

Matheus Luis Welter

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS DE OBTENÇÃO DE TENSÃO
ADMISSÍVEL DO SOLO E PREVISÃO DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS BASEADOS NO N_{SPT} E EM PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E
DEFORMABILIDADE**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc Leandro Olivio Nervis

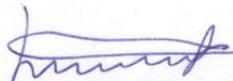
Santa Cruz do Sul

2014

Matheus Luis Welter

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS DE OBTENÇÃO DE TENSÃO
ADMISSÍVEL DO SOLO E PREVISÃO DE RECALQUES DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS BASEADOS NO N_{SPT} E EM PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E
DEFORMABILIDADE**

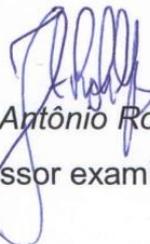
Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.



M.Sc. Leandro Olivio Nervis
Professor Orientador – UNISC



Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Professor examinador – UNISC



M.Sc. José Antônio Rohlfs Junior
Professor examinador

Santa Cruz do Sul

2014

RESUMO

Neste trabalho foi realizado um comparativo entre os modelos de obtenção de tensão admissível do solo e previsão de recalques de fundações superficiais baseados no N_{SPT} e em parâmetros de resistência e deformabilidade. Procurou-se obter um comparativo entre os modelos empíricos e analíticos principalmente quanto ao impacto que as formulações possuem no dimensionamento dos elementos de fundação. Foi acompanhada a execução de um ensaio SPT (*Standart Penetration Test*) em um imóvel localizado na localidade de Ponte de Rio Pardo, cidade de Santa Cruz do Sul, ensaio este que forneceu, dentre outros, a medida dinâmica de resistência do solo. No mesmo imóvel foram realizadas coletas de solo, onde as amostras deformadas foram objeto de ensaios de caracterização e as amostras indeformadas submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, o qual forneceu os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno (c' e ϕ') necessários para determinar analiticamente a tensão admissível do solo estudado. Também foram realizadas análises referentes a previsão de recalques imediatos a partir de formulações empíricas baseadas unicamente nos resultados do ensaio SPT, bem como a partir de formulações analíticas que empregaram parâmetros de deformabilidade obtidos por correlações empíricas. A partir dos métodos empíricos (que empregaram os resultados do ensaio SPT), semi-empíricos (onde os parâmetros de resistência c' e ϕ' foram obtidos empiricamente através dos resultados do ensaio SPT e aplicados nas formulações teóricas) e analíticos (que empregaram os resultados do ensaio de cisalhamento direto), os resultados demonstraram que para solos da mesma natureza geológica geotécnica do estudado, os métodos empíricos conduzem a elementos de fundação significativamente superiores aos dimensionados através dos métodos analíticos, o que representa um considerável aumento no custo envolvido na construção das fundações de uma edificação.

Palavras-chave: fundações; parâmetros de resistência; recalques; tensão admissível.

*À minha esposa Juliana, pelas inúmeras
horas de paciência, dedicação,
companheirismo e amor dispendidas
durante todos esses anos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus pela oportunidade de estar concluindo mais esta importante etapa na minha vida, o qual sempre me iluminou e conduziu pelo caminho do bem.

Aos meus pais Lisiane e Vilson, bem como aos meus avós, por terem me dado a educação e a sabedoria que dedico em cada atitude e a cada tomada de decisão.

Aos meus colegas de graduação pelas inúmeras vezes que pudemos compartilhar ensinamentos e experiências e principalmente pelas horas dedicadas a cada atividade em grupo, formando verdadeiras equipes.

Aos professores da graduação, pelos ensinamentos transmitidos, fazendo com que parássemos e olhássemos o mundo de um modo mais real e do ponto de vista da engenheira.

Ao meu orientador professor M.Sc Leandro Olivio Nervis, o qual demonstrou-se um grande aliado desta pesquisa, cedendo inclusive o local onde foram realizados os ensaios de campo e a coleta de amostras para realização desta pesquisa, permitindo que todas as possibilidades pudessem ser avaliadas da maneira mais correta possível, conduzindo a resultados e avaliações prudentes. Considero-o um grande cidadão brasileiro e da mesma forma um grande amigo.

Aos laboratoristas do laboratório de mecânica dos solos e agrohidrologia, pelas horas de dedicação a acompanhar o desenvolvimento dos ensaios de laboratório.

Aos meus colegas de trabalho por terem me substituído nos momentos onde estava dedicado à pesquisa.

Aos meus padrinhos e chefes Rozeli e Renato, por terem demonstrados durante todo o período da graduação o apoio necessário para que eu chegasse até aqui, desde as inúmeras faltas ao trabalho e até as dezenas de noites de pouso.

