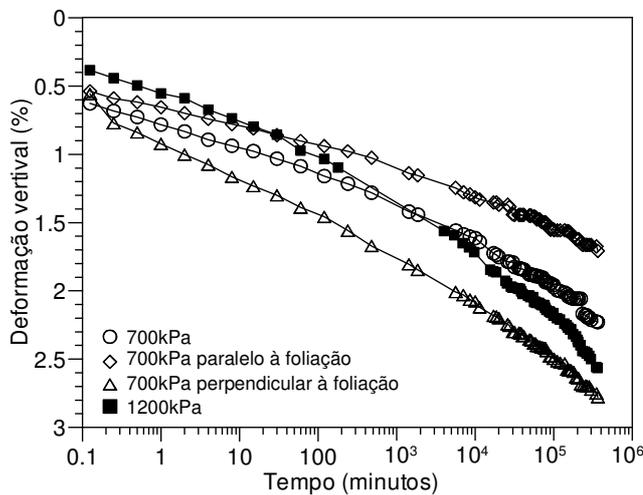


Figura 20. Resultados de adensamento de ensaios edométricos, para a etapa de carregamento a longo prazo, a partir de Cecílio *et al.* (2012).

Observa-se formato discrepante ao que se tem visto em muitos solos, com um trecho inicial reto e um outro subsequente com concavidade para baixo, indicando velocidade de deformações crescente com o logaritmo do tempo. Yoda (2000) obteve curva de adensamento com formato semelhante para o solo residual silto-arenoso de micaxisto.

O trecho inicial reto provavelmente se deve à rápida dissipação do excesso de pressão neutra. Já se observaram curvas com concavidade para baixo em ensaios de longa duração com certas argilas moles e solos fabricados (remoldados), na fase referente à compressão secundária. Com o tempo, as curvas da Figura 20 deverão apresentar inversão da concavidade, indicando estabilização das deformações.

Cecílio *et al.* (2012) atribuíram ao alívio de tensões causado pela amostragem, uma possível desestruturação do solo, responsável pela ocorrência do fenômeno de fluência. Esta deformação lenta foi interpretada como o rearranjo das partículas micáceas ao término da dissipação do excesso de pressões neutras, ocorrendo movimento de cisalhamento entre as placas de biotita.

Os valores de coeficiente de compressão secundária determinados por Yoda (2000) foram $C_{\alpha\varepsilon} = 8,8 \times 10^{-3}$ e $C_{\alpha\varepsilon} = 0,5\%$, enquanto que Cecílio *et al.* (2012) obtiveram $C_{\alpha\varepsilon} = 3,5 \times 10^{-3}$ a $6,2 \times 10^{-3}$ e $C_{\alpha\varepsilon} = 0,23$ a $0,45\%$.

5 ESTADO DE TENSÕES IN-SITU

É importante se conhecer o estado de tensões em campo para possibilitar a realização de análises de tensão-deformação de contenções, escavações e demais projetos em a tensão horizontal seja relevante.

O estado de tensões in-situ não é uma condição de fácil determinação, mesmo para os solos bem comportados. Entretanto, valores de coeficiente de

empuxo em repouso (K_0) de solos sedimentares podem ser estimados por meio de correlações aceitas internacionalmente. Essas correlações, contudo, não podem ser utilizadas para os solos residuais, pois sua gênese é totalmente diferente.

Ensaio de laboratório não conseguem mensurar adequadamente o valor de K_0 , em razão dos efeitos da perturbação do solo devido à amostragem.

A melhor forma de se medir o valor da tensão horizontal em campo é por meio do ensaio pressiométrico autoperfurante. No Brasil, atualmente encontra-se disponível apenas um pressiômetro, o Camkometer da Escola Politécnica da USP.

Ensaio realizado por Abramento e Pinto (1998) em solos residuais de gnaiss para o Poço Caxingui do Metro-SP (Av. Francisco Morato, no Butantã), para a Interligação Tietê-Jundiá e para a Barragem de Paraitinga, indicam valores elevados de K_0 , variando entre 1,0 e 3,8.

A Figura 21 apresenta a variação de K_0 para o Poço Caxingui. Percebe-se que há uma tendência do valor de K_0 reduzir com a profundidade. Pode-se constatar também que há uma diferença entre o comportamento de K_0 do solo residual maduro (até 15 m de profundidade) e do solo saprolítico.

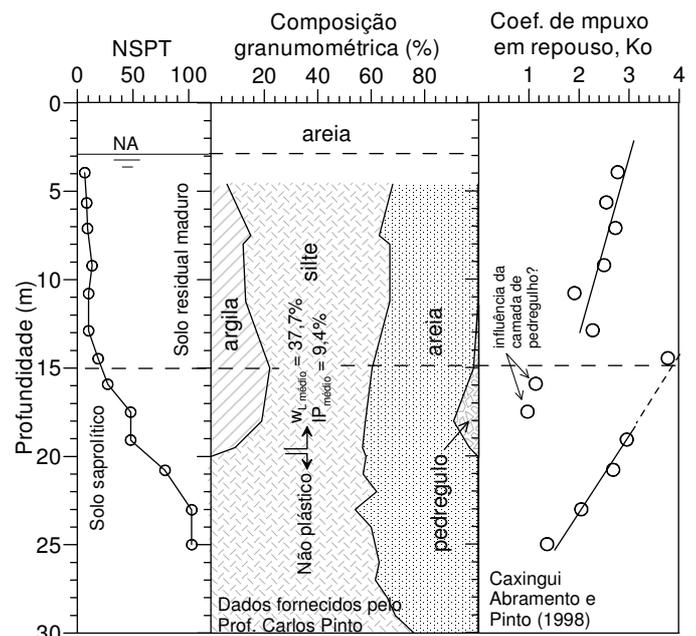


Figura 21. Perfil de variação do coeficiente de empuxo em repouso para o Poço Caxingui.

Alguns solos residuais podem apresentar nível freático profundo, tal como ocorre no Campo Experimental da EPUSP. Quando o solo está não saturado, os resultados do pressiômetro autoperfurante não poderiam ser usados para calcular K_0 , pois não se conhece o estado de tensões efetivas. Mesmo que se medisse a sucção, esta variaria sazonalmente. Porém, o ensaio fornece resultado da tensão horizontal total, tal como mostrado na Figura 22, onde se observa que a tensão horizontal tem a mesma ordem de grandeza da tensão vertical. O efeito da condição

não saturada no comportamento dos solos residuais será discutido mais adiante.

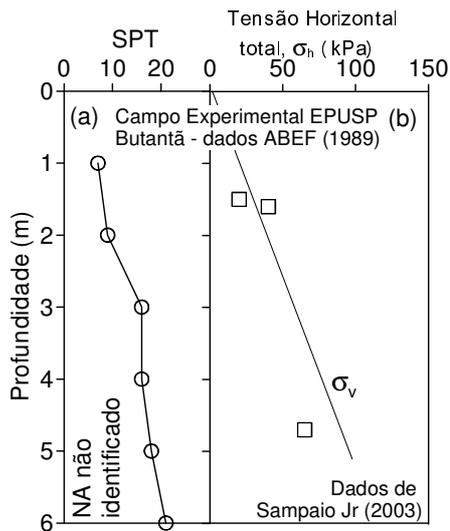


Figura 22. Tensão horizontal total do CE da EPUSP.

6 RESISTÊNCIA

A resistência ao cisalhamento dos solos é medida através de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais. Nos solos residuais, a alta permeabilidade associada à sua baixa compressibilidade torna o valor do coeficiente de adensamento elevado, por isso, sua resposta às solicitações é drenada na maioria dos casos. Porém, por questões práticas, é comum realizar ensaios triaxiais não-drenados (CIU) para avaliar a resistência em termos efetivos.

Algumas diferenças entre o comportamento dos solos residuais e dos transportados foram listadas por Brenner *et al.* (1997).

O ensaio de cisalhamento direto é o mais usual para obtenção de parâmetros de resistência devido à sua simplicidade, principalmente nos problemas de encostas, nos quais os solos residuais são comumente encontrados.

O critério de ruptura mais utilizado é o de Mohr-Coulomb, no qual se ajusta uma reta pelos pontos de máxima tensão cisalhante, obtendo-se o ângulo de atrito e o intercepto de coesão. Alguns autores, como Mello (1972) e Charles & Soares (1984), sugeriram uma envoltória curva ajustada a uma função de potência.

A tensão cisalhante de pico, que define o trecho curvo da envoltória, está relacionada ao índice de vazios crítico para areias densas e à tensão de escoamento para argilas sedimentares. Para os solos residuais, a envoltória é curva para baixos níveis de confinamento.

Vargas (1973), Sandroni (1974) e Vaughan (1992) consideram a envoltória de ruptura curva até próximo à tensão de escoamento, a partir da qual a envoltória passa a ter comportamento semelhante ao do solo normalmente adensado.

