

Livro: Gerenciamento, Qualidade e Tecnologia da Construção. 1 ed. Rio de Janeiro / RJ: Editora Ciência Moderna Ltda, 2018, v.1, p. 27-51.

Capítulo 2 Análise geotécnica para obras em solos

Paulo José Rocha de Albuquerque
Doutor, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp

Osvaldo Freitas Neto
Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN

2.1 Introdução

Um dos grandes desafios para a engenharia geotécnica é a obtenção de parâmetros para o emprego em projetos. Para isso pode-se empregar os ensaios de laboratório e/ou campo para este fim. Neste capítulo serão apresentados determinados aspectos relacionados as obras geotécnicas de forma concisa, com o intuito do leitor tomar conhecimento de noções gerais e como consulta rápida. Para isto utilizou-se informações disponibilizadas em livros, manuais, artigos científicos da literatura nacional e internacional.

2.2 Geologia no âmbito da engenharia geotécnica

De acordo com Bartorelli e Haralyi (1998) o Brasil apresenta uma grande variedade de rochas, que foi originado por numerosos processos geológicos. Ressaltam ainda que sua distribuição é complexa, e que isto influenciou a história de ocupação e desenvolvimento do país.

O Brasil é um país continental que está situado no meio de uma placa tectônica, também conhecida Placa Sul-Americana. Esta placa tem sua borda oeste contato com a Placa Andina e a leste com a Placa Africana, situada distante do país. Em virtude deste fato, o Brasil não apresenta movimentos sísmicos originários dos contatos das bordas, o que não se pode dizer dos países andinos. Alguns fenômenos de sismicidade no Brasil estão associados às zonas de cisalhamento. Regiões de risco potencial a serem consideradas nas grandes obras são aquelas relacionadas aos depósitos sedimentares quaternários, pouco ou não consolidados situados próximos às discontinuidades maiores.

Tendo em vista estes aspectos, não é comum se projetar fundações ou contenções de obras convencionais que tenham que suportar estes movimentos, exceto obras de alto potencial de risco, como: usina nucleares, indústrias que trabalham com resíduos tóxicos.

Determinadas obras exigem um conhecimento da geologia local, como por exemplo, as grandes barragens, que são determinantes na escolha do local. Outro ponto importante são as erosões urbanas e os deslizamentos em regiões de encostas íngremes. É de conhecimento que as bacias sedimentares compõem mais de 50% do território nacional, destacando a bacia do Amazonas, Paraná, Recôncavo-Tucano, Parnaíba, Parecis Alto-Xingu, Alto Tapajós e do Pantanal. Além destas bacias há a presença de outro grupo litológico: embasamento cristalino ou pré-cambriano.

Analisando a geologia de engenharia aos aspectos relacionados aos taludes, cabe ressaltar que existe uma extensa gama de pesquisas envolvendo a engenharia, a geologia, a mecânica dos solos, entre outros.

Os taludes são maciços terrosos em que sua superfície é inclinada, e pode ser constituído por rocha e solo. São classificados em taludes naturais, aqueles originários de escavações efetuadas pela ação do homem, e os artificiais, que estão associados aos declives de aterros construídos.

A estabilidade de taludes é de extrema importância em algumas regiões do Brasil, em que algumas das principais cidades encontram-se encravadas em flancos de serras e montanhas, enquanto que as principais rodovias e ferrovias atravessam estas regiões que estão em franca evolução

geológica e cujas encostas apresentam evidente instabilidade, como por exemplo, a rodovia Rio-Santos.

A história tem registrado muitos acidentes envolvendo ao escorregamento desta estrutura, ocasionando um prejuízo de milhares de vidas e de bilhões de dólares. Pode-se indicar os seguintes fatores como os principais condicionantes dos escorregamentos no Brasil: geomorfologia, regime climático, escoamento das águas de superfície e sub superfície, uso e ocupação do solo, entre outros. Tem-se como exemplo os deslizamentos ocorridos na região serrana do Estado do Rio de Janeiro com centenas de mortos em 2011, além de outros ocorridos em outros estados da Região Sul e Sudeste.

O estudo e o controle da estabilidade de taludes estão relacionados à construção de rodovias, ferrovias, barragens; mineração e a ocupação das encostas em obras urbanas. O processo que deflagram as instabilizações dos taludes e encostas é controlado por uma série de eventos que é originário da própria rocha e do seu ciclo de formação.

Atualmente, existem muitas ferramentas disponíveis para avaliação dos escorregamentos, podendo citar as investigações relacionadas às pesquisas de campo, as instrumentações, ensaios de *in-situ* e os de laboratório. A tecnologia de informação de auxiliado os profissionais da área com as ferramentas de informações geográficas e os softwares de análise de estabilidade.

Quando se analisa os acidentes associados aos deslizamentos de taludes ou encostas, não se podem esquecer os aspectos relacionados aos problemas sociais em que vivem a população dos centros urbanos, que em geral se ocupam as áreas de encostas, deflagrando vários fatores que associados geram as instabilizações.

Em um projeto de estabilização de taludes deve-se procurar, agir diretamente sobre os mecanismos de instabilização, de maneira a otimizar o uso dos recursos financeiros. É importante que se atue diretamente nos mecanismos de instabilização. Nos casos de erosão devido ao escoamento superficial devem-se ser realizadas obras de drenagem e proteção superficiais. Em geral soluções simples que não envolva, obras de contenção de grande porte, são tecnicamente viáveis e de custo inferior às soluções de obras de grande porte.

Os aspectos geológicos relacionados às fundações de edificações estão associados principalmente ao passado quando não tinha conhecimento profundo dos condicionantes geológicos que intervém no processo de escolha e solução de um projeto de fundações. Alguns casos que exemplificam estes aspectos são: Torre de Pisa, Cidade do México e Santos (Fig. 2.1a e 2.1b); situações em que o desconhecimento da geologia local ocasionou danos nas edificações.



a) Igreja de Guadalupe
(Cidade do México)



b) Santos

Figura 2.1 Edificações inclinadas na Cidade do México e Santos.

A estrutura de fundação de uma edificação, sendo ela do tipo rasa ou profunda, tem a função de transferir as cargas da edificação ao terreno. A escolha adequada do tipo de fundação dependerá, entre outros aspectos, das propriedades do solo em que se embutirão as estruturas de fundação.

O Brasil como sendo um país de dimensões continentais apresenta variada gama de tipos de solos, como por exemplo, as argilas moles saturadas em sua porção litorânea e os solos porosos, lateríticos, colapsíveis e não saturados presentes em algumas regiões setentrionais. Desta forma, cada região do país apresenta características diferenciadas em nas concepções de seus projetos de fundações. Podendo em alguns casos usar soluções simples, como as fundações diretas em sapatas e outros casos estacas metálicas com dezenas de metros de profundidade.

Desta forma deve-se ter a consciência que em qualquer projeto geotécnico, seja ele em fundações ou taludes, ou em qualquer tipo de obra, a necessidade da realização de métodos de investigação, podendo ser simples, como por exemplo, sondagens de simples reconhecimento (SPT) ou até aquelas técnicas mais complexas: ensaios pressiométricos (PMT).

2.3 Classificação dos solos

De acordo com a NBR 6502/1995, o solo pode ser conceituado como um material proveniente da decomposição das rochas devido à ação de agentes químicos e/ou físicos, podendo conter ou não matéria orgânica. São constituídos por um meio particulado composto por sólidos, que podem ser minerais silicatados ou não silicatados, água e ar. Para Engenharia Civil, entende-se como solo todo o material que pode ser escavado mecanicamente, e que em contato com a água, prolongado ou não, tem suas propriedades de resistência e compressibilidade alteradas.

Existem diversas técnicas e metodologias para classificar os solos. Cada uma das técnicas apresentam vantagens e desvantagens, não havendo, até o momento, um sistema de classificação livre de críticas e questionamentos. Estes questionamentos repousam de maneira geral na prerrogativa de que solos de comportamentos semelhantes podem ser enquadrados em faixas de classificação diferentes e solos de comportamentos distintos podem ser enquadrados em faixas de classificação iguais.

Em geral os solos podem ser classificados quanto ao seu processo de formação (origem), a granulometria, a mineralogia e quanto ao seu comportamento; quando além da granulometria, consideram-se os limites de consistência no sistema de classificação. Dentre os sistemas de classificação tradicionais, pode-se destacar o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e o sistema da *Highway Research Board* (HRB), essa última aplicada para fins rodoviários.