E principalmente à quem dedico este trabalho, minha esposa Juliana, por ter-se demonstrado uma pessoa guerreira e batalhadora, mulher de coragem que enfrenta os desafios sem esmorecer. Pelas inúmeras horas de dedicação, carinho e companheirismo durante todos esses anos, a quem conheci dentro de uma sala de aula no início desta batalha. Hoje só tenho a agradecer a fantástica pessoa que escolhi para viver todos os dias da minha vida.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Principais tipos de fundações superficiais.....	18
Figura 2 – Equipamento e execução do ensaio SPT.....	22
Figura 3 – Construção do círculo de Mohr.....	30
Figura 4 – Esquema do equipamento de cisalhamento direto.....	32
Figura 5 – Câmara do ensaio triaxial.....	34
Figura 6 – Ábaco para estimar o ângulo de atrito interno de solos granulares – Peck, Hanson & Thornburn (1974).....	36
Figura 7 – Ábaco para estimar o ângulo de atrito interno de solos granulares – Mitchell e outros (1978).....	36
Figura 8 – Distorções angulares e danos associados.....	50
Figura 9 – Projeção do local de estudo sobre imagem de satélite.....	52
Figura 10 – Projeção do local de estudo sobre cartografia do exército brasileiro.....	53
Figura 11 – Projeção do local de estudo sobre o mapa geológico.....	54
Figura 12 – Execução do ensaio SPT no local de estudo.....	55
Figura 13 – Localização dos furos de sondagem.....	55
Figura 14 – Amostrador padrão utilizado no ensaio SPT.....	56
Figura 15 – Perfil geológico geotécnico do local estudado, segundo ensaio SPT....	56
Figura 16 – Coleta de amostra indeformada de solo para posterior ensaio de cisalhamento direto.....	59
Figura 17 – Coleta de amostra indeformada próximo a furo de sondagem SPT.....	59
Figura 18 – Forma de obtenção das amostras indeformadas.....	60
Figura 19 – Demarcação da altura de queda do martelo.....	61
Figura 20 – Sequência do ensaio SPT com circulação de água.....	61
Figura 21 – Ensaio de peneiramento.....	62
Figura 22 – Ensaio de sedimentação.....	62
Figura 23 – Solo estudado submetido ao ensaio de limite de liquidez.....	63
Figura 24 – Equipamento de cisalhamento utilizado no ensaio.....	64
Figura 25 – Caixa bipartida.....	64
Figura 26 – Caixa de cisalhamento com amostra inundada.....	65

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Curva granulométrica do solo estudado.....	66
Gráfico 02 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal – umidade natural.....	68
Gráfico 03 – Deformação vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal – umidade natural.....	68
Gráfico 04 – Tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal – umidade natural.....	69
Gráfico 05 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal – inundado.....	69
Gráfico 06 – Deformação vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal – inundado.....	70
Gráfico 07 – Tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal – inundado.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índices de consistência de alguns solos brasileiros.....	28
Tabela 2 – Classificação dos índices de plasticidade.....	28
Tabela 3 – Ângulo de atrito ϕ x $(N_1)_{60}$	37
Tabela 4 – Correlação entre N_{SPT} e coesão para solos coesivos.....	38
Tabela 5 – Correlação entre N_{SPT} , D_r e ϕ' para solos granulares.....	38
Tabela 6 – Valores de $E/N_{SPT,60}$ para solos granulares.....	39
Tabela 7 – Valores de j e w para diferentes tipos de solo.....	40
Tabela 8 – Valor de E em função de N_{SPT}	40
Tabela 9 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão para fundações superficiais.....	41
Tabela 10 – Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares.....	43
Tabela 11 – Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos coesivos.....	43
Tabela 12 – Valores de tensão admissível a partir do tipo de solo.....	44
Tabela 13 – Recalques máximos e distorções angulares.....	50
Tabela 14 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização e classificação do solo estudado.....	67
Tabela 15 – Índices físicos dos CPs e resultado do ensaio de cisalhamento direto..	71
Tabela 16 – Tipo de fundação e máximas cargas atuantes.....	73
Tabela 17 – Pré-dimensionamento dos elementos de fundação e profundidade do bulbo de tensões.....	73
Tabela 18 – Obtenção de ϕ' a partir da densidade relativa.....	74
Tabela 19 – Obtenção do ϕ' através da proposição de Décourt.....	75
Tabela 20 – Resumo dos valores de ϕ' a partir de proposições diversas.....	76
Tabela 21 – Resumo dos valores de E a partir de proposições diversas (MPa).....	78
Tabela 22 – Relação E/N_{60} para as correlações empíricas empregadas na obtenção de E (MPa).....	78
Tabela 23 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma empírica.....	80
Tabela 24 – Redimensionamento dos elementos de fundação.....	80
Tabela 25 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma semi-empírica...	82
Tabela 26 – Redimensionamento dos elementos de fundação.....	83
Tabela 27 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma analítica.....	84