Um exemplo da variação dos parâmetros de resistência ao longo de um perfil de alteração está mostrado na Figura 23, correspondente ao Campo Experimental da EPUSP. Há uma tendência do intercepto de coesão aumentar e do ângulo de atrito variar pouco.

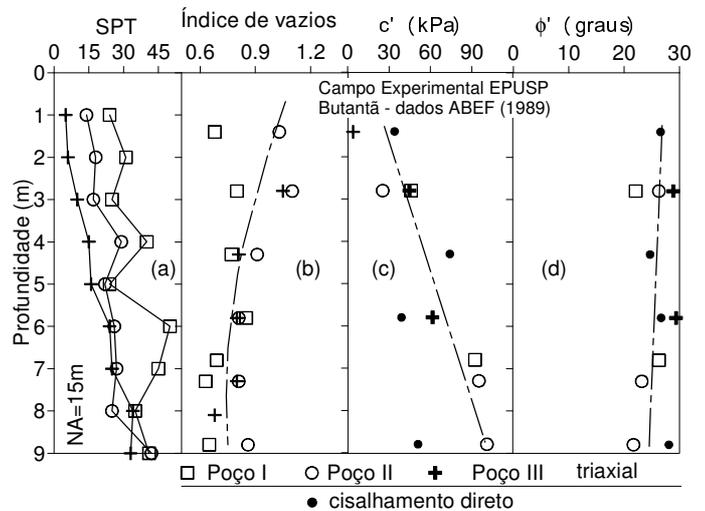


Figura 23. Perfil de variação de parâmetros de resistência do Campo Experimental da EPUSP.

A Figura 24 reúne os dados de envoltórias de resistência coletados para quatro grupos litológicos mais significativos da região Metropolitana de São Paulo. Esses dados também foram comparados com as informações levantadas por Pinto *et al.* (1993) para o interior do Estado de São Paulo. Como as condições climáticas e as características dos solos são semelhantes, tal como mostrado na Figura 4, é possível fazer essa comparação e até mesmo extrapolar as informações nos casos em que se dispõe de poucos dados.

Como foi mostrado na Tabela 1 e também na Figura 24, os valores de coesão e ângulo de atrito variam dentro de faixas amplas. O valor médio da coesão para os solos residuais de gnaiss é de 35 kPa (± 30 kPa) e o ângulo de atrito é 28,8 graus ($\pm 5,9$ graus). Para os solos residuais de outras rochas matrizes, não se dispõe de dados suficientes para realizar a mesma análise.

Pinto *et al.* (1993) utilizaram o índice de vazios relacionado com a resistência para três níveis de tensão normal (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa), como apresentado na Figura 25 (a), na qual foram incluídos alguns resultados dos solos estudados neste trabalho. Na Figura 25 (b) apresenta-se uma interpretação em termos de envoltória de resistência.

Com o objetivo de realizar uma investigação mais detalhada sobre a influência do índice de vazios na resistência do solo, foram selecionados quatro solos residuais do Rodoanel Sul, com índices de vazios distintos, para os quais se dispõe de ensaios triaxiais CIU.

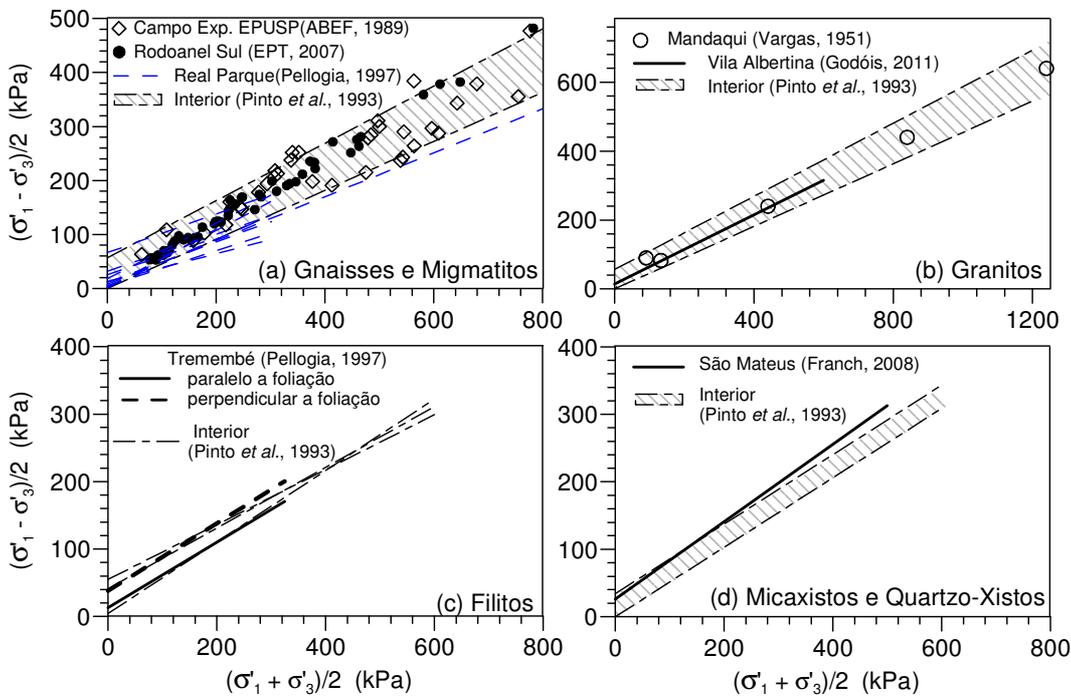


Figura 24. Resumo das envoltórias de resistência dos solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo.

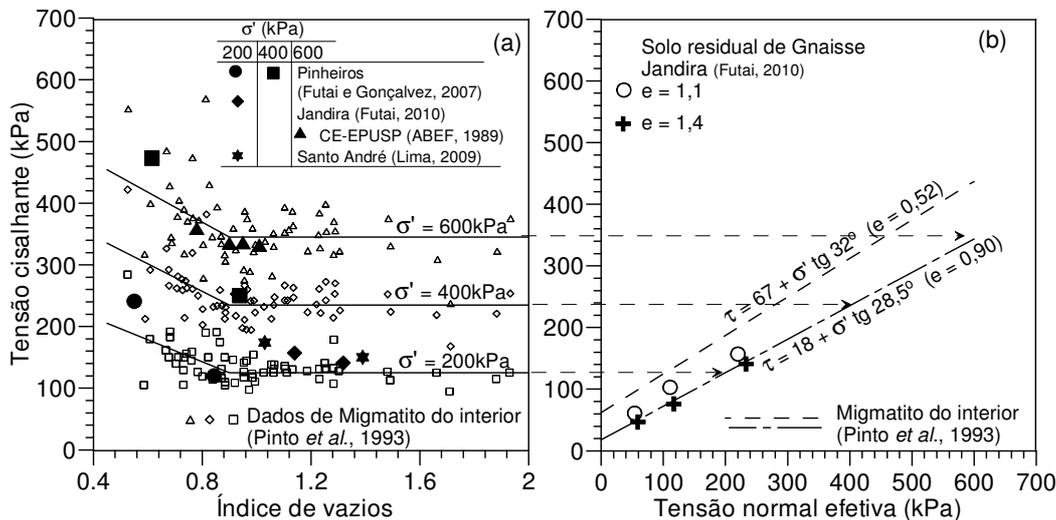


Figura 25. Influência do índice de vazios na resistência do solo.

Na Figura 26 estão apresentados os resultados dos ensaios CIU para tensões de confinamento de 100 kPa e 400 kPa. As trajetórias de tensão são bem distintas, Figura 26 (a), sendo que as amostras com menores índices de vazios apresentaram maiores resistências não drenadas, Figura 26 (b), porque desenvolveram menores valores de excesso de pressão neutra.

Pinto *et al.* (1993) correlacionaram o ângulo de atrito para elevados níveis de tensão (maiores que 600 kPa), com envoltórias passando pela origem do plano de tensões, encontrando as correlações com o índice de vazios, Figura 27 (a), e com o índice de plasticidade, Figura 27 (b), tendo obtido bons re-

sultados. Os dados coletados neste trabalho foram incluídos na Figura 27, observando-se que eles apresentaram a mesma tendência.

A Figura 28 apresenta a correlação do ângulo de atrito em função da coesão, para a qual realizou-se de maneira convencional os ajustes lineares com os dados das resistências de pico. Não existe fundamentação teórica para se efetuar tal correlação, haja vista que solos com diferentes ângulos de atrito poderiam ter mesmo valor de coesão, ou vice-versa. Porém, conhecendo-se a tendência de variação, é possível realizar, por exemplo, retro-análises de forma mais racional.