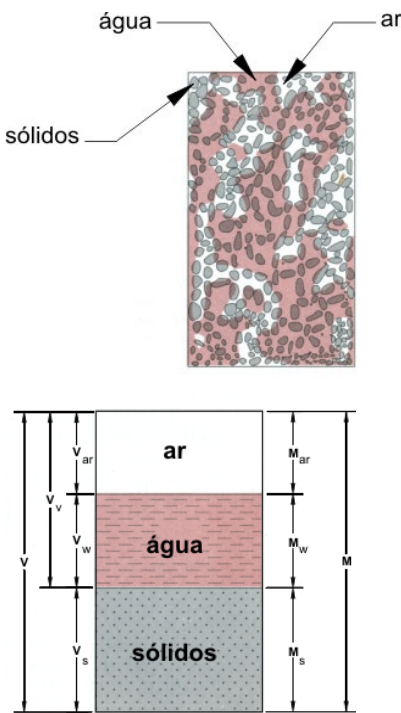
Esses sistemas de classificação tradicionais têm suas limitações quando empregados em solos tropicais, uma vez que foram desenvolvidos para solos oriundos de clima temperado. Desta forma, Nogami e Villibor (1981) desenvolveram a metodologia de classificação para solos tropicais (lateríticos e saprolíticos), denominada por MCT (Miniatura, Compactação, Tropical), que se baseia em variáveis geotécnicas associadas aos comportamentos hidráulico e mecânico dos solos. Mesmo com o objetivo de oferecer uma nova alternativa de classificação dos solos, a metodologia tem limitações e a principal delas é o fato de seus resultados serem empregados apenas para fins rodoviários e oferecerem como resultados apenas se o comportamento do solo é ou não laterítico.

Em termos projetos de fundações, os sistemas de classificação do solo são de extrema importância, uma vez que as principais metodologias semi-empíricas de estimativa da capacidade de carga de fundações utilizam variáveis cujos valores variam em função do tipo de solo (Aoki e Veloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1996) e etc.). Dessa forma, classificar o solo adequadamente tem implicação direta na previsão da capacidade de carga em um projeto de fundações. Com relação à análise de estabilidade de taludes, ressalta-se também determinada importância, pois é necessário conhecer às propriedades dos solos para uma adequada verificação da análise de estabilidade.

2.4 Propriedades geotécnicas (índices físicos parâmetros mecânicos)

O solo é constituído por partículas sólidas, água e ar e o seu comportamento está diretamente associado à relação entre essas três fases, que se encontram, em meio natural, distribuídas aleatoriamente e variável em função da microestrutura do solo. Uma maneira mais simples de definir as respectivas parcelas de cada uma das fases constituintes dos solos é converter o solo natural em

um diagrama de fases, no qual hipoteticamente subdividem-se as fases conforme observado na Fig. 2.2.



- V = Volume total
- V_s = Volume das partículas sólidas
- V_v = Volume de vazios (poros)
- V_w = Volume de água contida nos poros
- V_{ar} = Volume de ar contido nos poros
- $V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_{ar}$
- M = Massa total
- M_s = Massa das partículas sólidas
- M_w = Massa de água contida nos poros
- $M = M_s + M_w$

Figura 2.2: Solo Natural e Diagrama de Fases (Das, 2011).

Pode-se afirmar que o estado físico o qual o solo se encontra é diretamente representado pelos seus índices físicos e que esses variam em função das alterações sofridas por cada uma das fases do solo supracitadas. Os índices físicos dos solos são obtidos a partir das relações entre massa-massa, volume-volume e massa-volume, definidos previamente no diagrama de fases. São eles:

Teor de Umidade (%)	$w = \frac{M_w}{M_s}$	Índice de Vazios	$e = \frac{V_v}{V_s}$
Massa Específica dos Solos (g/cm^3)	$\rho = \frac{M}{V}$	Porosidade (%)	$n = \frac{V_v}{V}$
Massa Específica dos Sólidos (g/cm^3)	$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$	Grau de Saturação (%)	$Sr = \frac{V_w}{V_v}$
Massa Específica Aparente Seca (g/cm^3)	$\rho_d = \frac{M_s}{V}$	Gravidade Específica	$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$

Dentre os índices físicos mencionados, os três que podem ser obtidos experimentalmente são teor de umidade, massa específica do solo e massa específica do sólido, de modo que todos os outros são obtidos indiretamente ou a partir de correlações.

Todos esses parâmetros exercem influência significativa no comportamento do solo. Dentre estes, vale destacar o Grau de Saturação, pois é de conhecimento comum no âmbito geotécnico que a condição de saturação do solo, está diretamente associada a sua resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade.

Outro índice físico que merece destaque é o Índice de Vazios, uma vez que é comumente utilizado em estudos associados à deformabilidade dos solos arenosos e argilosos. Quanto aos solos arenosos, é utilizado para a determinação da sua densidade relativa, parâmetro este que quando associado à tensão de confinamento empregada às areias pode indicar se o material irá ter

comportamento compacto ou fofo, o que pode ter influência direta na capacidade de carga e na deformabilidade das areias. No tocante aos solos argilosos, o índice de vazios está associado ao seu processo de adensamento primário e secundário. O respectivo índice pode ser utilizado diretamente para realizar as previsões de recalques nesses solos, quando submetidos a carregamentos externos.

4.5 Técnicas de investigação de campo em geotecnia

É de conhecimento que existem duas técnicas principais para obtenção de parâmetros para projetos em geotecnia: laboratório e in situ (campo). Cada uma delas apresenta suas vantagens e desvantagens, porém é de conhecimento que no Brasil as técnicas de campo se sobrepõem sobre as de laboratório, pois além da possibilidade de se prospectar grandes áreas, há a questão associada ao custo. Em geral o custo de um programa de prospecção bem conduzido situa-se entre 0,5 a 1,0 % do valor da obra, salvo que condições.

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Um projeto bem executado está associado ao conhecimento adequado da natureza e estrutura do terreno em que a obra civil será executada. A negligência nesta etapa ou a não observação de certos princípios de investigação podem conduzir a ruínas totais ou parciais em obras.

Para um bom desenvolvimento de um projeto geotécnico são necessários requisitos mínimos, tais como: tipos de solo que ocorrem nas diferentes camadas, condições de resistência, orientação dos planos que separam as diversas camadas, Informação sobre a ocorrência de água no subsolo etc. As técnicas de investigação de campo podem ser do tipo diretas, semi-diretas e indiretas. No primeiro tipo se permite o reconhecimento do solo prospectado mediante análise de amostras, provenientes de furos executados, estas fornecem subsídios para um exame táctil-visual, além de executar ensaios de caracterização (poços, trincheiras, sondagem a trado, sondagem de simples reconhecimento – SPT, sondagem rotativas e mistas). O segundo tipo é caracterizado pela penetração de uma ferramenta no terreno estaticamente ou dinamicamente, porém não se extrai o solo. Os valores obtidos possibilitam por meios de correlações indiretas informações sobre as naturezas dos solos (Vane Test, Cone de Penetração Estática – CPT, Ensaio Pressiométrico, Ensaio Dilatométrico entre outros). No último caso não fornecem os tipos de solos prospectados, mas somente correlações entre estes e suas resistividades elétricas e suas velocidades de propagação de ondas sonoras (Resistividade Elétrica, Sísmica de Refração etc).

4.5.1 Métodos diretos

Permitem o reconhecimento do solo prospectado mediante análise de amostras, provenientes de furos executados, estas fornecem subsídios para um exame táctil-visual, além de executar ensaios de caracterização.

- i) Poços - são perfurados manualmente, com auxílio de pás e picaretas. A profundidade atingida é limitada pela presença do nível d'água ou desmoronamento, quando então se faz necessário revestir o poço. Os poços permitem um exame visual das camadas do subsolo e de suas características. Permitem também a coleta de amostras indeformadas, em forma de blocos.
- ii) Trincheiras - são valas profundas, feitas mecanicamente com o auxílio de escavadeiras. Permite um exame visual contínuo do subsolo, segundo uma direção e, tal como nos poços, pode-se colher amostras indeformadas.
- iii) Sondagens a Trado - é um equipamento manual de perfuração. A prospecção por trado é de simples execução, rápida e econômica. No entanto, as informações obtidas são apenas do tipo de

solo, espessura de camada e posição do lençol freático. As amostras colhidas são de deformadas e situam-se acima do NA.

iv) Sondagens de Simples Reconhecimento (SPT) e (SPT-T) - é uma ferramenta rotineira e econômica, empregada em todo o mundo, permitindo a indicação da densidade de solos granulares, também aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Constitui-se de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador (Fig. 2.3a) no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 cm. O valor do N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm. Deve-se atentar para a energia de cravação quando da utilização dos valores dos números de golpes. O padrão de energia de referência internacional é de 60 % (N_{60}), desta forma deve-se fazer a correção do valor quando se utiliza padrões diferenciados de equipamentos. No Brasil, a execução desta sondagem está normalizada pela ABNT/NBR 6484/2001.

O SPT-T foi proposto por Ranzini em 1988, sendo motivo de várias pesquisas e trabalhos a respeito desta técnica, citando o Eng^o Luciano Décourt e a Eng^a Anna Peixoto, como estudiosos desta metodologia no Brasil. O ensaio consiste na aplicação de uma rotação ao conjunto haste-amostrador com o auxílio de um torquímetro (Fig. 2.3b) após a cravação do mostrador. Durante a rotação, toma-se à leitura do torque máximo necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador, permitindo a obtenção do atrito lateral amostrador-solo (Peixoto, 2001).

d) Sondagem Rotativa - empregada na perfuração de rochas, de solos de alta resistência e matacões ou blocos de natureza rochosa. O equipamento compõe-se de uma haste metálica rotativa, dotada, na extremidade, de um amostrador, que dispõe de uma coroa de diamante.



(a)



(b)

Figura 2.3 (a) Amostrador. (b) Torquímetro.

e) Sondagem Mista - é a conjugação do processo à percussão e rotativo. Quando os processos manuais forem incapazes de perfurar solos de alta resistência, matacões ou blocos de natureza rochosa usa-se o processo rotativo para complementar a investigação.