Tabela 28 – Redimensionamento dos elementos de fundação.....	84
Tabela 29 – Previsão de recalques iniciais para o trecho mais carregado da sapata corrida da edificação térrea.....	86
Tabela 30 – Previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada da edificação de 2 pavimentos.....	87
Tabela 31 – Previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada da edificação de 4 pavimentos.....	88
Tabela 32 – Dimensões mínimas da sapata isolada mais carregada da edificação de 4 pavimentos para não ocorrer recalques excessivos através da teoria da elasticidade.....	89
Tabela 33 – Resumo das dimensões finais dos elementos de fundação mais carregados.....	91

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EUA	Estados Unidos da América
H.R.B.	<i>Highway Research Board</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
NBR	Norma Brasileira
U.S.C.	<i>Unified Classification System</i>
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	Área e limitação do tema	14
1.2	Objetivos.....	15
1.2.1	Objetivo geral.....	15
1.2.2	Objetivos específicos.....	15
1.3	Justificativa	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	Definições.....	17
2.2	Geologia, processos de formação do solo e pedologia	18
2.2.1	Geologia	18
2.2.2	Processo de formação do solo	19
2.2.3	Pedologia e perfil de solo.....	19
2.3	Investigação do subsolo	20
2.3.1	Sondagens a percussão	21
2.4	Coleta de amostras.....	24
2.4.1	Amostras deformadas.....	24
2.4.2	Amostras indeformadas	25
2.5	Caracterização e classificação dos solos	26
2.5.1	Caracterização.....	26
2.5.2	Classificações geotécnicas dos solos.....	28
2.6	Resistência ao cisalhamento do solo.....	30
2.6.1	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	30
2.6.2	Ensaio.....	31
2.6.3	Correlações de c e ϕ com N_{SPT} e índices de consistência	34
2.6.4	Correlações de N_{SPT} com E	38
2.7	Requisitos de projeto de fundações.....	40
2.7.1	Fatores de segurança (FS) para fundações superficiais	41
2.8	Determinação da capacidade de carga do solo para fundações superficiais.....	42
2.8.1	Métodos diretos ou empíricos.....	42
2.8.2	Métodos semi-empíricos.....	44
2.8.3	Métodos analíticos.....	44
2.9	Recalques.....	46

2.9.1	Recalques iniciais	47
2.9.2	Recalques por adensamento e secular	49
2.9.3	Recalques admissíveis	49
3	DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO.....	52
3.1	Descrição Física	52
3.2	Enquadramento geológico do local estudado	53
3.3	Classificação pedológica	54
3.4	Descrição do perfil geológico geotécnico	55
4	METODOLOGIA	58
4.1	Método de abordagem.....	58
4.2	Técnicas de Pesquisa.....	58
4.2.1	Coleta de Amostras	58
4.2.2	Ensaio SPT.....	60
4.2.3	Ensaio realizados em laboratório.....	61
5.1	Ensaio de laboratório	66
5.1.1	Ensaio de Caracterização	66
5.1.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	67
5.2	Determinação de faixas de carregamento simulando variação no porte da edificação	72
5.3	Obtenção de parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo a partir de correlações empíricas	74
5.3.1	Determinação do intercepto de coesão e ângulo de atrito interno (c' e ϕ') a partir do valor N_{SPT} e índices de consistência	74
5.3.2	Determinação de E a partir das correlações com N_{SPT}	77
5.4	Determinação da capacidade de carga do solo para fundações superficiais.....	79
5.4.1	Métodos empíricos	79
5.4.2	Métodos semi-empíricos.....	81
5.4.3	Métodos analíticos.....	83
5.4.4	Análise dos resultados de tensão admissível	85
5.5	Determinação da previsão de recalques para fundações superficiais	85
5.5.1	Determinação da previsão de recalques iniciais	86
5.5.2	Análise dos resultados de previsão de recalques iniciais	90
5.6	Determinação das dimensões finais dos elementos de fundação mais carregados	90

CONCLUSÃO.....	92
REFERÊNCIAS.....	94
ANEXO A - Ábaco e tabela para obtenção dos fatores necessários para aplicação na equação de Terzaghi.....	96
ANEXO B - Formulações para obtenção dos fatores necessários para aplicação na equação de Hansen.....	97
ANEXO C - Coeficiente de Poisson.....	99
ANEXO D - Determinação de I_s , I_d , I_h	100
ANEXO E - Ábaco para determinação s e d_s	101
ANEXO F - Planta baixa do modelo de edificação térrea.....	102
ANEXO G - Planta baixa do modelo de edificação de 2 pavimentos.....	104
ANEXO H - Planta baixa do modelo de edificação de 4 pavimentos.....	106
ANEXO I – Boletim de Sondagem SPT.....	108