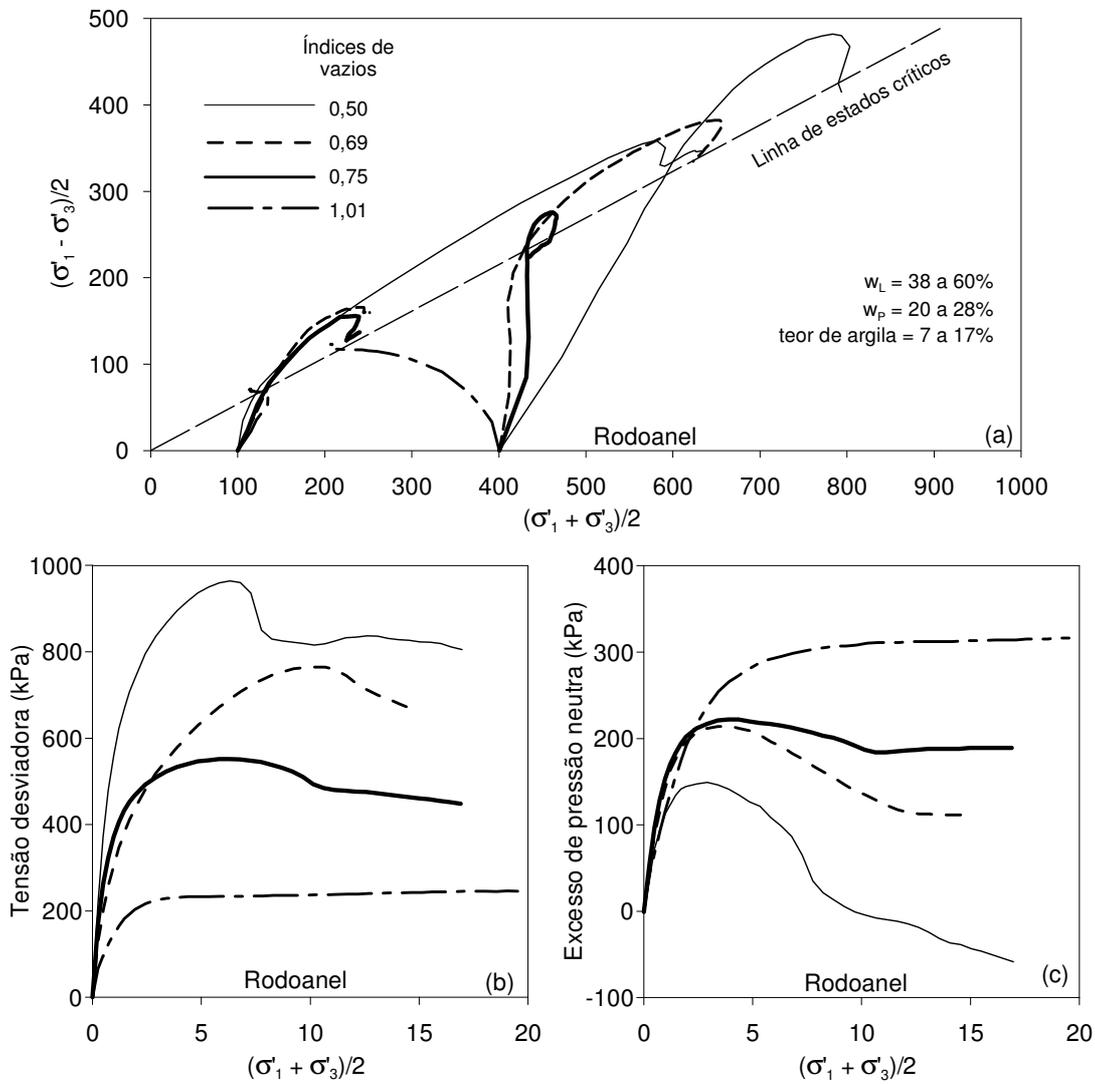


Figura 26. Influência do índice de vazios: (a) trajetória de tensões (b) tensão-deformação e (c) excesso de pressão neutra.

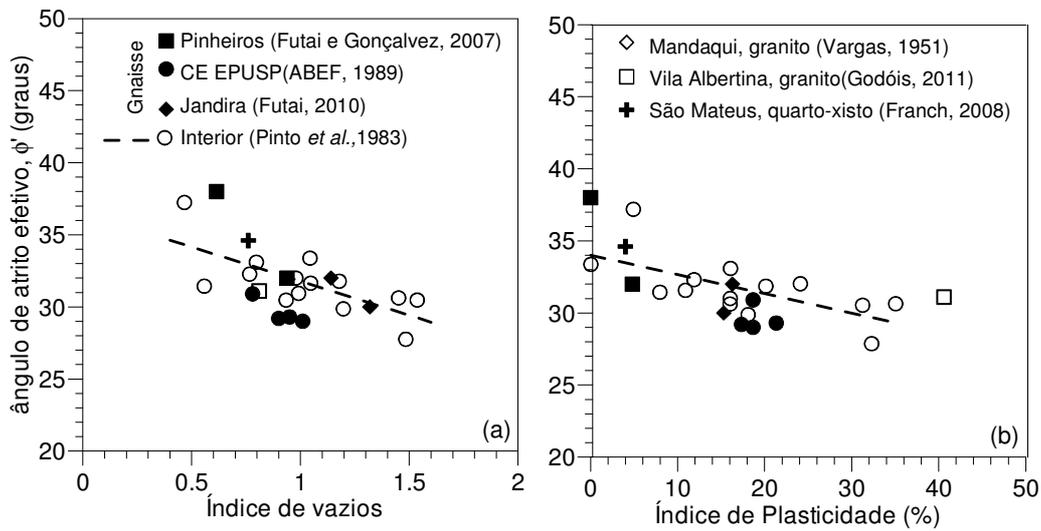


Figura 27. Ângulo de atrito para elevado nível de tensões ajustado com coesão nula, correlacionado com (a) índice de vazios e (b) índice de plasticidade.

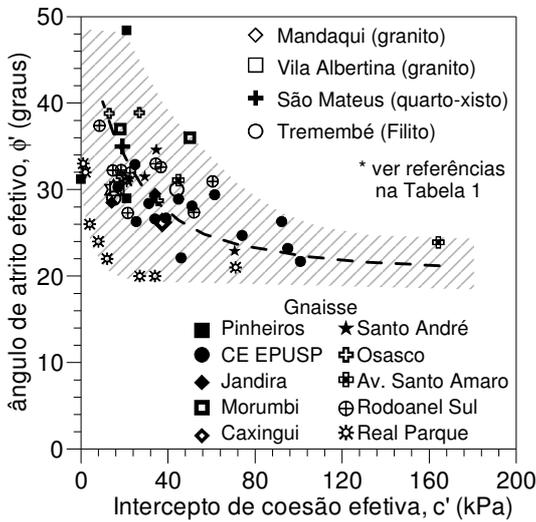


Figura 28. Relação entre ângulo de atrito e intercepto de coesão.

Futai (2002) analisou resultados de vários solos residuais saprolíticos e lateríticos para concluir que, diferentemente da opinião de outros autores, mesmo após a passagem da tensão de escoamento, a envoltória de resistência é curva, mas tende a se linearizar para elevados níveis de tensão. Outra informação obtida é que a maioria dos solos não apresenta coesão verdadeira. Ao serem inundados, eles não podem ser ensaiados à compressão simples, muito menos suportar tração. Assim, reforça-se a hipótese de que a curvatura da envoltória deve-se à estruturação e ao índice de vazios.

Futai (2002) apresentou uma explicação fenomenológica para a envoltória não linear dos solos residuais, introduzindo, o conceito do índice de estruturação (ID), definido como a relação entre o estado de tensão e a tensão de escoamento. Com isto, Futai (2002) considera que a resistência do solo depende da tensão normal em relação à tensão de escoamento, antes do processo de cisalhamento.

Ao ser adensado sob condições edométricas (ou isotópicas), o solo sofre uma re-estruturação, tão maior quanto maior a tensão atuante. Para normalizar o comportamento dos solos, Futai (2002) utilizou a razão entre a tensão cisalhante (subtraída a coesão efetiva) e o produto da tensão normal pela tangente do ângulo de atrito efetivo:

$$(\tau - c') / (\sigma' \cdot \text{tg} \phi') \quad (7)$$

entendendo-se como ângulo de atrito efetivo aquele obtido para variação de volume constante e fora da ação da tensão de escoamento.

Com base nas observações experimentais, uma função simples para representar o comportamento dos solos residuais foi proposta por Futai (2002):

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg} \phi' \cdot (1 + \alpha \cdot 10^{-\beta \cdot \text{ID}}) \quad (8)$$

sendo c' a coesão verdadeira, ϕ' o ângulo de atrito para nível de tensão elevado, α e β parâmetros de ajuste e ID a relação entre a tensão normal e a tensão

de escoamento.

Esta expressão fornece uma envoltória iniciando em c' , seguindo com aumento não linear da tensão cisalhante (região de grande influência da estrutura), passando a acompanhar a envoltória linear convencional, a qual varia com a tangente do ângulo de atrito efetivo.