2.5.2. Métodos semi-diretos

Foram desenvolvidos por causa das dificuldades de amostrar certos tipos de solos, como areias puras e argilas moles. Não fornecem o tipo de solo, mas somente certas características de comportamento mecânico, obtidas mediante correlações.

- i) Vane Test (palheta) utilizado para medir a resistência ao cisalhamento não drenado das argilas “in situ”. Consiste na cravação de uma palheta e medir o torque necessário para cisalhar o solo. Fornece uma idéia da sensibilidade da argila.
- ii) Ensaio Penetrométricos - podem ser dos tipos estáticos e dinâmicos. Os penetrômetros estáticos são os mais usados atualmente (CPT, CPTu, SCPTu, RCPTu). Dentre os dinâmicos pode-se citar: DPSH, DPH, DPL etc.
- iii) Ensaio Pressiométricos - é uma célula que é introduzida em furos de sondagem, e esta ligada a aparelhos de medições de pressões e volumes. (Pressiômetro de Menard e CamkoMeter). Uma das principais características são a obtenção do módulo de elasticidade e a resistência ao cisalhamento dos solos e rochas.
- iv) Ensaio Dilatométrico - é realizado pela introdução estática, no terreno, de uma lâmina delgada de aço, de alta resistência, munida de uma membrana, também de aço, de muita pequena espessura, que é expandida contra o terreno pela ação do gás nitrogênio extra-seco, que é insuflado pelo interior da lâmina. Os testes são sempre executados com a lâmina estacionada e ocorrem a cada 20 cm de profundidade (Fig. 2.4).



Figura 2.4 Hastes e lâmina DMT

2.5.3. Métodos indiretos

Em geral todas as informações obtidas em grandes profundidades são advindas das técnicas geofísicas. As propriedades da crosta terrestre, do manto e do núcleo são determinadas basicamente a partir de observações das ondas sísmicas geradas por tremores, assim como por medições das propriedades gravitacionais, magnéticos e térmicos da terra, além de que tais técnicas são muito empregadas para observações de reservas de petróleo, minérios etc. Dentre os métodos geofísicos que podem ser utilizados destacam-se os sísmicos e os geo-elétricos que podem ser utilizados em ambientes urbanos.

- i) Métodos Sísmicos - podem ser utilizados em regiões urbanas destacam-se: crosshole, downhole, sísmica de reflexão, sísmica de refração, MASW e a tomografia sísmica, entre furos. Nestes métodos objetiva-se o estudo da distribuição em profundidade do parâmetro

de velocidade de propagação de ondas acústicas. Este parâmetro está relacionado diretamente com as características físicas do meio geológico, como por exemplo: porosidade, composição mineralógica e química, densidade, tensão de confinamento etc. Estes tipos de ensaios têm uma grande vantagem por amostrar grandes volumes do maciço na condição não perturbada.

- ii) Métodos Geo-elétricos - envolvem a detecção em superfície, das decorrências produzidas pelo fluxo de corrente elétrica em subsuperfície. Os métodos disponíveis podem ser divididos em aqueles que utilizam fontes naturais e os artificiais, para a medida dos parâmetros relacionados ao fluxo de corrente elétrica. Os métodos medem as impedâncias que permitem avaliar a distribuição geo-elétricas em subsuperfície. Os contrastes existentes entre os materiais (sedimentos, rochas etc) permitem a utilização da metodologia.

2.6 Ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros geotécnicos para projeto

A resistência ao cisalhamento, a compressibilidade e a permeabilidade dos solos formam o “tripé” que oferecem suporte conceitual básico para resolução dos problemas geotécnicos. Conforme mencionado anteriormente, essas propriedades podem ser obtidas a partir de ensaios de campo, quando em geral estão associados a vantagens como a representatividade do maciço de solo, em virtude do maior volume de solo envolvido nos ensaios, além do fato de eliminar a necessidade de coleta de amostras indeformadas em campo, o que por vezes torna-se inviável para alguns solos de difícil amostragem. Por outro lado os ensaios de campo oferecem limitações, como por exemplo, a impossibilidade de ter o controle das condições de contorno, e, por exemplo, o controle da dissipação das pressões neutras durante os ensaios. Tais desvantagens nos ensaios de campo podem ser encaradas como vantagens nos ensaios de laboratório, visto que nesses o ambiente de ensaio é controlado, sendo possível definir claramente as condições de contorno e controlar variáveis associadas às tensões, deformações e condições de drenagem do solo.

Apresentam-se a seguir de maneira simplificada os principais ensaios e seus respectivos parâmetros, que são aplicados, por exemplo, em projetos de fundações e estabilidade de taludes.

2.6.2. Ensaio de adensamento

O recalque no solo está diretamente associado às suas características de compressibilidade, que de maneira direta pode ser creditada ao deslocamento relativo entre as partículas quando submetidas ao carregamento e à expulsão de água dos seus vazios, ou seja, ao adensamento. O recalque total em uma massa de solo pode ser dividido em duas parcelas. A primeira delas denominada por recalque imediato, em geral, estimados a partir da teoria da elasticidade e ocorre instantaneamente logo após o carregamento, sendo associada à deformação elástica tanto dos solos argilosos quanto dos solos arenosos, tanto, quanto saturados, e tem forte influência da rigidez e da forma da fundação. A segunda parcela dos recalques, está ligada ao processo de adensamento. A estimativa dos recalques por adensamento em solos argilosos repousa na teoria do adensamento unidimensional, cujo princípio foi inicialmente fundamentado por Terzaghi. Esta teoria que tem como base o princípio das tensões efetivas aplicados aos solos argilosos saturados está associada à evolução das deformações volumétricas, tensões efetivas e das pressões neutras no solo quando estes são submetidos a carregamentos externos. Ainda sob a perspectiva da teoria do adensamento, é importante chamar a atenção para o fato de se aplica apenas para solos argilosos, em virtude da sua baixa permeabilidade, de modo que as parcelas de recalque imediato e por adensamento são bem definidas em termos temporais. Nos solos arenosos, devido à sua alta permeabilidade, o processo de adensamento ocorre paralelamente ao recalque imediato, ou seja, em um curto intervalo de tempo.

O ensaio de adensamento, conhecido como compressão edométrica consiste em empregar carregamentos sucessivos, geralmente com intervalos de 24 h entre as cargas, em um corpo de prova

confinado em um anel metálico (Fig. 2.5). Paralelamente à aplicação das cargas são realizadas medidas de deslocamento vertical, de modo que se torna possível estabelecer um gráfico que relaciona o logaritmo da tensão normal efetiva ($\log \sigma'$) e deslocamento vertical, por meio da altura do corpo de prova e/ou do índice de vazios correspondente a cada altura do respectivo corpo de prova. De posse dessa relação é possível estabelecer a tensão de pré-adensamento do solo e a partir daí verificar se frente aos carregamentos aplicados em campo, o solo irá se comportar como pré-adensado ou normalmente adensado e assim estimar o recalque em campo a partir de resultados do ensaio de adensamento.

Além disso, ao relacionar a variável associada à deformação do corpo de prova com o tempo, torna-se possível estabelecer o coeficiente de adensamento do solo sob cada nível de carregamento, o qual permite fazer estimativas do tempo o qual os recalques previstos ocorrerão.

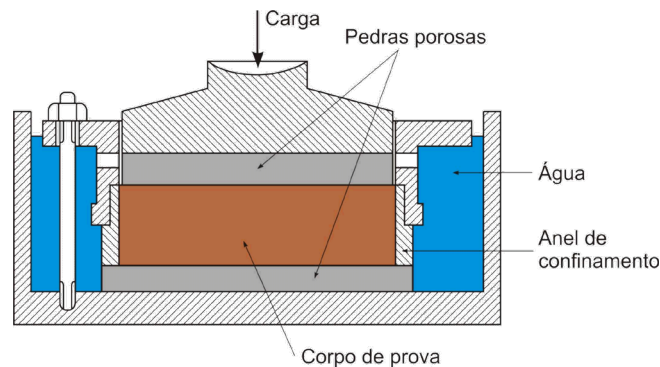


Figura 2.5 Sequência do Ensaio de Cisalhamento Direto

Além do ensaio de adensamento convencional, pode-se destacar dois outros métodos de ensaio que derivam do mesmo. Trata-se dos ensaios para avaliação da pressão de expansão do solo e de determinação do potencial de colapsibilidade do solo.

Os solos expansivos apresentam em sua estrutura, argilominerais do tipo 2:1, do grupo das esmectitas. Um dos argilominerais com o maior potencial de expansão são os solos constituídos por montmorilonitas. A presença desse argilomineral no solo pode atribuir elevada pressão de expansão, podendo atingir valores superiores a 800 kPa. Tal situação pode comprometer a estabilidade de uma fundação e conseqüentemente de uma estrutura. Para determinar a pressão de expansão de um solo utiliza-se o mesmo equipamento utilizado para o ensaio de adensamento, entretanto, inunda-se o solo sem a aplicação de qualquer carregamento prévio e logo em seguida, aplica-se carregamentos a fim de estabelecer o equilíbrio entre a pressão de expansão do solo e a pressão aplicada, que corresponde justamente a pressão de expansão do solo. Uma vez conhecida a pressão de expansão do solo, alternativas de projeto e executivas podem ser adotadas a fim de minimizar ou até mesmo evitar os problemas associados a esse fenômeno.