1. INTRODUÇÃO

Para que uma edificação atinja o seu propósito de uso e ocupação de forma eficiente, os projetos que compõem a fase de planejamento da obra devem prever, dentre outros, o dimensionamento a partir de fatores de segurança aplicados sobre as resistências dos materiais empregados e/ou disponíveis. Para tanto, na fase de concepção de ideias referente ao fim a que a futura edificação será destinada, deve-se obter parâmetros que garantam a sustentação da edificação durante o tempo de vida útil do projeto. A obtenção desses parâmetros inicia no terreno onde será edificada a obra/empreendimento, ou seja, é de fundamental importância que sejam conhecidas as cargas admissíveis que o solo poderá suportar sem se romper ou deformar excessivamente. Essa garantia de estabilidade é obtida através do atendimento dos estados limites últimos e de serviço.

A determinação da resistência do solo para fundações no Brasil é usualmente baseada no ensaio SPT (*Standart Penetration Test*), a qual é obtida empiricamente através de formulações apresentadas pela literatura. Em contrapartida, existem os métodos analíticos de determinação da capacidade de carga do solo, que são realizados através dos ensaios de provas de carga e ensaios nos quais são obtidos os parâmetros de resistência do solo de Mohr-Coulumb (intercepto de coesão e ângulo de atrito interno).

O conhecimento das diferentes formas de se obter a capacidade de cargas do solo é necessário, a fim de possibilitar a avaliação da confiabilidade das formulações empíricas e suas limitações.

1.1 Área e limitação do tema

O trabalho foi desenvolvido na área de engenharia de fundações e demandou a exploração de conhecimentos principalmente no campo da geotecnia, envolvendo assuntos pertinentes a fundações, mecânica dos solos e obras de terra, com alguma abordagem relacionada à área de estruturas.

Os estudos tiveram como escopo a análise dos métodos empíricos para determinação da capacidade de suporte do solo para fundações superficiais baseados nos resultados do ensaio SPT, em comparação com métodos analíticos

baseados nos parâmetros de resistência do solo de Mohr-Coulumb (intercepto de coesão e ângulo de atrito interno), sendo esses obtidos por correlação com os resultados do ensaio SPT e experimentalmente em laboratório. Além disso, foram realizados cálculos de previsão de recalques aplicando-se diferentes métodos, sejam analíticos, com parâmetros obtidos por correlação com os resultados do ensaio SPT, ou empíricos, baseados diretamente em tais resultados.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho consiste em analisar os resultados obtidos para a capacidade de carga de fundações superficiais aplicando-se os métodos empíricos que contemplam o emprego direto dos resultados do ensaio SPT frente à aplicação dos métodos analíticos baseados nos parâmetros de resistência do solo de Mohr-Coulumb (intercepto de coesão e ângulo de atrito interno), sendo esses obtidos por correlação com os resultados do ensaio SPT e experimentalmente em laboratório para um solo sedimentar localizado no Município de Santa Cruz do Sul. Além disso, foram comparados também os resultados de previsão de recalques aplicando-se diferentes métodos, sejam analíticos, mas com parâmetros obtidos por correlação com os resultados do ensaio SPT, ou empíricos, baseados diretamente em tais resultados.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

- Fornecer um indicativo para a comunidade acadêmica, técnica e científica sobre a confiabilidade da aplicação dos métodos empíricos baseados no SPT, para solos de mesma natureza geológica geotécnica do estudado no presente trabalho;
- Acompanhar a execução de um ensaio SPT;
- Realizar coleta de amostras indeformadas de solo;
- Realizar ensaios de laboratório, incluindo ensaios de caracterização e de cisalhamento direto, sendo esses últimos voltados à obtenção de parâmetros de resistência;

- Dimensionar as fundações para determinadas faixas de carregamento simulando variação do porte da edificação empregando métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos, realizando um comparativo técnico x financeiro entre eles.

1.3 Justificativa

A adoção do SPT como ensaio padronizado em praticamente todo o mundo se deve principalmente ao baixo custo envolvido, a facilidade de execução e ao elevado número de informações fornecidas.

Dentre as informações que podem ser obtidas diretamente do ensaio, ainda podemos analisar a vasta gama de correlações possíveis e disponíveis na literatura a partir do N_{SPT} . Contudo, muitas dessas correlações foram analisadas e obtidas através da aplicação em determinados tipos de solo, diferentes condições construtivas e distintos tipos de fundações, não podendo ser generalizadas para todos os solos que possam servir de base a fundações, em casos particulares existentes.