Alguns solos estudados (Campo Experimental da EPUSP, Caxingui, Jandira e São Mateus), os quais os autores puderam avaliar por inspeção tátil visual, não apresentam coesão verdadeira, pois não podem ser saturados para realizar ensaio de compressão diametral. Portanto, muitas vezes o valor da coesão obtido pelo ajuste linear de Mohr-Coulomb é apenas um intercepto matemático extrapolado.

Na Figura 29 está apresentado um exemplo da teoria não linear proposta por Futai (2002) aplicada ao solo residual de quartzo-xisto de São Mateus. O intercepto de coesão efetiva determinado como igual a 32 kPa é elevado, porém, o solo não apresenta coesão verdadeira. O ajuste não linear consegue fornecer um ganho de resistência dentro da faixa de tensão em que o efeito da estrutura é mais marcante.

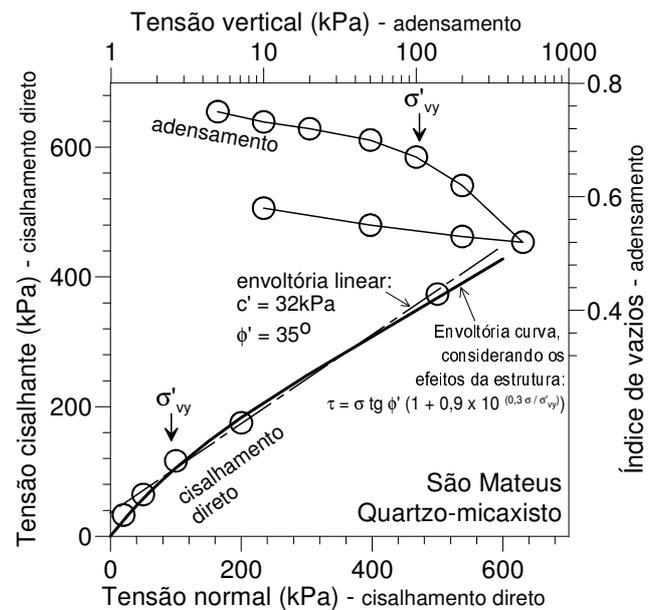


Figura 29. Envoltória de resistência não linear e dependente dos efeitos da estrutura para o solo de São Mateus, dados de Franch (2008).

Para exemplificar o efeito da estrutura na envoltória de resistência, realizou-se a normalização da tensão desviadora com a tensão média, e da tensão média com a tensão de escoamento, conforme indicado na Figura 30, na qual são apresentados os dados dos ensaios triaxiais disponíveis para o Campo Experimental da EPUSP. A razão de resistência só se torna constante para ID maior que 3, ou seja, a envoltória de resistência só é linear acima de um nível de tensão três vezes maior que a tensão de escoamento. Essa informação justifica a aplicabilidade da envoltória de resistência não linear.

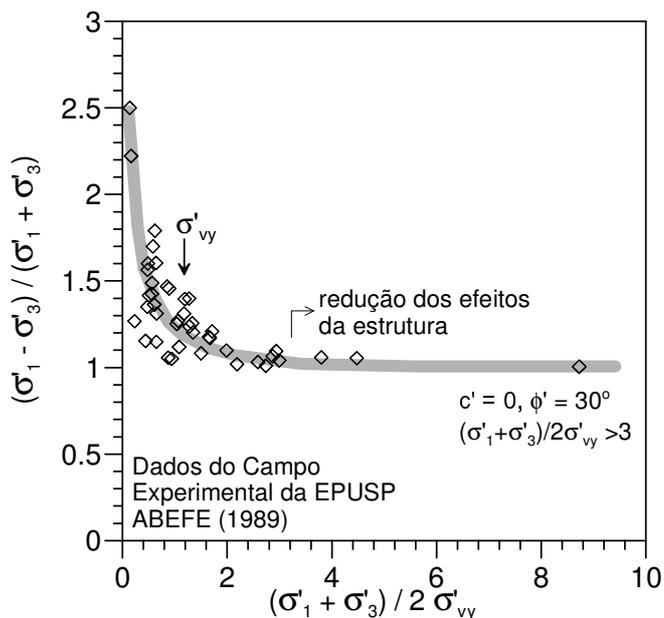


Figura 30. Efeito da estrutura na normalização da resistência para o solo do Campo Experimental da EPUSP.

Um resumo geral da resistência ao cisalhamento dos solos residuais está listado na Tabela 3.

Tabela 3. Sumário da resistência ao cisalhamento de solos residuais tropicais, a partir de Futai (2002).

	Solos residuais jovens e saprolíticos	Solos residuais maduros e lateríticos
Resistência	Apresentam pico	Em geral não apresentam pico
Envoltória	Dependente do ID	Dependente do ID
Envoltória curva	Trecho curvo pode chegar a níveis de tensão elevados (500 kPa)	Envoltória linear pode ser ajustada dentro da faixa de uso da Engenharia
Anisotropia	Podem apresentar, dependendo da rocha matriz e grau de alteração	Em geral pequena

É importante deixar registrado que a anisotropia de resistência dos solos residuais precisa ser considerada nos projetos de Engenharia, em especial quando constatados condicionantes geológicos estruturais.

Poucos estudos foram realizados com detalhes para se concluir qual o nível de anisotropia de resistência dos solos residuais da região estudada. Peloggia (1997) apresentou parâmetros de resistência orientando as amostras paralela e perpendicularmente à foliação ou xistosidade, para dois solos (gnaisse bandado do Parque Real e sericita-filito), cujos valores estão compilados na Tabela 4. Observou-se redução do ângulo de atrito na amostra do solo residual de gnaisse e no caso do sole residual de sericita-filito houve redução mais pronunciada da coesão.

Tabela 4. Parâmetros de resistência obtidos paralela e perpendicularmente a foliação e xistosidade (Peloggia, 1997).

amostra	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	w (%)	e	w_L (%)	w_P (%)
1A	18,5	27	20	29,8	0,98	52,4	23,8
1B	17,7	1	33				
11A	16,0	15	29	12,0		48,0	32,0
11B	16,8	44	30	27,8			

Amostras: 1) gnaisse bandado do Parque Real e 11) gnaisse do Tremembé; Orientações: A) paralela à foliação e B) perpendicular à foliação.

Peloggia (1997) explicou que a heterogeneidade da amostra 1 não permitiu fazer uma análise conclusiva sobre a anisotropia de resistência.

Quando a superfície de ruptura é condicionada por um plano de menor resistência, tal como em solos micáceos, a resistência pode ser reduzida bruscamente para a condição de resistência residual, assunto discutido no item seguinte.

6.1 Resistência residual

A resistência residual é obtida para a condição de grandes deslocamentos, sendo importante quando a superfície de deslizamento é condicionada pela feição geológica.

Existem poucos resultados de ensaios realizados para obtenção da resistência residual. Na Figura 31 são mostrados os dados coletados, comparados às faixas de variação propostas pelos autores indicados na legenda da figura. A faixa de valor do ângulo de atrito residual em função do teor de argila, proposto por Skempton (1964) para solos sedimentares, não consegue enquadrar vários solos residuais. A mineralogia dos solos residuais, em especial os tropicais, influencia diretamente na resistência residual. Solos com elevados teores de mica podem apresentar baixos valores de resistência residual, mesmo com baixos teores de argila, tal como ocorreu em uma das amostras da Estação Pinheiros, Figura 31 (a).

Fonseca *et al.* (2005) realizaram ensaios de misturas de areia e mica, e de argila e mica, resultantes da separação das frações de um solo residual de gnaisse, e demonstraram como ocorre a queda da resistência residual com o teor de mica, conforme apresentado na Figura 33.

O índice de plasticidade também apresenta faixas amplas de variação. No caso de alguns solos em que a fração silte é composta por caulinita, o IP pode ser um índice mais eficiente que o teor de argila. Por outro lado, as argilas lateríticas têm as partículas aglomeradas e levemente cimentadas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, o que faz com que o ângulo de atrito residual não seja baixo, tal como mostrado por Fonseca *et al.* (2004) e Suzuki (2004).