Os solos colapsíveis estão presentes em diversas partes do mundo, inclusive no Brasil. Estes solos dificilmente se apresentam saturados e geralmente são dotados de elevadas porosidade, sucção e rigidez em suas condições naturais, entretanto, quando umedecidos, pode haver a ocorrência do fenômeno chamado colapso.

O fenômeno do colapso no solo pode ser conceituado como uma deformação provocada pelo umedecimento de um solo sem que haja variação de sobrecargas, onde o umedecimento atinge os mecanismos de suporte do solo, originando um desequilíbrio estrutural. Os solos colapsíveis apresentam algumas características que os predispõem ao fenômeno, tais como: uma estrutura porosa caracterizada por um alto índice de vazios, baixos valores do teor de umidade com valores de grau de saturação na maioria das vezes inferiores a 60% e uma estrutura metaestável com porosidade acima de 40% (Rodrigues, 2007).

Esse tipo de solo pode ser a origem de diversos problemas geotécnicos, principalmente de fundações, uma vez que existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso

apenas com a carga correspondente ao próprio peso da camada, em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga externa ou pela combinação de ambos (Vilar, 1979).

A fim de verificar o potencial de colapsibilidade do solo, pode ser realizados ensaios edométricos sem a inundação prévia do solo, conforme é costume fazer nos ensaios de adensamento convencionais. Carrega-se o solo a níveis de tensões de interesse e ao atingir esse nível de tensões, inunda-se o solo a fim de verificar a influencia do umedecimento do solo na sua deformação frente a aplicação de um carregamento constante. Jennings e Knight (1975) apresentaram o resultado desse procedimento de ensaio, os quais evidenciou o potencial de colapso do material (Figura 6). Mais recentemente Miguel et al. (2007) e Gon (2011) realizaram ensaios em laboratório e obtiveram o potencial de colapso para solos da região de Campinas-SP.

Vale destacar que a fim de avaliar o potencial de colapsibilidade dos solos em campo, vem sendo correntemente realizadas as quais procuram relacionar os efeitos da inundação pós-carregamento com o comportamento de fundações (Fig. 2.6a e 2.6b). Para tanto tem sido realizadas provas de carga em placa, em tubulões e em estacas, com inundação após a aplicação dos carregamentos (Sales, 2000, Albuquerque et al, 2004 entre outros).

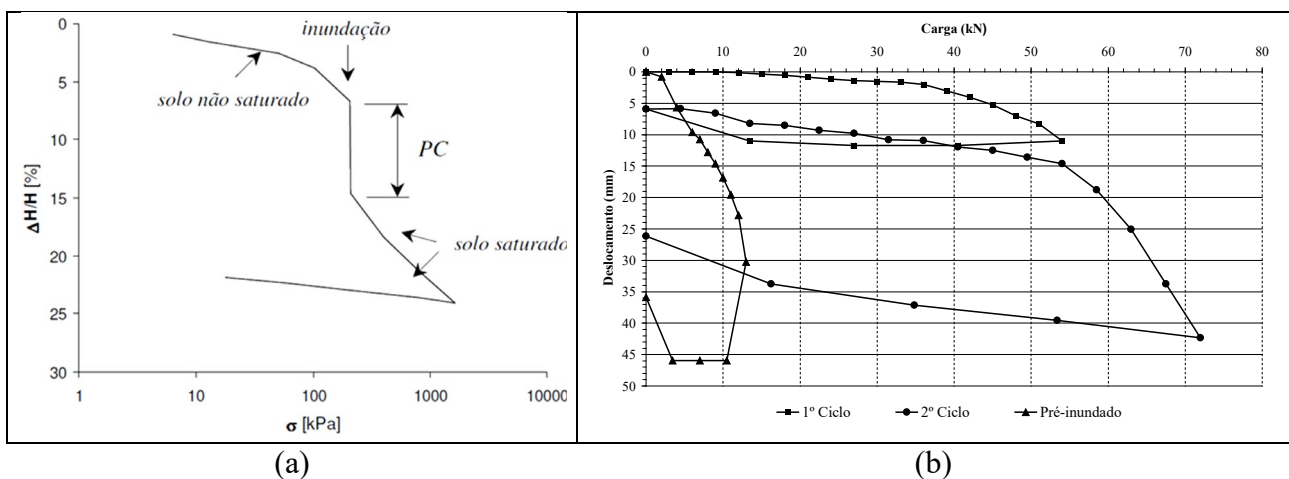


Figura 2.6 (a) Ensaio edométrico para definição do potencial de colapsibilidade do solo (Jennings e Knight, 1975). (b) Prova de carga horizontal em estaca na condição de solo natural (1º e 2º ciclo) e pré-inundado (Albuquerque et al., 2004).

2.6.3. Ensaios de resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser obtida na condição drenada ou não drenada, de maneira que a determinação do tipo de sollicitação a ser empregada, varia em função da forma sob a qual o solo será sollicitado em campo. Uma vez definido o tipo de sollicitação, são realizados conjuntos de ensaios de resistência de modo a permitir a determinação das envoltórias de resistência do solo. A partir dessas envoltórias são obtidos os parâmetros de resistência do solo, que posteriormente são utilizados para subsidiar os projetos geotécnicos de estabilidade de taludes, a capacidade de carga de fundações e os empuxos de terra. Dentre os ensaios de resistência mais utilizados pode-se destacar:

i) Resistência ao Cisalhamento Direto

Esse ensaio é bastante utilizado no cotidiano prático da geotecnia, em virtude da sua simplicidade, é o método mais antigo para determinação da resistência ao cisalhamento do solo em laboratório. O equipamento é constituído por uma máquina de cisalhamento direto, a qual permite o emprego de velocidades constantes no deslocamento horizontal de uma caixa de cisalhamento bipartida. Durante o cisalhamento a metade inferior da caixa bipartida permanece fixa, enquanto que a metade superior é deslocada com o emprego de esforços horizontais cisalhantes (Figura 2.7).

A metodologia deste ensaio consiste em empregar uma tensão normal no topo do corpo de prova, a qual permanece constante durante todo o ensaio, seguido do emprego de esforços horizontais que dividido pela área da seção transversal do corpo de prova resulta na tensão cisalhante.

Diante disso, pode-se concluir que cada valor de tensão normal aplicada corresponde a uma tensão cisalhante máxima diferente, de forma que é necessária a realização de no mínimo três ensaios, sob tensões normais diferentes para definir a envoltória de resistência do solo e a consequente determinação do seu ângulo de atrito e o intercepto de coesão. Além das variáveis mencionadas, durante o cisalhamento registra-se a deformação vertical do corpo de prova.

O ensaio pode ser realizado inundado ou com teor de umidade natural, e em geral, procura-se compatibilizar a velocidade empregada durante o cisalhamento com a dissipação das pressões neutras desenvolvidas nessa fase, uma vez que este ensaio não oferece a possibilidade do controle e/ou medida das pressões neutras desenvolvidas no corpo de prova durante o cisalhamento. Essa é uma das principais limitações que compõem esse ensaio.

Complementa esse rol de limitações o fenômeno da ruptura progressiva, na qual se observa ao longo do plano de cisalhamento, de maneira que esta se inicia nas bordas do corpo de prova e conforme as deformações se processam, a ruptura evolui para o centro do corpo de prova. Outro fator que merece ser destacado é o fato de que neste ensaio o plano de ruptura é pré-definido no início do ensaio, no plano horizontal, e este plano não necessariamente é aquele que oferece menor resistência ao cisalhamento.



Figura 2.7 Equipamentos e sequência de montagem do Ensaio de Cisalhamento Direto

ii) Resistência à compressão triaxial

Este ensaio laboratorial é que melhor define o comportamento tensão vs deformação de um solo. Neste ensaio é possível simular o mesmo estado de tensões ao qual o solo é submetido em campo por meio da aplicação de tensões hidrostáticas, seguidas de carregamento axial com velocidade de deformação controlada, sobre um corpo de prova cilíndrico cujas medidas que obedecem a relação $1H : 2V$ a $1H : 2,5V$. Além disso, diferentemente do ensaio de cisalhamento direto, este ensaio permite o controle absoluto das condições de adensamento, drenagem e pressão neutra desenvolvidas no corpo de prova, além de não impor uma superfície de ruptura no corpo de prova, diferente daquela correspondente ao seu plano de maior fraqueza.

O ensaio é realizado com uma câmara triaxial (Figura 2.8) que possui dispositivos que permitem a imposição de pressões água para o seu interior, assim como dispositivos de drenagem de água para fora da câmara triaxial.