A partir dessa premissa, pretende-se avaliar a aplicabilidade das referidas correlações para a determinação da capacidade de carga e previsão de recalques de fundações superficiais para um solo sedimentar do município de Santa Cruz do Sul-RS, servindo esta análise como um comparativo entre os modelos empíricos, semi-empíricos e analíticos de obtenção da tensão admissível e previsão de recalques.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definições

As fundações são elementos estruturais que servem para transmitir o carregamento da supraestrutura para o solo, de forma a garantir a eficiência quanto aos mínimos recalques ocorrentes e a estabilidade da estrutura quanto à ruptura do terreno de fundação (HACHICH ET AL., 1998).

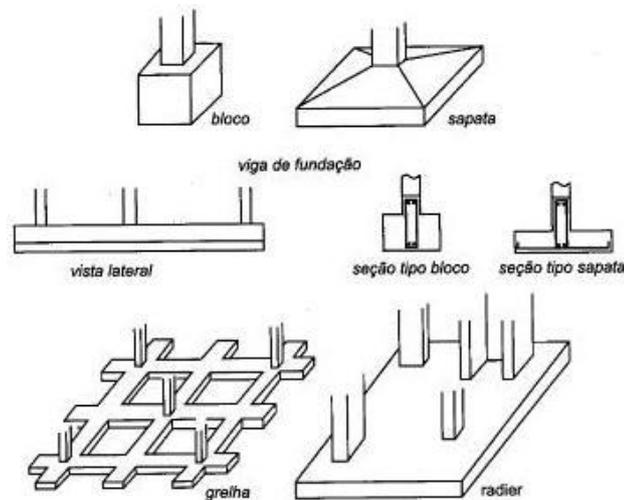
Segundo Velloso e Lopes (2011), as fundações são convencionalmente divididas em dois grupos, ou seja, fundações superficiais (ou diretas ou ainda, rasas) e fundações profundas.

As fundações superficiais, rasas ou diretas, as quais são o objeto do presente estudo, são definidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas na Norma Brasileira ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações, como elementos de fundação em que a carga é conduzida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radiers, as sapatas associadas e as sapatas corridas.

Velloso e Lopes (2011, p. 11) definem os tipos de fundações superficiais, os quais estão representados na figura 1, da seguinte maneira:

Bloco – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
Sapata – elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim (por isso as sapatas têm menor altura que os blocos);
Sapata Corrida – sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (às vezes chamada de baldrame ou de viga de fundação);
Grelha – elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares (tipo não citado na norma NBR 6122:2010);
Sapata Associada – sapata que recebe mais de um pilar;
Radier – elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

Figura 1 – Principais tipos de fundações superficiais



Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Essencialmente, conforme ABNT NBR 6122:2010, nas fundações superficiais a transmissão das cargas se dá pela base da fundação, ou seja, a transmissão das tensões ao solo ocorre pela área de apoio. Desta forma, o dimensionamento dessas estruturas busca determinar a área em planta que as mesmas devem possuir, a fim de que o sistema atenda os critérios de resistência nos estados limites, tanto para recalques admissíveis quanto para o colapso da estrutura.

2.2 Geologia, processos de formação do solo e pedologia

2.2.1 Geologia

Segundo Das (2011), os grãos minerais que formam a fase sólida de um agregado são resultado da intemperização das rochas. Segundo o autor, as rochas podem ser divididas em três grupos, segundo a sua origem: ígneas, sedimentares e metamórficas.

As rochas ígneas são formadas a partir da solidificação do magma expelido por vulcões ou fendas ocorrentes na crosta terrestre. Quando o resfriamento e solidificação do magma ocorre na superfície, tem-se a formação de rochas ígneas extrusivas (DAS, 2011). Já as rochas sedimentares são formadas a partir da sedimentação de depósitos de pedregulhos, areia, silte e argila, compactados pela sobrecarga de pressão e cimentados por agentes como óxido de ferro, calcita, dolomita e quartzo. Por fim, tem-se o processo de formação das rochas

metamórficas, o qual ocorre quando existe a alteração da composição e textura das rochas em razão de calor e da pressão.

2.2.2 Processo de formação do solo

De acordo com Caputo (1988), os solos são resultado do intemperismo das rochas, seja por desintegração mecânica ou decomposição química.

Conforme Das (2011), os produtos do intemperismo podem permanecer no local onde ocorreu sua formação, ou seja, próximo a rocha de origem, bem como poderão ser transportados pelo vento, ar, água e gelo. As partículas que permanecerem próximas à rocha de origem formam os solos chamados residuais e aquelas transportadas pelos agentes do intemperismo para locais mais distantes formam os solos sedimentares. Das (2011, p. 17) classifica os solos sedimentares da seguinte forma:

Glaciais – formados pelo transporte e sedimentação de geleiras;
Aluvias – transportados pela água corrente e depositados ao longo dos rios;
Lacustres – formados pela sedimentação em lagos de água parada;
Marinhos – formados pela sedimentação nos oceanos;
Eólicos – transportados e depositados pela ação dos ventos;
Coluviais – formados pelo transporte do solo de seu lugar original pela gravidade, como em deslizamentos de terra.