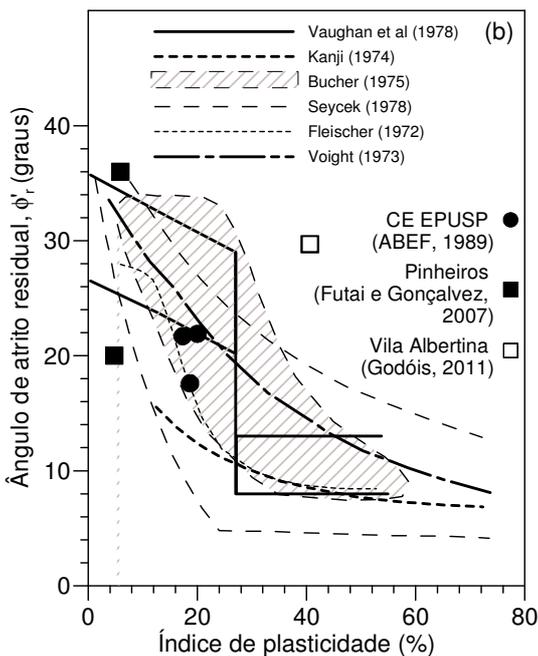
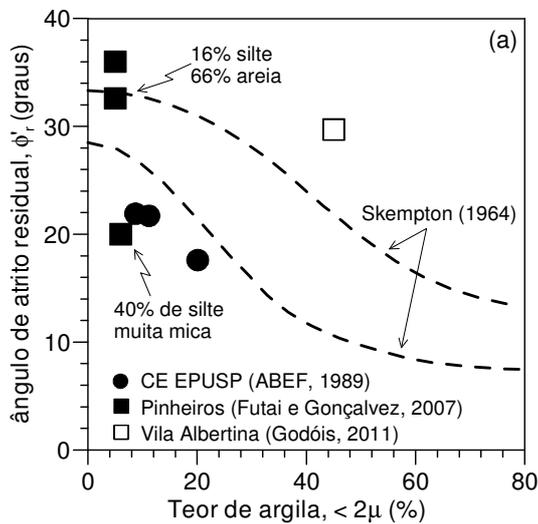


Figura 31. Variação do ângulo de atrito residual (a) com o teor de argila e (b) com o índice de plasticidade.

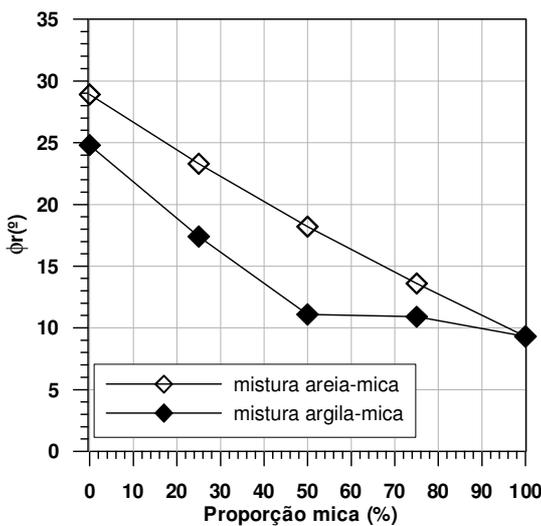


Figura 32. Variação do ângulo de atrito residual com o teor de mica (Fonseca *et al.*, 2005).

Um aprimoramento da correlação de Boyce (1985) foi proposto por Rigo *et al.* (2006) para solos residuais, o qual consegue diferenciar os solos

lateríticos dos solos micáceos. Os dados que foram incluídos nessa classificação tiveram boa concordância, como se pode observar na Figura 33, exceto no caso do solo residual de granito da Vila Albertina.

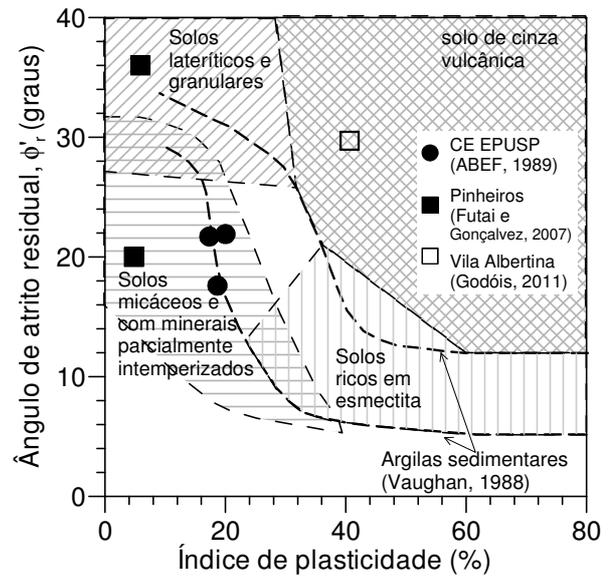


Figura 33. Enquadramento dos solos estudados no agrupamento da resistência residual proposto por Rigo *et al.* (2006).

7 CONDIÇÃO NÃO SATURADA

O estudo do comportamento dos solos em condições não saturadas está bastante avançado, porém, ainda é pouco usado na prática da Engenharia. Além dos conceitos serem mais complexos, a indefinição do estado do solo quanto à sua saturação podem ser justificativas para a pouca utilização desse conceito.

Quando o solo está em condições não saturadas é sua curva de retenção de água é necessária para caracterizá-lo, além dos demais parâmetros tradicionais. Na literatura internacional são apresentadas curvas de retenção de argilas, siltes e areias, nas quais se coloca a argila como maior capacidade de retenção de água, permanecendo saturada para sucções maiores que os outros solos (valor de entrada de ar maior). Entretanto, essa analogia não pode ser utilizada para os solos residuais, sobretudo no caso dos tropicais.

Conforme mostraram Futai e Suzuki (2007), a heterogeneidade da estrutura porosa dos solos tropicais reflete diretamente na curva de retenção de água. Essa informação vem de encontro com os comentários apresentados no item sobre microestrutura dos solos residuais. No caso dos solos lateríticos, sobretudo os argilosos, a curva de retenção é bimodal, ou seja, ela dessatura rapidamente em decorrência dos macroporos e depois retém água nos microporos das agregações argilosas.

Uma das maiores importâncias do conhecimento da curva de retenção de água é a obtenção da função de condutividade hidráulica em razão da sucção. No

caso dos solos não saturados, o fluxo e a própria infiltração dependem da sucção, de modo que a capacidade de infiltração de um solo também depende da sucção. Quanto mais seco estiver o solo, menor será a condutividade hidráulica.

Para investigar a influência da composição granulométrica dos solos residuais em condição não saturada, Cardoso (2006) realizou ensaios em diferentes misturas do solo residual de gnaiss do Campo Experimental da EPUSP. Na Figura 34 estão apresentados os resultados ajustados da curva de retenção de água e das respectivas funções de condutividade hidráulica obtidas.

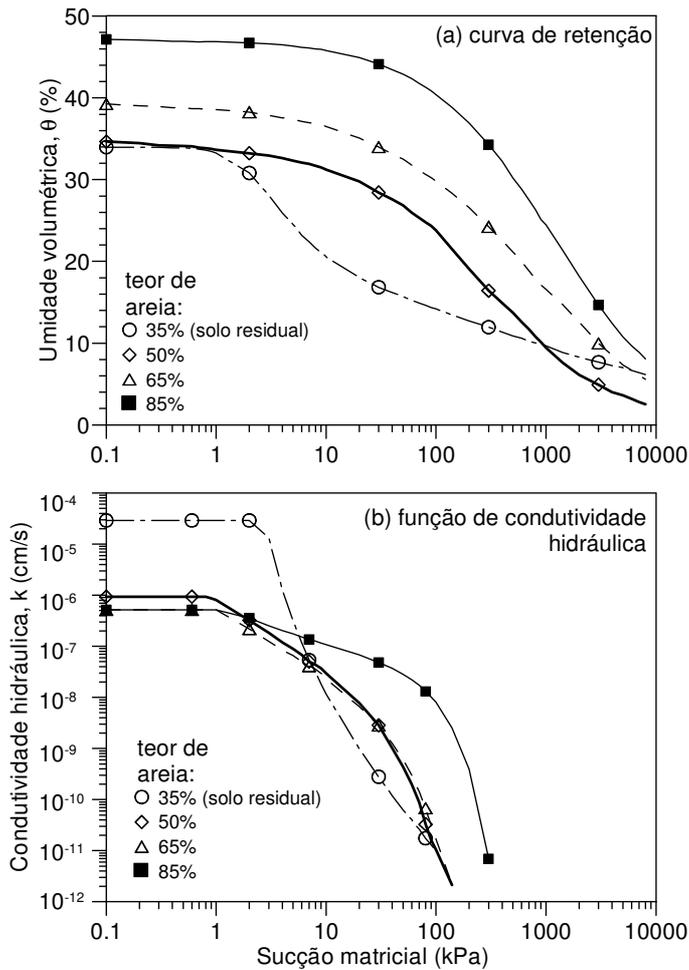


Figura 34. Resumo dos parâmetros hidráulicos dos solos residuais de gnaiss com diferentes teores de areia (Cardoso Jr, 2006).

Os solos mais finos apresentaram maiores umidades volumétricas saturadas (θ) e também maiores valores de entrada de ar, Figura 34 (a), portanto eles retêm mais água. A condutividade hidráulica saturada dos solos com 35% a 65% de areia apresentaram mesma ordem de grandeza e somente o solo com 85% mostrou-se mais permeável. Porém, há diferença marcante na função de condutividade hidráulica, Figura 34 (b). A redução da condutividade com o aumento da sucção é menos intensa no solo com 35% de areia, o contrário ocorre com o solo com 85% de areia, sendo que os solos com 50% e 65% de areia apresentaram praticamente o mesmo

resultado e ficaram em uma posição intermediária aos demais.