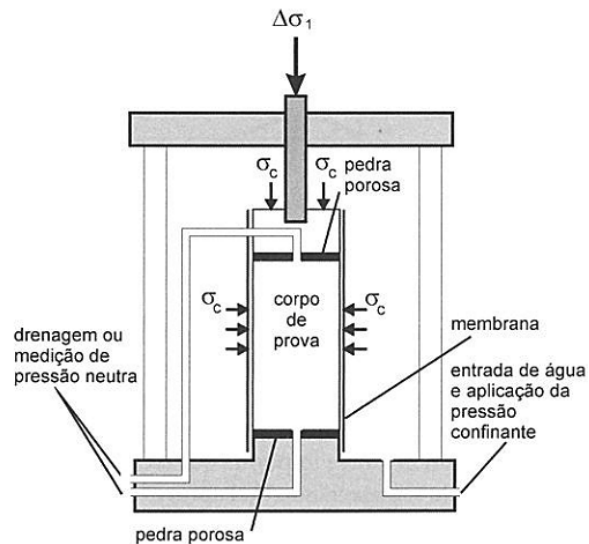


Figura 2.8 Esquema da câmara de ensaios triaxial (Souza Pinto, 2006).

Um corpo de prova com dimensões proporcionais às supramencionadas é instalado no interior da câmara triaxial, que posteriormente é envolto por uma membrana de látex, que tem como objetivo isolar o corpo de prova dentro da câmara triaxial. Em seguida, a câmara é preenchida com água, e após submeter o corpo de prova ao processo de saturação por contrapressão, prossegue-se à fase de aplicação de uma tensão de confinamento hidrostática (σ_c) no entorno do corpo de prova, compatível com as tensões confinantes sob as quais o solo será solicitado em campo. As tensões confinantes empregadas na câmara triaxial podem ser acompanhadas ou não da drenagem da água existente nos vazios do corpo de prova, de modo que as pressões neutras desenvolvidas no corpo de prova após a aplicação desta tensão pode ou ser dissipadas. Tal opção varia em função do tipo de solicitação à qual o solo será submetido em campo. Dessa forma essa fase do ensaio pode ser realizada tanto com ou sem adensamento do corpo de prova.

Na etapa seguinte aplica-se o carregamento axial (σ_1) no topo do corpo de prova até que este atinja a ruptura, mantendo a tensão de confinamento constante. A diferença entre as tensões axiais empregadas e a tensão de confinamento é denominada por tensão desviatória (σ_d) ou diferença de tensões principais. Vale salientar que a fase de cisalhamento também pode ser conduzida com a opção de permitir ou não a drenagem da água presente nos vazios do solo e a consequente dissipação das pressões neutras desenvolvidas no corpo de prova durante o cisalhamento.

Diante dessas variáveis associadas à permissão ou não da drenagem de água, e a consequente dissipação das pressões neutras desenvolvidas no corpo de prova, tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento, os ensaios triaxiais convencionais realizados em solos saturados foram dispostos em três grupos:

- a) Ensaio Adensado Drenado (CD): conhecido como ensaio lento. Neste ensaio permite-se a drenagem de água tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento. É um ensaio lento, uma vez que a velocidade de deformação axial empregada na fase de cisalhamento deve ser baixa, de modo a compatibilizar com o tempo para que haja dissipação das pressões neutras no interior do corpo de prova. Os resultados obtidos a partir desse ensaio são apenas em termos de tensões efetivas. Em geral os parâmetros de resistência oriundos desse tipo de ensaio são aplicados em problemas geotécnicos os quais interessa verificar o comportamento do solo a longo prazo quando há dissipação das pressões neutras;
- b) Ensaio Adensado Não-Drenado (CU): conhecido como ensaio adensado-rápido. Neste ensaio permite-se a drenagem de água apenas na fase de adensamento, enquanto que a fase de cisalhamento se processa sem dissipação das pressões neutras. Durante o cisalhamento não ocorre variação volumétrica do corpo de prova e a tendência dessa variação volumétrica

reflete-se diretamente nos valores de pressão neutra registrados no corpo de prova. Quando há tendência de expansão, as pressões neutras são negativas enquanto que quando há tendência de compressão do corpo de prova durante o cisalhamento a pressão neutra registrada é positiva. Os resultados obtidos a partir desse ensaio são obtidos tanto em termos de tensões totais, e a partir dos valores de pressão neutra registrados pelo transdutor de pressão, obtêm-se os parâmetros de tensões efetivas. O rebaixamento rápido do nível d'água de montante de uma barragem é um exemplo típico de sollicitação representada por esse ensaio.

- c) **Ensaio Não-Adensado Não-Drenado (UU):** conhecido como ensaio rápido. Neste ensaio não se permite a drenagem de água nem na fase de adensamento nem na fase de cisalhamento, e em ambas as fases registra-se as pressões neutras a partir do transdutor de pressão instalado na base da câmara triaxial, e não há variação volumétrica do corpo de prova em qualquer instante. Os resultados obtidos a partir desses ensaios apresentam-se em termos de tensões totais e as envoltórias de resistência obtidas para os solos saturados são horizontais, ou seja, o ângulo de atrito do solo (ϕ) é nulo e intercepto de coesão obtido corresponde à resistência não drenada (S_u).

iii) Resistência à Compressão Simples

Este ensaio é um tipo especial de ensaio triaxial UU, onde a tensão confinante é igual a zero. Neste ensaio uma carga axial é aplicada para uma velocidade de deformação elevada de modo que a ruptura ocorra de maneira não drenada. Neste ensaio, a resistência não drenada (S_u) será dada por metade do valor da tensão axial empregada para levar o solo à ruptura ($\sigma_1/2$).

2.7 Análise de lençol freático

O ciclo hidrológico de água na Terra é constituído basicamente pela relação entre a água precipitada, que pode infiltrar alcançando os aquíferos, a sua evaporação e evapotranspiração, comum aos solos posicionados em cotas mais superficiais e as plantas, respectivamente. Dessa forma, pode-se afirmar que há tendência de que em períodos chuvosos, o nível d'água nos aquíferos esteja posicionado mais próximo à superfície do terreno, onde de maneira geral as obras de engenharia estão instaladas, enquanto que em períodos de estiagem, o lençol freático se reposiciona em cotas mais profundas do terreno. Ou seja, a posição do lençol freático varia sazonalmente em função do período o qual as chuvas ocorrem em uma dada região.

Paralelamente a variação sazonal da posição do lençol freático, ocorre alteração das propriedades de resistência e compressibilidade dos solos, uma vez que é de conhecimento que são fortemente influenciadas pelo grau de saturação. Essa influência pode ser potencializada em se tratando dos solos colapsíveis, conceituado nas seções anteriores deste capítulo como sendo solos não saturados elevadas porosidade, sucção e rigidez em suas condições naturais, que quando umedecidos sob um dado carregamento, pode sofrer grandes deformações. Dentre os diversos estudos a cerca dessa temática disponíveis na literatura, pode-se destacar o trabalho desenvolvido por Rodrigues (2007), o qual avaliou o fenômeno do colapso nos solos da cidade de Pereira Barreto/SP, que foi causado pelo umedecimento do solo originado pela alteração da posição do lençol freático da região, devido à construção da Usina Hidroelétrica de Três Irmãos/SP. A Fig. 2.9, apresentada pelo autor mostra a evolução dos recalques, em função da elevação do lençol freático ao longo do tempo. Nessa é possível observar que quanto mais elevada a posição do lençol freático, maiores foram os recalques registrados. A Fig. 2.10 apresenta os danos causados em algumas das edificações devido aos recalques registrados.

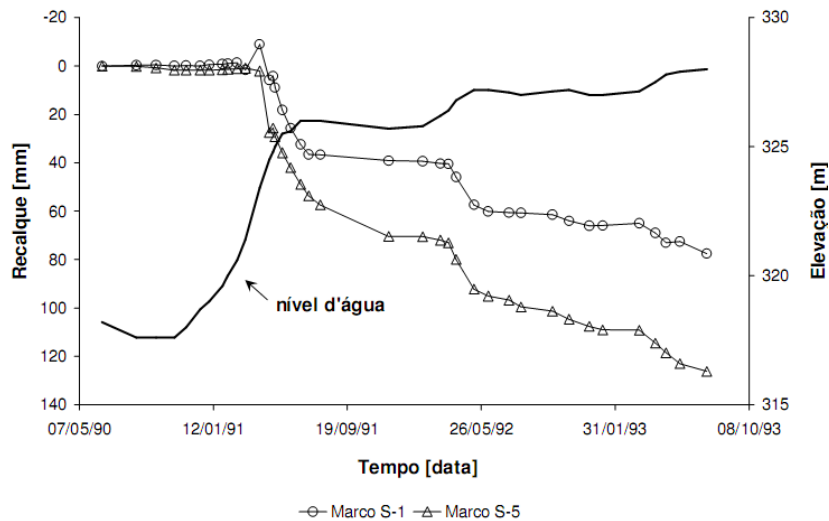


Figura 2.9: Monitoramento de recalques e elevação do lençol freático ao longo do tempo (IPT,1993 *apud* Rodrigues, 2007)



Fig. 2.10: Danos causados pelo colapso do solo às margens do lado Três Irmãos (Rodrigues, 2007)

Outro fator que merece destaque quando se trata da presença do lençol freático, principalmente quando superficiais, é o fato de que muitas vezes se faz necessário o seu rebaixamento temporário para viabilizar a execução de escavações e alguns tipos de fundações. Embora possa viabilizar a execução de algumas obras civis, é importante salientar que quando o rebaixamento temporário do lençol freático pode ocasionar situações indesejáveis principalmente às edificações vizinhas, uma vez que esse rebaixamento promove desequilíbrio do estado de tensões no maciço de solo devido à redução da pressão neutra, o que pode ocasionar recalques excessivos e danos às essas edificações, sendo muitas vezes necessário o seu reforço da respectiva fundação. Alonso (2007) destaca os problemas observados na Cidade do México e no Brasil, casos em São João Del Rey/MG e São Paulo, citados por Maciel *et al.* (2002).