Conforme Caputo (1988), a textura dos solos sedimentares varia com a distância de transporte e com o tipo de agente transportador.

2.2.3 Pedologia e perfil de solo

Conforme Caputo (1988), a ciência que estuda as camadas superficiais da crosta terrestre é denominada Pedologia. Essa ciência se preocupa, em especial, em estudar a formação e a classificação dos materiais constituintes da crosta terrestre, levando em consideração a ação dos agentes climatológicos. Ela divide as camadas/horizontes constituintes de um perfil pelas letras A (camada superficial), B (subsolo) e C (camada profunda). Segundo o autor, esses horizontes diferenciam-se pela cor e composição química.

2.3 Investigação do subsolo

Para obtenção de parâmetros geotécnicos de uma região e conhecer as condições do subsolo, as investigações geotécnicas são de fundamental importância para qualquer projeto de fundações, uma vez que se busca uma relação custo x benefício satisfatória. Segundo Schnaid (2000), o custo envolvido na execução de sondagem de reconhecimento no Brasil, varia entre 0,2 a 0,5% do custo total da obra, sendo que as informações geotécnicas obtidas são essenciais para que o projeto possa atrelar eficiência e economia. O baixo custo envolvido justifica o SPT ser o ensaio de investigação geotécnica mais aplicado em todo o mundo, sendo a base do programa preliminar de investigação geotécnica (SCHNAID, 2000).

Conforme Milititski, Consoli e Schnaid (2008), um programa de investigação geotécnica tem seu custo proporcional ao custo global da obra e complexidade do problema, devendo iniciar com estudos de escritório. Dentre os estudos de escritório, os autores citam a busca por dados hidrogeológicos, pedológicos, conhecimentos regionais, dentre outros, buscando correlacionar dados existentes com bibliografias básicas, identificando desta forma as condições do local de implantação da obra.

Os autores ainda acrescentam que o programa complementar depende das condições geotécnicas e estruturais propostas pelo projeto, podendo envolver uma série de ensaios de campo, dentre os quais podemos citar os ensaios de cone, piezocone, pressiômetro, palheta, sísmica superficial, dentre outros, e ensaios de laboratório, como ensaios de adensamento, triaxiais, cisalhamento direto, dentre outros.

As investigações do subsolo são abordadas pela ABNT NBR 6122:2010, a qual apresenta como exigência para elaboração de projeto de fundações, a realização de ensaios de campo a fim de identificar as condições reais do subsolo e nortear o desenvolvimento do projeto de forma adequada. A Norma caracteriza o programa de investigação preliminar para qualquer edificação como sendo baseado, no mínimo, no ensaio de sondagem a percussão (com SPT), visando determinar a estratigrafia e a classificação dos solos ocorrentes, a posição do nível d'água e a medida de resistência à penetração N_{SPT} , de acordo com a ABNT NBR 6484:2001. Esse ensaio é indispensável a qualquer projeto de edificações. Caso os resultados apresentados pelos ensaios realizados no programa preliminar deixarem dúvidas quanto aos

dados fornecidos, deve-se realizar um programa complementar de investigação, podendo o mesmo ser realizado a qualquer tempo, mesmo nos casos onde a execução já iniciou e a problemática encontrada é diferente daquela prevista e apontada pelos resultados preliminares.

2.3.1 Sondagens a percussão

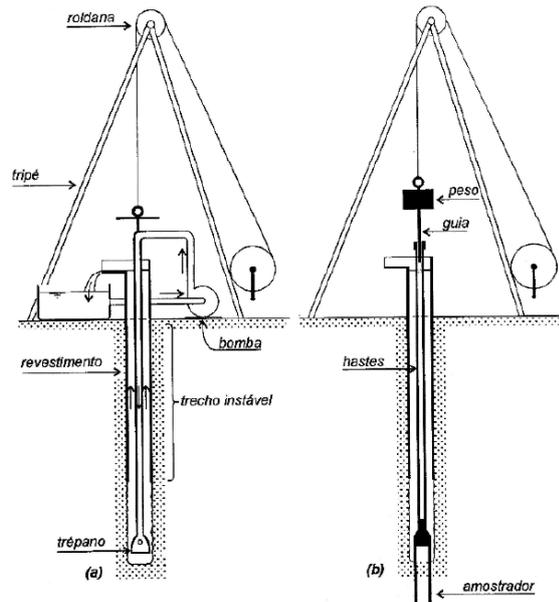
2.3.1.1 Descrição do método do ensaio SPT (*Standart Penetration Test*)