Alguns dos solos estudados no presente trabalho apresentaram curvas de retenção de água. Assim como fizeram Futai e Suzuki (2007), os dados foram ajustados considerando a influência da distribuição de poros, sendo as curvas resultantes apresentadas na Figura 35.

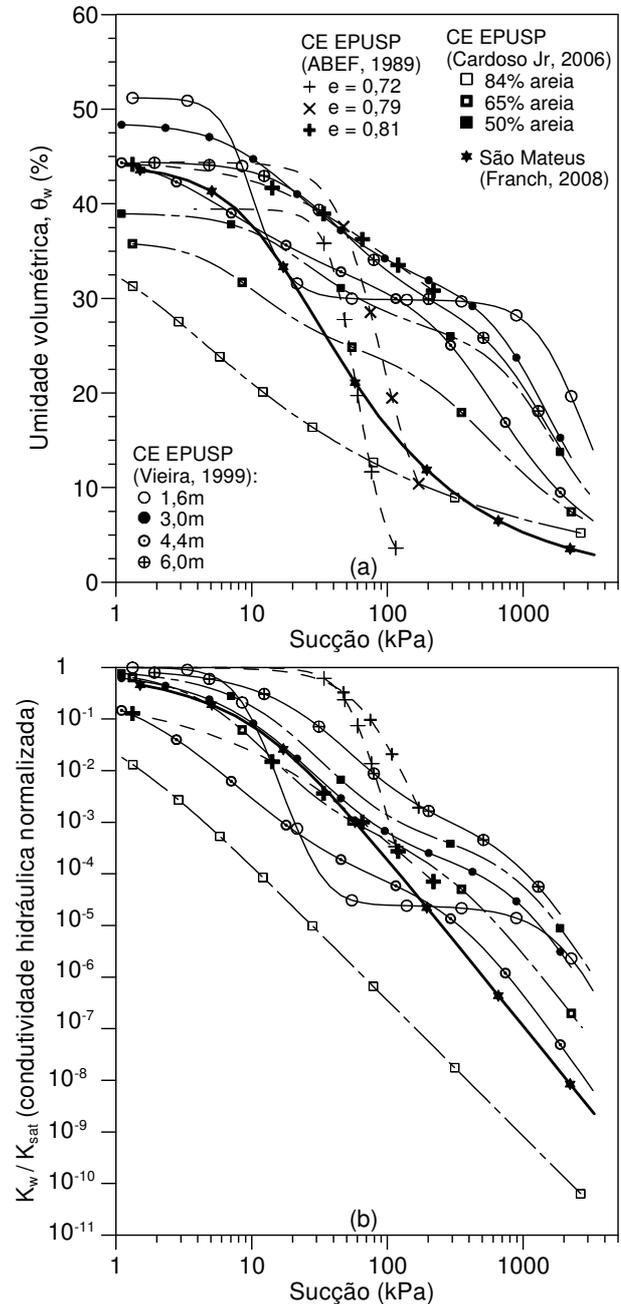


Figura 35. Curvas ajustadas a) de retenção de água e b) funções de condutividade hidráulica normalizada.

A teoria de resistência ao cisalhamento de solos não saturados tornou-se um conceito tão conhecido quanto o próprio critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a partir do modelo proposto por Fredlund *et al.* (1978). Segundo este modelo, o ângulo de atrito do solo é independente da sucção (constante) e a coesão pode ser descrita pela coesão efetiva (saturada) mais uma parcela que varia linearmente com a sucção matricial. Este modelo foi proposto para ser

uma função de ajuste, pois necessita de ensaios com medida ou controle da sucção para ajustar o parâmetro ϕ^b .

Resultados experimentais de Escário e Sãez (1980, 1986, 1987), Escário e Jucá (1989) e Futai (2002), indicaram que a resistência varia de forma não linear com a sucção. Desde então, há consenso no meio geotécnico de que o valor de ϕ^b não é constante. Até o valor de entrada de ar, o solo obedece ao princípio das tensões efetivas de Terzaghi, portanto, ϕ^b deve ser igual a ϕ' .

Futai (2002) propôs um ajuste não linear da coesão com a sucção, dado por:

$$c_{[s]} = c' + (c_{[u_a-u_w=\infty]} - c') \cdot \{1 - 10^{\alpha \cdot (u_a-u_w)}\} \quad (9)$$

sendo $c_{[s]}$ o intercepto de coesão aparente, c' a coesão efetiva para o solo na condição saturada, $c_{[u_a-u_w=\infty]}$ a máxima coesão do solo, e α um parâmetro de ajuste da coesão aparente.

Assim, a envoltória de resistência é dada por:

$$\tau = c_{[s]} + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}\phi' \quad (10)$$

sendo que se $c_{[s]}$ for adotado igual a $c' + (u_a - u_w) \cdot \text{tg}\phi^b$, a equação 10 se torna igual à proposta de Fredlund *et al.* (1978).

A equação 10 considera que as envoltórias de resistência não saturada são paralelas à saturada. Há indícios experimentais de que isso nem sempre ocorra desta maneira. Futai (2002) e Futai *et al.* (2004) apresentam um modelo que consegue representar também a variação do ângulo de atrito com a sucção.

Aplicando-se esse conceito (com ângulo de atrito constante com a sucção) para os solos analisados, foram obtidas as curvas apresentadas na Figura 36. As características dos solos e os parâmetros necessários para gerar as curvas a partir da equação 9 estão apresentados na Tabela 5.

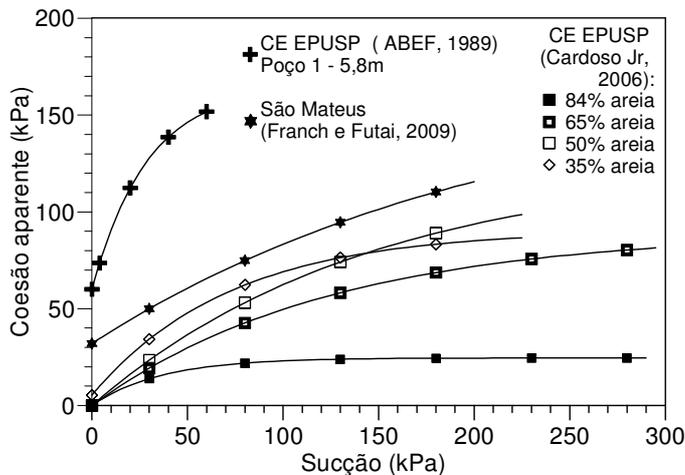


Figura 36. Variação da coesão aparente com a sucção.

Tabela 5. Características dos solos e parâmetros de resistência não saturados.

Solo	c'	ϕ'	$c_{[u_a-u_w=\infty]}$	α	Argila	IP
------	------	---------	------------------------	----------	--------	----

	(kPa)	(graus)	(kPa)	(%)	(%)
1	5,4	32	89,4	0,006	10
2	0	34	125,1	0,003	2
3	0	39	89,7	0,0035	5
4	0	37	24,6	0,012	10
5	60	25	165	0,015	5,6
6	32	35	171	0,002	13

Solos: 1 – 35% areia, 2 – 50% areia, 3 – 65% areia e 4 – 85% areia (Cardoso, 2006). Solo 5 – Campo Experimental EPUSP-Poço 1, prof. 5,8m (ABEF, 1989). Solo 6 – São Mateus (Franch e Futai, 2009).

Para serem obtidas as curvas apresentadas na Figura 36, é necessário realizar ensaios com controle ou medida de sucção, o que nem sempre é possível. Entretanto, existem algumas formas de se obter informações de forma indireta. Por exemplo, Vanapalli *et al.* (1996) propuseram uma função cuja resistência varia de forma não linear e depende da curva de retenção de água, tal como indicado na Figura 37.

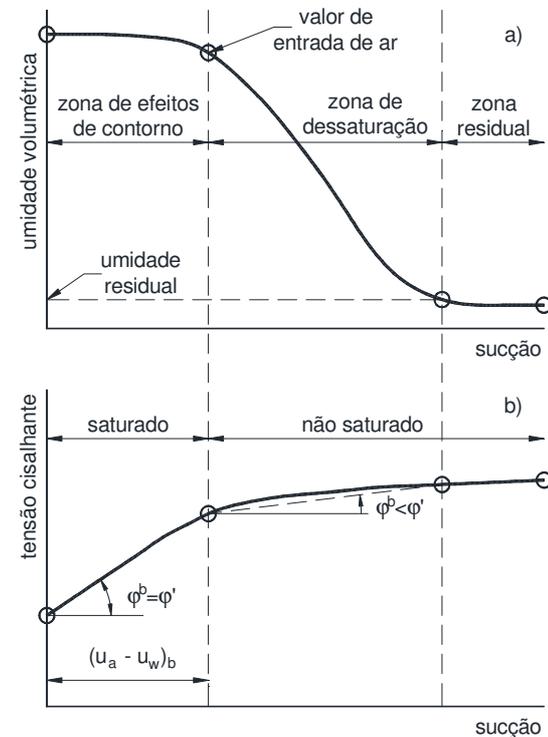


Figura 37. Envoltória de resistência de solos não saturados em função da curva de retenção de água (Vanapalli *et al.*, 1996).