2.8 Expressões empíricas para estimativas geotécnicas

É evidente que a engenharia geotécnica utiliza de forma quase que frequente as expressões empíricas para estimativa dos parâmetros geotécnicos. Em geral estes parâmetros são obtidos por meio do emprego de ensaios de laboratório, porém grande parte dos ensaios para obtenção destes

parâmetros é demorada e constituem de pouca quantidade de amostras que possam representar as características dos terrenos. Desta forma surgiram as expressões empíricas, que são uma forma de se obter determinados parâmetros, por meio de ensaios de campo ou de ensaios de laboratórios mais simples, como por exemplo, os limites de Atterberg. Há de ressaltar que se deve tomar cuidado ao utilizar estas expressões, pois foram desenvolvidas com base nos dados específicos de um local, apresentando limitações neste tipo de abordagem. Seu emprego indiscriminado sem um estudo de seu emprego nos projetos deve ser feito após um rigoroso estudo de sua aplicabilidade. Neste item procurar-se-á apresentar algumas correlações entre os ensaios SPT e CPTu para obtenção de índices geotécnicos para projeto.

É de conhecimento da comunidade geotécnica que o CPTu seja um ensaio mais elaborado que o SPT, mesmo assim deve-se tomar o devido cuidado quanto à sua utilização dos valores numéricos obtidos desta forma. No entanto, como é obtido um perfil contínuo da resistência aparente do solo, é possível estabelecer, com maior eficiência, um zonamento de resistência baseado num maior número de dados relativos a cada unidade, os quais poderão ser tratados de forma estatística. Estes ensaios são de inegável utilidade em solos heterogêneos, com presença de material grosseiro, os quais apresentam dificuldades, ou mesmo impossibilidade, na realização de outros ensaios.

Deve-se atentar ao utilizar os valores do N_{spt} , pois a energia de cravação do amostrador não é a mesma para todos os tipos de equipamentos envolvidos. Em geral se utiliza N_{60} (padrão internacional), como energia padrão, sendo que no Brasil os equipamentos oferecem energia diferente desta, devendo-se então fazer a correção, conforme a Eq. 1.

$$N_{60} = \frac{N_{spt} \cdot E}{0,60} \quad (\text{Equação 2.1})$$

onde:

N_{60} = número de golpes para padrão internacional (60%)

N_{spt} = número de golpes do ensaio

E = energia aplicada (No Brasil acionamento manual do martelo igual a 0,66 – Schnaid e Odebrecht, 2012)

Outro fator que se deve verificar ao utilizar as correlações é quanto ao ensaio realizado no CPT, pois segundo Kulhawy e Mayne (1990), o valor da resistência de ponta (q_c) não é a mesma se o ensaio for realizado com o cone elétrico e mecânico. Os autores encontraram o equacionamento a seguir que relaciona os resultados (Eq. 2.2).

$$\left(\frac{q_c}{p_a} \right)_{elétrico} = 0,47 \left(\frac{q_c}{p_a} \right)_{mecânico}^{1,19} \quad (\text{Equação 2.2})$$

onde:

q_c = resistência de ponta (elétrico e mecânico)

p_a = pressão atmosférica

Apresentam-se a seguir algumas expressões empíricas que tem por base resultados de ensaios de campo. As expressões foram obtidas por meio de pesquisa em várias publicações internacionais e nacionais.

a) Resistência não drenada (S_u) (Eq. 2.3)

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (\text{Robertson e Cabal, 2010}) \quad (\text{Equação 2.3})$$

b) Coeficiente de empuxo em repouso (K_o) (Eq. 2.4)

$$K_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{Kulhawy e Mayne, 1990}) \quad (\text{Equação 2.4})$$

c) Densidade Relativa (D_r) (Eq. 2.5 a 2.8)

$$D_r = -0,98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \quad (\text{Schnaid e Odebrecht, 2012}) \quad (\text{Equação 2.5})$$

$$D_r = \sqrt{\left(\frac{N_{60}}{0,28\sigma'_{vo} + 27} \right)} \quad (\text{Skempton, 1986}) \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$\frac{N_{70}}{D_r} = 32 + 0,288\sigma'_{vo} \quad (\text{Meyerhof, 1957}) \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$D_r = 25\sigma_{vo}^{-0,12} N_{60}^{0,46} \quad (\text{Yoshida e Motonori, 1988}) \quad (\text{Equação 2.8})$$

d) Ângulo de atrito interno (ϕ') (Eq. 2.9 a 2.15)

$$\phi' = 17,6 + 11 \log \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (\text{Kulhawy e Mayne, 1990}) \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$\phi' = \arctg \left[\frac{0,712}{1,49 - D_r} \right] \quad (\text{De Mello, 1971}) \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln(p')) - 1]\} \quad (\text{Bolton, 1986}) \quad (\text{Equação 2.11})$$

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{vo} \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$\phi = 28 + 015D_r \quad (\text{Meyerhof, 1959}) \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$\phi' = 29^\circ + \sqrt{q_c} \quad (\text{Bowles, 1997}) \quad (\text{Equação 2.14})$$

pedregulho = + 5° e areia siltosa = - 5°

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24N_{spt}} \quad (\text{Teixeira, 1996}) \quad (\text{Equação 2.15})$$

e) Velocidade de onda cisalhante (V_s) (Eq. 2.9 a 2.15)

$$V_s = 76N_{spt}^{0,33} \quad (\text{Imai e Yoshimura, 1970}) \quad (\text{Equação 2.16})$$

$$V_s = 84N_{spt}^{0,31} \quad (\text{Ohba e Toriumi, 1970}) \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$V_s = \beta N_{spt}^{0,25} \sigma_{vo}^{0,14} \quad (\text{Yoshida e Motonori, 1988}) \quad (\text{Equação 2.18})$$

$\beta = 55$ (qualquer solo) e 49 (areia fina)

f) Módulo Cisalhante (G_o) (Eq. 2.19 a 2.22)

$$G_o = 280\sqrt[3]{q_t \sigma'_{vo} p_a} \quad (\text{Robertson e Cabal, 2010}) \quad (\text{Equação 2.19})$$

Solos cimentados

$$G_o = 110\sqrt[3]{q_t \sigma'_{vo} p_a} \quad (\text{Robertson e Cabal, 2010}) \quad (\text{Equação 2.20})$$

solos não cimentados

$$G_o = 406q_c^{0,695} e_o^{-1,13} \quad (\text{Mayne e Rix, 1993}) \quad (\text{Equação 2.21})$$

$$G_o = 50(q_t - \sigma'_{vo}) \quad (\text{Watanabe, Tanaka e Takemura, 2004}) \quad (\text{Equação 2.22})$$

g) Módulo de deformabilidade (E) – (Eq. 2.23 a 2.34)

$$E_{25} = 1,5q_c \quad (\text{Baldi et al., 1982}) \quad (\text{Equação 2.23})$$

$$E = 537(N_{spt} + 15) \text{ [kPa]} \quad (\text{Webb, 1969}) \quad (\text{Equação 2.24})$$

areias finas e médias saturadas

$$E = 358(N_{spt} + 5) \text{ [kPa]} \quad (\text{Webb, 1969}) \quad (\text{Equação 2.25})$$

areias finas argilosas saturadas

$$E = 300(N_{55} + 6) \text{ [kPa]} \quad (\text{Bowles, 1997}) \quad (\text{Equação 2.26})$$

siltes, siltes arenosos e siltes argilosos

$$E = 320(N_{55} + 15) \text{ [kPa]} \quad (\text{Bowles, 1997}) \quad (\text{Equação 2.27})$$

$$E = 500(N_{55} + 15) \text{ [kPa]} \quad (\text{Bowles, 1997}) \quad (\text{Equação 2.28})$$

$$E = 34.K.N_{spt} + 130 \text{ [kPa]} \quad (\text{Trofimenkov, 1974}) \quad (\text{Equação 2.29})$$

areias finas argilosas saturadas

Tabela 2.1 Valores típicos de $K = \frac{q_c / p_a}{N_{spt}}$ (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Solo	Danziger e Velloso
Areia	6,0
Areia siltosa, argilosa, silto-argilosa ou argilo-siltosa	5,3
Silte, silte arenoso, Argila arenosa	4,8
Silte areno-argiloso, argilo-arenoso Argila silto-arenosa, areno-siltosa	3,8
Silte argiloso	3,0
Argila e argila siltosa	2,5

$$E = 3,4.q_c + 130 \text{ [kPa]} \quad (\text{Trofimenkov, 1974}) \quad (\text{Equação 2.30})$$

$$E = 8,25(q_c - \sigma'_{vo}) \text{ [kPa]} \text{ (Kulhawy e Mayne, 1990)} \quad \text{(Equação 2.31)}$$

$$E = 8000\sqrt{q_c} \text{ [kPa]} \text{ (Bowles, 1997)} \quad \text{(Equação 2.32)}$$

$$E = (3 \leftrightarrow 6)q_c \text{ [kPa]} \text{ (Bowles, 1997)} \quad \text{(Equação 2.33)}$$

$$E = (1 \leftrightarrow 2)q_c \text{ [kPa]} \text{ (Bowles, 1997)} \quad \text{(Equação 2.34)}$$

siltes, siltes arenosos e siltes argilosos

onde:

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva

σ_v = tensão vertical total

σ_{vo} = tensão vertical total

D_r = densidade relativa

E = energia aplicada (No Brasil acionamento manual do martelo igual a 0,66 – Schnaid e Odebrecht, 2012)

E_{25} = módulo para 25% da tensão desviadora máxima

e_o = índice de vazios

G_o = módulo cisalhante a pequenas deformações (kPa) - solos cimentados

K_o = coeficiente de empuxo em repouso

N_{60} = número de golpes para padrão internacional (60%)

N_{70} = número de golpes do SPT (energia 70%)

N_{kt} = fator de capacidade de carga (valores típicos variam de 10 a 20, sendo 14 valor médio)

N_{spt} = número de golpes do SPT

p_a = pressão atmosférica

q_c = resistência de ponta (elétrico e mecânico)

q_c = resistência de ponta do cone

q_t = resistência de ponta total (CPTu)

V_s = velocidade da onda (m/s)

2.9 Pré-dimensionamento por meio de estudo geotécnico

A engenharia geotécnica brasileira ao realizar um pré-dimensionamento das estruturas em geral empregam métodos que se baseiam em dados advindos de ensaios de campo. Como foi apresentado anteriormente, existe um determinado número de fórmulas para se correlacionar os resultados de ensaios de campo com os parâmetros a serem utilizados no cálculo das estruturas geotécnicas. Neste item serão apresentadas algumas metodologias para pré-dimensionar as fundações profundas e rasas, por meio dos resultados de ensaios SPT e CPTu.

- a) Fundação rasa \rightarrow apresentam-se algumas fórmulas para o cálculo da tensão admissível e de ruptura utilizando ensaios SPT e CPTu. Deve-se aplicar um fator de segurança nos resultados obtidos para a tensão de ruptura para que se obtenha a tensão admissível (Eq. 2.35 a 2.44).

$$\sigma_{rup} = 0,24\bar{N}_{SPT-0,75} \left(\frac{H + 0,13B}{H + 0,75B} \right) \left[\frac{MN}{m^2} \right] \text{ solo arenoso (Parry, 1977)} \quad \text{(Equação 2.35)}$$

$$\sigma_{adm} = 11,98\bar{N}_{SPT} \left[\frac{kN}{m^2} \right] \text{ para } B \leq 1,22\text{m} \text{ e } \sigma_{adm} = 7,99\bar{N}_{SPT} \left(\frac{3,28B + 1}{3,28B} \right)^2 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \text{ para } B > 1,22\text{m}$$

- solo arenoso (Meyerhof, 1956) (Equação 2.36)

$$\sigma_{adm} = \frac{\bar{q}_{c-J}}{15} \left[\frac{kN}{m^2} \right] - \text{solo arenoso (Joppert, 2007)} \quad (\text{Equação 2.37})$$

$$\sigma_{rup} = 28 - 0,0052(300 - \bar{q}_{c-B})^{1,5} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] - \text{solo arenoso - sapata corrida} \quad (\text{Bowles, 1997})$$

(Equação 2.38)

$$\sigma_{rup} = 48 - 0,009(300 - \bar{q}_{c-B})^{1,5} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] - \text{solo arenoso - sapata quadrada} \quad (\text{Bowles, 1997})$$

(Equação 2.39)

$$\sigma_{adm} = 20 \bar{N}_{SPT} \left[\frac{kN}{m^2} \right], \text{ sendo } \sigma_{adm} \leq 400 \text{ kN/m}^2 - (\text{Joppert, 2007}) \quad (\text{Equação 2.40})$$

$$\sigma_{adm} = 9,54 \bar{N}_{60} \left[\frac{kN}{m^2} \right] - \text{solos residuais - (Ruver e Consoli, 2006)} \quad (\text{Equação 2.41})$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\bar{q}_{c-J}}{10} \left[\frac{kN}{m^2} \right] - \text{solo argiloso - (Joppert, 2007)} \quad (\text{Equação 2.42})$$

$$\sigma_{rup} = 2 - 0,28 \bar{q}_{c-B} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] - \text{solo argiloso - sapata corrida - (Bowles, 1997)} \quad (\text{Equação 2.43})$$

$$\sigma_{rup} = 5 - 0,35 \bar{q}_{c-B} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] - \text{solo argiloso - sapata quadrada - (Bowles, 1997)}$$

(Equação 2.44)

Onde:

B = menor lado da sapata

H = profundidade da sapata

$\bar{N}_{SPT_{0,75}}$ = Número de golpes médio até a profundidade de 0,75B da base da sapata

σ_{adm} = tensão admissível ou de trabalho

σ_{rup} = tensão de ruptura

N_{60} = número de golpes para padrão internacional (60%)

\bar{q}_{c-J} = média dos valores de q_c da base da sapata até 2B <bulbo<3B

\bar{q}_{c-B} = média dos valores de q_c da base da sapata de 0,5B até 1,1B

ii) Fundações Profundas → apresentam-se a seguir dois métodos para previsão de capacidade de carga largamente utilizadas pela comunidade geotécnica. Para sua utilização é necessário dados de ensaios SPT ou CPT (Aoki & Velloso).

a) Método de AOKI & VELLOSO (1975) apresentam uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração (N_{SPT}), obtidos de sondagem à percussão.

$$\text{- Carga de Atrito Lateral na Ruptura } \rightarrow Q_{l-calc} = \sum_{i=1}^n U_i \cdot f_{ui} \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (\text{Equação 2.45})$$

Onde: $f_{ui} = f_c / F_2$

f_c = valores de resistência de ponta do CPT

F_2 = fator de carga lateral em função do tipo de estaca

Quando não se dispõe de medida direta, a resistência lateral local (f_c) pode ser estimada a partir da resistência de cone, utilizando a relação de atrito (α_{av}).

$$f_{li} = \alpha_{av} \cdot q_c / F_2 \quad \text{(Equação 2.46)}$$

Segundo os autores, é possível estimar a resistência de cone (q_c), utilizando correlações empíricas com o valor da resistência à penetração (N_{SPT}).

$$f_u = \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N / F_2 \quad \text{(Equação 2.47)}$$

- Carga de Ruptura de Ponta → $Q_{p-calc} = q_u \cdot A_p$ (Equação 2.48)

Onde: $q_u = q_c / F_1$ (Equação 2.49)

F_1 = relaciona o comportamento do modelo (cone) ao do protótipo (estaca) e depende do tipo de estaca (Tab. 2.2). A resistência de cone pode ser estimada a partir dos valores da resistência à penetração (N), utilizando valores K_{av} da Tab. 2.3.

$$Q_{p-calc} = \frac{K_{av} \bar{N}_p}{F_1} A_p \text{ (kN)} \quad \text{(Equação 2.50)}$$

Tabela 2.2 Valores de F_1 e F_2

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Escavada	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro	3,50	7,00
	C/ lama	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80

* Coeficientes propostos por MONTEIRO (2000).

Tabela 2.3 Valores de $\alpha_{avi} \cdot K_{avi}$

SOLO		K (kPa)	α (%)
AREIA	pura	1000	1,4
	siltosa	800	2,0
	silto argilosa	700	2,4
	argilosa	600	3,0
	argilo siltosa	500	2,8
SILTE	puro	400	3,0
	arenoso	650	2,2
	areno argiloso	450	2,8
	argiloso	230	3,4
ARGILA	argilo arenoso	250	3,0
	pura	200	6,0
	arenosa	750	2,4
	areno siltosa	300	2,8
	siltosa	220	4,0
	silto arenosa	330	3,0

- Carga Total de Ruptura $\rightarrow Q_{total-calc} = \sum \frac{\pi \phi \alpha_{avi} K_{avi} N_{li} \Delta_L}{F_2} + \frac{1}{F_1} K_{avi} \bar{N}_p A_p$ (kN) (Equação 2.51)

- b) Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1996) \rightarrow fornece a carga de ruptura total através da soma das parcelas das cargas de ruptura lateral e ponta, utilizando a resistência à penetração N_{SPT} .

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura $\rightarrow Q_{l-calc} = U.L.f\bar{u}$ (Equação 2.52)

Onde: $f\bar{u} = 3,33\bar{N}_i + 10$ (kPa) (Equação 2.53)

U = perímetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

\bar{N}_i devem ser limitados a 50 ($N < 50$) e 3 ($N > 3$).

A carga lateral de ruptura fica:

$$Q_{l-calc} = \beta_{DQ} \cdot U \cdot L (3,33\bar{N}_i + 10) \text{ (kN)} \quad \text{(Equação 2.54)}$$

A expressão, originalmente estabelecida para estacas cravadas de concreto, teve sua utilização ampliada para outros tipos de estacas através do emprego do coeficiente β_{DQ} (Tab. 2.4).

Tabela 2.4 Valores do coeficiente β_{DQ}

Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis (DÉCOURT, 1996).