A ABNT NBR 6484:2001 normaliza o ensaio SPT (materiais, equipamentos e métodos), o qual tem como finalidade explorar o subsolo por meio de perfuração (verificação da resistência á cravação do amostrador padrão) e a retirada de amostras deformadas de solo para identificação e classificação.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT consiste em obter-se uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem. As amostras de solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio da utilização de um amostrador padrão, o qual possui, segundo a ABNT NBR 6484:2001, 50,8 mm (+/- 2 mm) de diâmetro externo e 34,9 mm (+/- 2 mm) de diâmetro interno. Conforme Schnaid (2000), o ensaio consiste em cravar o amostrador no fundo de uma escavação, usando um peso de 65 Kg caindo de uma altura de 75 cm. Segundo Pinto (2006), ao longo do ensaio é anotado o número de golpes necessários para cravar cada trecho de 15 cm. De acordo com o autor, define-se desta forma que a resistência a penetração N_{SPT} é o número de golpes necessários para cravar 30 cm do amostrador, após uma cravação inicial de 15 cm, isso a cada metro de perfuração.

A figura 2 representa os dois momentos do ensaio, ou seja, o primeiro onde está se utilizando o trépano de lavagem para abertura dos primeiros 55 cm de perfuração e o segundo onde ocorre a cravação do amostrador nos últimos 45 cm de cada metro de sondagem. Segundo a ABNT NBR 6484:2001, o avanço dos primeiros 55 cm ocorre, em primeira tentativa, com o emprego de trado helicoidal. Caso o avanço seja menor que 50 mm após 10 minutos de operação, passa-se a utilizar o trépano de lavagem.

Figura 2 – Equipamento e execução do ensaio SPT



Fonte: disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgG2sAF/aula-4-solos-fundacoes>>.

Acesso em: 24 mar. 2014.

Conforme a ABNT NBR 6484:2001, a cravação do amostrador deve ser interrompida antes de atingir os 45 cm de penetração nos seguintes casos:

- Quando o número de golpes ultrapassar 30 em qualquer um dos três segmentos de 15 cm;
- Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
- Não ocorrer avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Segundo a ABNT NBR 6484:2001, quando atingida a terceira situação descrita anteriormente (não avanço do amostrador durante cinco golpes sucessivos), deve ser retirada a composição com o amostrador, sendo necessário que a sequência de perfuração seja realizada por circulação de água (trépano de lavagem). A paralização do ensaio por circulação de água, associado aos ensaios penetrométricos deve ocorrer nas seguintes situações:

- Quando se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador em 3 m sucessivos;
- Quando se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador em 4 m sucessivos;
- Quando se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador

em 5 m sucessivos;

Conforme a ABNT NBR 6484:2001, admite-se a paralisação da sondagem em solos de menor resistência à penetração desde que haja uma justificativa geotécnica ou solicitação do cliente, dependendo ainda do tipo de obra, das cargas a serem transmitidas às fundações e da natureza do subsolo.

A ABNT NBR 8036:1983 estabelece o número mínimo de pontos de sondagem bem como a locação dos mesmos, em um terreno onde será realizada a construção de uma estrutura. Segundo a norma, as sondagens devem ser de no mínimo uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1.200 m². Para áreas de projeção entre 1.200 m² e 2.400 m² este número deve ser de uma a cada 400 m² que excedam dos 1.200 m² iniciais. Acima de 2.400 m² o número de sondagens deve ser realizado conforme o plano particular da construção. Em qualquer situação, o número mínimo de sondagens deve ser de dois para áreas de projeção de edificação até 200 m² e três para áreas de projeção entre 200 m² e 400 m².

De acordo com a ABNT NBR 8036:1983, a localização dos furos de sondagem deve:

- Na fase de estudos preliminares: ser distribuídos por toda a área;
- Na fase de projeto: ser localizado de acordo com critérios específicos que levem em conta pormenores estruturais;
- Quando mais que três: não devem ser localizados num mesmo alinhamento.

2.3.1.2 Correções de medidas de N_{SPT}

Os valores de N_{SPT} obtidos em campo são influenciados diretamente pela energia de cravação, que não se igualam a energia de queda teórica transmitida pelo martelo. Segundo Schnaid (2000), a eficiência do sistema é principalmente em função das perdas por atrito e da própria forma de transmissão da energia ao conjunto.

Conforme Schnaid (2000), no Brasil são comuns os sistemas de liberação da queda do martelo de forma manual, o qual aplica uma energia em torno de 72% da energia teórica. Segundo Hachich et al. (1998), internacionalmente definimos o N_{SPT} brasileiro como N_{72} . Já nos sistemas americanos e europeus, os quais comumente utilizam equipamentos mecanizados de queda do martelo, confere-se ao conjunto

uma energia de cravação de 60% da energia teórica. Segundo Velloso e Lopes (2011), a prática internacional adota como base o padrão americano N_{60} , portanto, antes da aplicação das correlações formuladas nos EUA, deve-se majorar o valor medido de N_{SPT} em uma sondagem brasileira em 10 a 20%.