A função proposta por Vanapalli *et al.* (1996) é a seguinte:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}\phi' + (u_a - u_w) \cdot \Theta^\kappa \cdot \text{tg}\phi' \quad (11)$$

sendo κ um parâmetro de ajuste e Θ a umidade volumétrica normalizada, dada por:

$$\Theta = (\theta_w - \theta_r) / (\theta_{\text{sat}} - \theta_r) \quad (12)$$

sendo θ_w , θ_{sat} e θ_r as umidades volumétricas analisada, saturada e residual, respectivamente.

Além dos parâmetros de resistência efetivos obtidos de ensaios convencionais, o único parâmetro necessário é o κ . Cardoso (2006) atualizou a cor-

relação de κ com o índice de plasticidade, apresentada na Figura 38, facilitando a aplicação da equação 11.

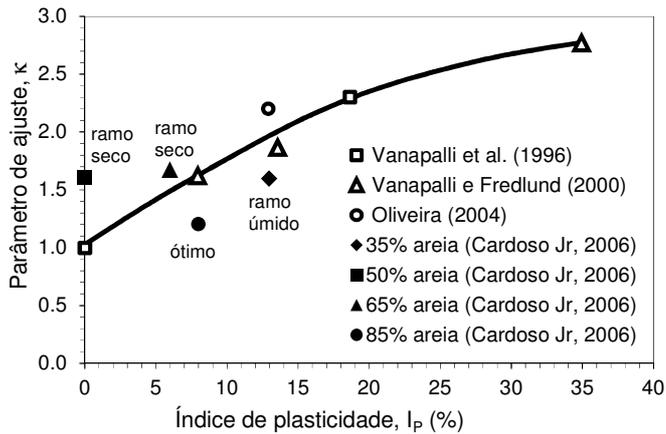


Figura 38. Valores de κ em função do índice de plasticidade (Cardoso Jr, 2006).

Além da curva de retenção de água e das funções de condutividade hidráulica e de resistência dos solos não saturados, existem outras particularidades que precisam ser lembradas, tais como o colapso e a expansão. Tanto os solos expansivos como os colapsíveis têm a magnitude de deformação dependente da sucção. Não há registros de solos residuais colapsíveis e expansivos na Região Metropolitana de São Paulo.

8 CONCLUSÕES

Os solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo têm como rocha matriz o embasamento cristalino dos Terrenos Embu e Apiaí, cujas unidades litológicas predominantes são os gnaisses, filitos, xistos e granitos.

As investigações geotécnicas realizadas nesses solos e disponibilizadas até o presente momento não permitiram formar um banco de dados considerável representativo. Notou-se que os dados levantados se encontram mais concentrados na região oeste da cidade de São Paulo, referentes aos solos residuais de gnaisses.

As informações e correlações apresentadas neste capítulo servem como base para um primeiro conhecimento do comportamento dos solos residuais da Região Metropolitana. Porém, devido à pouca representatividade espacial e estatística, não é aconselhável que estas informações sejam a única fonte para obtenção de parâmetros de projeto.

Demonstra-se necessário que sejam realizadas mais investigações nos solos residuais, sobretudo com maior aprofundamento científico, com o intuito de respaldar as aplicações práticas.

Precisam ser realizados com mais frequência ensaios de laboratório ou de campo que possibilitem a obtenção de módulos de deformação, tanto a pe-

quenas deformações quanto degradados com o aumento do nível de deformação, ou retro-analisados a partir de obras instrumentadas.

O pressômetro autopercussor é um equipamento que poderia ser mais comumente utilizado, em razão de suas notórias qualidades: além de fornecer a curva tensão-deformação in-situ, também permite obter o valor do coeficiente de empuxo em repouso. Os dados existentes de K_0 indicam que nos solos residuais de gnaisses os valores podem ser superiores à unidade, tendo implicação direta em projetos de escavações e contenções, por exemplo.

Para os solos residuais não saturados, o conhecimento da variação sazonal da sucção permite melhor definir o comportamento do material, fornecendo subsídios para análises e previsões mais realistas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as contribuições de Carlos Pinto, Celso Correa, Gerson de Castro, Mariana Caldo, Mathias Hueck e William Ito.

REFERÊNCIAS

- ABEF. 1989. ABEF Research on Foundation Engineering. Published on the occasion of the XII ICSMF, 9-45
- Abramento, M. e Pinto, C.S. 1998. Propriedades de solos residuais de gnaisses e migmatito determinadas por pressômetro de auto-perfuração de Cambridge-Camkometer. In: XI Cobramseg, Brasília, v.2, pp.1037-1044.
- Anjos, A.P.V. 1996. Análise do comportamento tensão-deformação de um solo adensado anisotropicamente e carregado segundo diferentes trajetórias de tensões. 152 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Barros, J.M.C. 1996. Módulo de cisalhamento dinâmico do solo residual do Campo Experimental da EPUSP/ABEF. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, vol.1, 9-16.
- Barros, J.M.C. ; Pinto, C.S. 1997. Estimation of Maximum Shear Modulus on Brazilian Tropical Soils from Standard Penetration Test. XIV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering.
- Boyce, J.R. 1985. Some observations on the residual strength of tropical soils. 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils., Brasilia, vol. 1, 229-237
- Brenner, R. P. ; Garga, V.K. & Blight, G.E. 1997. Shear Strength behaviour and measuring of shear strength in residual soil. Mechanics of residual soil. Ed. Blight.
- Bucher, F. 1975. Die Restscherfestigkeit natürlicher boden, ihre einflussgrößen und beziehungen als ergebnisse experimenteller untersuchungen. PhD Thesis, n.103, Institute for Found. Eng and Soil Mech. SFIT, Zürich.
- Cardoso Jr., C.R. 2006. Estudo do Comportamento de um Solo Residual de Gnaisses Não-saturado para Avaliar a Influência da Infiltração na Estabilidade de Taludes. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP. São Paulo.
- Casagrande, A. 1936. Determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: 1st ICSMFE, Proceedings... Cambridge, v.3. pp.60-64.