- Carga de Ruptura de Ponta $\rightarrow Q_{p-calc} = q_u \cdot A_p$ (Equação 2.55)

O valor de q_u pode ser obtido utilizando-se sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca (A_p).

$$q_u = K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \quad \text{(Equação 2.56)}$$

onde:

q_u = reação de ponta (kPa)

\bar{N}_p = resistência à penetração do SPT, resultante da média de 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta

K_{DQ} = coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo proposto por DÉCOURT & QUARESMA (Tab. 2.5)

$$\bar{N}_p = \frac{N_{p+1} + N + N_{p-1}}{3} \quad \text{(Equação 2.57)}$$

Tabela 2.5- Valores de K_{DQ} .

Solo	Tipo de Estaca		Esc/Desl.
	Deslocamento	Escavada	
Argila	120	100	0,83
Silte Argiloso*	200	120	0,60
Silte Arenoso*	250	140	0,56
Areia	400	200	0,50

* Solos Residuais

A carga de ruptura de ponta fica $\rightarrow Q_{p-calc} = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \cdot A_p$ (kN) (Equação 2.58)

O coeficiente α_{DQ} permite estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estacas e solos (Tab. 2.6).

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,85	0,85*	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60*	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50*	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis (DÉCOURT, 1996).

- Carga Total de Ruptura $\rightarrow Q_{total-calc} = \Sigma \beta_{DQ} (3,33 \bar{N}_i + 10) \pi \cdot \phi \cdot \Delta_L + \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \cdot A_p$ (kN) (Equação 2.59)

2.10 Considerações finais

Este capítulo do livro abordou alguns aspectos relacionados à geotecnia e a geologia, desde temas associados à utilização de ensaios de campo e laboratório, até aqueles pertinentes à classificação dos solos e rebaixamento do lençol freático. Foram apresentadas algumas correlações entre parâmetros obtidos de ensaios de campo (SPT e CPTu) e aqueles empregados em projetos geotécnicos em geral. Na sequência, foram apresentados dois métodos consagrados no Brasil para o cálculo de capacidade de carga de fundações. A intenção deste capítulo foi de apresentar ao leitor alguns conceitos básicos de geotecnia, com o intuito de motivá-lo a buscar na literatura mais informações sobre os tópicos abordados. Há de ressaltar que os autores não tiveram a intenção de substituir nenhuma literatura, mas sim de motivar o leitor para consultas e leitura de publicações mais específicas sobre cada um dos temas abordados. A geotecnia é uma ciência que desafia a todo o momento, mostrando aos estudiosos que deve-se respeitar à natureza e formação dos solos, e das rochas, em todas as etapas dos projetos e das execuções das obras.

2.11 Referências bibliográficas

- ALONSO, U. R. *Rebaixamento temporário de aquíferos*. Oficina de Textos, São Paulo, 2007.
- AOKI, N; VELLOSO, D. A. *Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas*. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5º, Buenos Aires, Proceedings..., Buenos Aires. v.1, p.367-376. 1975.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas *NBR 6502/1995 – Rochas e Solos*. Rio de Janeiro.
- ALBUQUERQUE, P.J.R.; CARVALHO, D.; MIRANDA JR, G.; ZAMMATARO, B.B. *Análise de Estacas Escavada e Hélice Contínua, Carregadas Transversalmente no Topo, em Solo não Saturado de Diabásio*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO-SATURADOS, 5º, São Carlos, Anais...p.315-320. 2004
- BALDI, G. et. al. *Design Parameters for Sand from CPT*. In: 2nd ESOPT. Amsterdam, The Netherlands. Vol.2, p.425-432, 1982.
- BARTORELLI, A.; HARALYI, N. *Geologia do Brasil*. GEOLOGIA DE ENGENHARIA. ABGE, 1998.
- BOLTON, M.D. *The Strength and Dilatancy of Sands*. *Géotechnique*, v. 16, N.1, p.65-78, 1986.
- BOWLES, J.E. *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill. 5th ed. 1997. 1207p.
- DAS, B. M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Cengage Learning, Tradução EZ2Translate, São Paulo, (2011).
- DE MELLO, V.F.B. *The Standard Penetration Test: State-of-the-Art Report*. In: 4th PANAM, Puerto Rico, Vol.1, p.1-86. 1971.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6th, Rio de Janeiro. Anais..., 1978. v.1, p.45-53. 1978.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Análise e Projeto de Fundações Profundas*. Estacas. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. *Fundações Teoria e Prática*. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda, cap. 8.1. p.265-301. 1996.
- GON, F. S. *Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP*. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. São Paulo. 153p. 2011.
- IMAI, T.; YOSHIMURA, Y. *Elastic Wave Velocity and Soil Properties in Soft Soil*. In: Tsuchi-to-Kisso. v.18, p.17-22. 1970.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. *A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure*. In: 4th Regional Conference for African on Soil Mech. Found. Eng., Durban, p. 99 - 105. 1975.
- JOPPERT JR, I. *Fundações e Contensões de Edifícios*. São Paulo-SP: PINI, 2007. 221p.
- KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation*. Electric Power Research Institute (EPRI). 308p. 1990.
- MACIEL JUNIOR, O. C.; MARQUES, E.A.G.; SILVA, C. H. C. E. ; MINETTE, E.; ARANHA, P.R.A. . *Uso do georadar na caracterização de um fenômeno de subsidência em São João Del Rey, MG, Brasil*. In: 8º CONGRESSO PORTUGUÊS DE GEOTECNIA, 2002, Lisboa. 8º CONGRESSO PORTUGUÊS DE GEOTECNIA A Geotecnica Portuguesa e os Desafios do Futuro. Lisboa: SPG, 2002. v. 1. p. 25-34.

- MAYNE, P.W.; RIX, J.G. *G_{max} - q_c Relationships for Clays*. Geotechnical Testing Journal, ASCE, v.16, n.1, p.59-60, 1993.
- MEYERHOF, G. G. *Compaction of Sands and the Bearing Capacity of Piles*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.5, SM6, p.1-29, 1959.
- MEYERHOF, G. G. *Discussion on Sand Density by Spoon Penetration*. In: 4th I.C.S.M.F.E., v.3, 110p. 1957.
- MEYERHOF, G. G. *General Report: Outside Europe*. In: 1st ESOPT. Stockholm, Sweden. V..2.1, p.40-48, 1974.
- MEYERHOF, G. G. *Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.82, SM1, p.1-19, 1956.
- MEYERHOF, G. G. *Shallow Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.91, SM2, p.21-31, 1965.
- MIGUEL, M. G., MARQUE, R., ALBUQUERQUE, P. J. R.; Carvalho, D. (2007). *Análise do Comportamento Colapsível de uma Argila Laterítica, de Origem Coluvionar da Região de Campinas/SP*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6. VI NSAT 2007. Salvador/BA. Novembro. Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, p. 69-77.
- MONTEIRO, P.F.F. *A Estaca Ômegafranki – Capacidade de Carga*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4º, São Paulo. Anais... A.B.M.S. v.2, PP.356-369. 2000.
- NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. *Uma nova classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias*. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, v. 1, 1981.
- OHBA, S.; TORIUMI, I. *Dynamic Response Characteristics of Osaka Plain*. In: Annual Meeting AIJ. 1970.
- PARRY, R.H.G. *Estimating Bearing Capacity of Sand from SPT Values*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.103, GT9, p.1014-1019, 1977.
- ROBERTSON, P.K.; CABAL, K.L. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. California: Gregg Driling & Testing, 2010. 115p.
- RODRIGUES, R. A. *Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (EESC-USP), São Carlos-SP. 262p. 2007.
- RUVER, C.A.; CONSOLI, N.C. *Estimativa do módulo de elasticidade em solos residuais através de resultados de sondagens SPT*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13, Curitiba. p.601-606. 2006.
- SALES, M. M. *Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas*. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pub. G.TD-002A/00. 229p. 2000.
- SCALLET, M. M. *Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP*. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP: 166p. 2011.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT. E. *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo-SP: Oficina de Textos, 233p. 2012.

SOUSA PINTO, C. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 3ª Edição. Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

TEIXEIRA, A. H. *Projeto e execução de fundações [Design and execution of foundations]*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, São Paulo, v.1, p. 33-50, 1996.

TROFIMENKOV, J.G. *Penetration Test in URSS – State-of-the-Art*. In: 1st ESOPT. Stockholm, Sweden. v.2.1, p.147-154, 1974.

VILAR, O. M. *Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos*. São Carlos, SP. EESC-USP. Dissertação de Mestrado, São Carlos-SP. 1979

WATANABE, Y., TANAKA, M.; TAKEMURA, J. *Evaluation of In-Situ K_o for Ariake, Bangkok and Hai-Phong Clays*. In: 2nd International Conference on Site Characterization -ISC 2, Porto, Portugal, p.167-175. 2004.

WEBB, D.L. *Settlement of Structures on Deep Alluvial Sandy Sediments in Durban, South Africa*. In: Conference In-Situ Investigation in Soils and Rocks, British Geological Society. p.181-188. 1969.

YOSHIDA, Y.; MOTONORI, I. *Empirical Formulas of SPT Blow counts for Gravelly Soils*. In: ISOPT 1. Orlando, USA. 1988.