- Cecílio Jr., M.O. 2009. Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões. 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Cecílio Jr., M.O. e Futai, M.M. 2008. Influência da mineralogia e microestrutura no comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss. In: XVI COBRAMSEG, Búzios, v.2, p.1744-1750.
- Cecílio Jr., M.O. ; Futai, M.M. ; Ferreira, A.A. e Negro Jr., A. 2012. Compressão secundária de um solo residual de gnaiss. In: XVI Cobramseg. Porto de Galinhas, 8p.
- Charles, J.A. and Soares, M.M.(1984. Stability of Compacted Rockfill Slopes. *Geotechnique*. v.34, n.1, pp.61-70.
- Coutinho, J.M.V. 1981. Carta Geológica da Região Metropolitana da Grande São Paulo. escala 1:500.000. Governo do Estado de São Paulo, Secretaria dos Negócios Metropolitanos e EMPLASA.
- Deere, D.U and Paton, F.D. 1971. Slope stability in residual soils. State of the art paper. In: Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 4, San Juan. Proceedings... New York: ASCE. v.1, pp.87-170.
- EPT. 2004. Relatório de Ensaio geotécnicos de laboratório.
- EPT. 2007. Relatório de Ensaio geotécnicos de laboratório – amostras de poços de inspeção do Rodoanel Sul, trecho 33.
- EPT. 2010. Relatório de ensaios geotécnicos. Pátio Guido Caloi, Linha 5-Lilás do Metrô-SP. Documento T-1.10-088-2. 17p. Não publicado.
- Escápio, V. and Sáez, J. 1980. Shear strength of partly saturated soils. 6^o International conference on Expansive Soils, ASCE, New Deli, India, pp. 602-605.
- Escápio, V. and Jucá, J.F.T. 1989. Strength and Deformation of Partly Saturated Soils. In: Proc. of the XII Int. Conf. On Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro.
- Escápio, V. and Sáez, J. 1986. The shear strength of partly saturated. *Geotechnique*, v.36, pp.453-456.
- Escápio, V. and Sáez, J. 1987. Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils Under Controlled Suction. 3th I.C.E.S., Haifa, pp.195-200.
- Fleischer, S. 1972. Scherbruch- und Schergleitfestigkeit von Bindigen Erdstoffen. *Neue Bergbautechnik*, Freiburg, Germany. 2 (2), pp. 98-99.
- Fonseca, A.P. ; Futai, M.M. and Lacerda, W.A. 2004. A Laboratory Study on the Reactivation of Existing Shear Failure Surface. In: IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro.
- Fonseca, A.P. ; Lacerda, W.A. ;Futai, M.M. and Aguiar, V.N. 2005. Influência do Teor de Mica na Resistência ao Cisalhamento Residual em Taludes de Solos Saprolíticos de Gnaiss. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador, v.1, pp.205-212.
- Franch, F.A.J. 2008. Influência do tipo de revestimento superficial no fluxo não saturado e sua influência na estabilidade de taludes. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Franch, F.A.J. and Futai, M.M. 2009. Influência das Variações Sazonais de Pressão de Água na Estabilidade de Talude Não-Saturado, 5^a Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas – COBRAE, São Paulo.
- Fredlund, D.G. ; Morgenstern, N.R. and Widger, R.S. 1978. The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Journ. Geot. Div. ASCE*, v103, Gt5, pp.447-466.
- Futai, M.M. 2002. Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-saturados: Aplicação a um caso de Voçorocamento. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.
- Futai, M.M. 2010. Estudo da Estabilidade de um Talude em Jandira-SP. Relatório, 24p. Não publicado.
- Futai, M.M. ; Almeida, M.S.S. e Lacerda, W.A. 2004. Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Não-Saturados, V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos.
- Futai, M.M. e Gonçalves, H.H. 2007. Ensaio Geotécnicos em amostras coletadas na Estação Pinheiros. Relatório, 39p. Não publicado.
- Futai, M.M. e Pinto, C.S. 2008. Relatório de Ensaio Pressiométricos (CAMKOMETER) para Pesquisa de Doutorado da EESC-USP na Cidade de Santo André.
- Futai, M.M. e Suzuki, S. 2007. Influência da Heterogeneidade da Estrutura Porosa na Infiltração de Água em Perfil de Solo Tropical, VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador.
- Godóis, J.V. 2011. Estudo do Comportamento de um Escorregamento Ativo na Serra da Cantareira – SP. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP.
- Graham, J. ; Noonan, M.L. and Lew, K.V. 1983. Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.20, n.3, pp.502-516.
- Graham, J. ; Pinkney, R.B. ; Lew, K.V. and; Trainor, P.G.S. 1982. Curve-fitting and laboratory data. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.19, n.2, pp. 201-205.
- Heilbron, M. *et al.* 2004. Província Mantiqueira. In: Mantesso-Neto, V. *et al.* (orgs.), *Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da obra de Fernando Flávio Marques de Almeida*. São Paulo: Beca, capítulo XIII, pp.203-236.
- Juliani, C. 1992. O Embasamento Pré-Cambriano da Bacia de São Paulo. In Seminário sobre Problemas Geológicos e Geotécnicos na Região Metropolitana de São Paulo. Anais... São Paulo: Abas, ABGE, SBG/SP. p.3-20.
- Kanji, M.A. 1974. Unconventional Laboratory Tests for the Determination of the Shear Strength of Soil-Rock Contacts, In: Proc. of 3th Int Rock Mech, Denver, v.VII A, pp. 241-247.
- Kutner, A.S. e Bjornberg, A.J.S. (1997). Contribuição para o conhecimento geológico-geotécnico da bacia de São Paulo: litotipos, notação estratigráfica e feições estruturais relevantes. *Revista Engenharia*, n.522, pp.66-73.
- Kuwano, R. and Jardine, R.J. 2007. A triaxial investigation of kinematic yielding in sand. *Geotechnique*, London, v.57, n.7, pp.563-579.
- Leroueil, S. and Vaughan, P.R. 1990. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Clays and Weak Rocks. *Geotechnique*, v.40, n.3, pp.467-488.
- Lima, J.M.F. 2009. Interação solo-grampo: Comparação dos resultados de campo com ensaios de laboratório. 96 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- Maccarini, M. 1987. Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil. Tese (Phd) – University of London. London, 323p.
- Mello, V.F.B. 1972. Thoughts on Soil Engineering Applicable to Residual Soils. 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong, pp.5-34.
- Negro Jr., A. ; Sozio, J.E. e Ferreira, A.A. 1992. Túneis. In: Negro Jr. *et al.* (editores), *Solos da cidade de São Paulo*. São Paulo: ABMS/ABEF. Capítulo 13, pp.297-362.
- Oliveira, O.M. 2004. Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP.
- Pacheco Silva, F. 1970. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: COBRAMSEG, 4., Rio de Janeiro. Anais... São Paulo: ABMS. v.1, pp.219-224.
- Pastore, E.L. e Fontes, R.M. 1998. Caracterização e classificação de solos. In: Oliveira, A.M.S e Brito, S.N.A. (editores), *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE. Capítulo 12, pp.197-210.

- Pellogia, A.U.G. 1997. Parâmetros geomecânicos de solos saprolíticos do Município de São Paulo (SP). Solos e Rocha. v.20, n.3, pp.209-213.
- Perrotta, M.M. *et al.* 2005. Mapa Geológico do Estado de São Paulo. Escala 1:750.000. Programa Geologia do Brasil – PGB, CPRM. São Paulo.
- Pinto, C.S. e Nader, J.J. 1991. Ensaios de laboratório em solos residuais. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo: ABEF/ABMS, v.2, pp.166-202.
- Pinto, C.S. e Nader, J.J. 1994. Modelo de análise de tensões e deformações pela superposição de efeitos (Modelo SUEF). In: 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. Anais... São Paulo: ABMS, 1994. v.3, pp.701-708.
- Pinto, C.S. ; Gobara, W. ; Peres, J.E.E.P e Nader, J.J. 1993. Propriedades dos solos residuais. In: Solos do Interior de São Paulo. São Paulo: ABMS, pp.95-142.
- Riccomini, C. 1989. O Rift Continental do Sudeste do Brasil. São Paulo, 256p. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo.
- Riccomini, C. e Coimbra, A.M. 1992. Geologia da Bacia Sedimentar. In: Negro et al (editores), Mesa Redonda Solos da Cidade de São Paulo. São Paulo: ABMS/ABEF, Capítulo 2, p.37-94.
- Riccomini, C.; Sant’Anna, L.G. e Ferrari, A.L. 2004. Evolução Geológica do Rift Continental o Sudeste do Brasil. In: Mantesso-Neto, V. *et al.* (orgs.) Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. São Paulo: Beca, p.383-405.
- Rigo, M.L. ; Pinheiro, R.J. ; Bressani, L.A. ; Bica, A.V.D. e Silveira, R.M. 2006. The residual shear strength of tropical soils. Canadian Geotechnical Journal. v.43, pp.431-447.
- Sampaio Jr., J.L.C. 2003. Parâmetros Geotécnicos das Regiões Sul e Sudeste do Brasil, obtidos por meio de Pressiômetro Autoperfurante. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP, São Paulo.
- Sandroni, S.S. 1974. The Shear Strength of Young Residual Soils. Thesis Master of Science. Imperial College of Science & Technology. London, v.1, 75p.
- Sandroni, S.S. 1991. Yong metamorphic residual soils, General Report, 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña del Mar, v.4, pp.1771-1788.
- Seycek, J. 1978. Residual shear strength of soils. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 17 (1), pp. 73-75.
- Skempton, A.W. 1964. Long-term stability of clay slopes. Géotechnique, v.14, n.2, pp.77-102.
- Smith, P.R. ; Jardine, R.J. and Hight, D.W. 1992. The yielding of Bothkennar clay. Géotechnique, London, v.42, n.2, pp.257-274.
- Suzuki, S. 2004. Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluviais ao longo do oleoduto Curitiba-Paranaguá Tese (Mestrado) – COPPE-UFRJ, 256p.
- Tecnogeo. 2007. Ensaios Geotécnicos de Laboratório. Local da Obra Morumbi-SP. Relatório Técnico. Não Publicado.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., and Clifton, A.W. 1996. Model for prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotech. Journal, 33(3), pp.379-392.
- Vargas, M. 1951. Resistência e compressibilidade de argilas residuais. Tese para Cátedra de Mecânica dos Solos e Fundações. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 146p.
- Vargas, M. 1973. Structurally unstable soils in Southern Brazil. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, v.2, pp.239-246.
- Vargas, M. 1980. Geotecnia do Terciário de São Paulo – Histórico. In: Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo. São Paulo: ABGE/SBG, p.37-46.
- Vargas, M. 1992. Evolução dos conhecimentos. In: Negro et al (editores), Mesa Redonda Solos da Cidade de São Paulo. São Paulo: ABMS/ABEF, Capítulo 1, p.1-36.
- Vaughan, P.R. 1992. Contribution to the Study of Residual and other Structured Soils. US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principle to Structured Soils. Belo Horizonte, pp.338-345.
- Vaughan, P.R. ; Maccarini, M. and Mokhatar, S.M. 1988. Indexing the Engineering properties of residual soils. In: Quarterly Journal of Engineering Geology, London, v.21, n.1, pp.69-84.
- Voight, B. 1973. Correlation between Atterberg plasticity limits and residual strength of natural soils. Geotéchnique, 23, pp. 265-267.
- Yoda, A.L.M. 2000. A influência da deformação lenta na rigidez de um solo residual de micaxisto desestruturado. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.