Segundo Schnaid (2000), a correção do valor de N_{SPT} para o padrão americano N_{60} é realizada através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme a equação 1.

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \times \text{Energia Aplicada})}{0,60} \quad (1)$$

Conforme Hachich et al. (1998), a energia aplicada empregada na equação 1 pode ser adotada em 72%, ou seja, conforme anteriormente citado, 72% é a eficiência da energia aplicada pelo sistema do ensaio SPT brasileiro.

2.4 Coleta de amostras

A coleta de amostras de solo para fins de ensaios geotécnicos é normalizada pela ABNT NBR 9604:1986 (p. 1), a qual “[...] fixa as condições exigíveis para os procedimentos básicos na abertura de poço e trincheira bem como critérios de retirada de amostras deformadas e indeformadas de solo”.

2.4.1 Amostras deformadas

Conforme definição dada pela ABNT NBR 9604:1986 (p. 2), amostra representativa deformada de solo é “extraída por raspagem ou escavação, implicando na destruição da estrutura e na alteração das condições de compacidade ou consistência naturais”.

Ainda, segundo a referida norma, as amostras deformadas devem ser coletadas a cada metro escavado, quando em material homogêneo. Se ocorrer mudanças do tipo de material escavado ao longo de 1 m, devem ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais. As amostras devem ser coletadas do material retirado a medida que o poço ou trincheira avance, não sendo permitida a raspagem da parede após sua conclusão. Os recipientes

contendo as amostras devem permanecer em local ventilado e a sombra até a ocasião de seu transporte para o laboratório. A quantidade de amostras e quantidades coletadas deve ser realizada conforme as necessidades, sendo acondicionadas em sacos plásticos resistentes identificados com etiqueta que contenha o nome da obra, nome do local, número do poço ou trincheira, intervalo de profundidade, data da coleta e nome do responsável pela coleta.

2.4.2 Amostras indeformadas

Conforme exposto pela ABNT NBR 9604:1986 (p. 2), amostra indeformada de solo é “extraída com o mínimo de perturbação, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compacidade ou consistência naturais”.

O procedimento para retirada de amostra indeformada consiste em moldar um bloco em formato cúbico de solo com arestas entre 0,15 m a 0,40 m, realizando a retirada conforme citado na referida norma brasileira:

Envolver as faces expostas do bloco com talagarça ou similar e utilizando-se de um pincel, aplicar uma camada de parafina líquida. Repetir a operação por, pelo menos, mais duas vezes. Cuidados especiais devem ser tomados em caso de solo de baixa coesão, quando o bloco deve ser reforçado com envoltórios extras de talagarça ou similar e parafina, antes do seccionamento de sua base (ABNT NBR 9604:1986, p. 6).

Conforme Pinto (2006), a obtenção de amostras indeformadas é realizada de duas formas:

- Na parede de poços ou taludes, cortando-se um bloco prismático de solo com 25x25x25 cm, com muito cuidado para não perturbar a amostra, revestindo-o com parafina para que não perca umidade. Posteriormente o bloco deverá ser armazenado em câmara úmida (forma citada anteriormente);
- Pela cravação de amostrador de paredes finas, através de um sistema que não produza impacto. O amostrador é chamado de amostrador *Shelby*. O amostrador com 10 cm de diâmetro possui melhor desempenho, uma vez que o atrito no centro da amostra é menor do que no amostrador com 7,5 cm de diâmetro.

Segundo Pinto (2006), as amostras indeformadas são utilizadas nos ensaios mecânicos, onde a estrutura natural do solo deve ser preservada.

2.5 Caracterização e classificação dos solos

2.5.1 Caracterização

A fim de identificar os solos a partir das partículas que os constitui, Pinto (2006) cita o emprego de dois tipos de ensaios: a análise granulométrica e os índices de consistência. Para a análise granulométrica é necessário o conhecimento da massa específica real dos grãos, uma vez que a parcela fina do solo é conhecida através do ensaio de sedimentação, o qual requer a determinação deste parâmetro.

2.5.1.1 Granulometria

Conforme Pinto (2006), a primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas. Pode-se notar ao primeiro olhar pouca variação de diâmetros, porém, existe uma imensidão deles na composição de cada tipo de solo. Essas formações dependem essencialmente dos agentes do intemperismo que agiram sobre a partícula, bem como as características herdadas da rocha mãe.

A ABNT NBR 6502:1995, divide os solos nas seguintes frações:

- Argila: partícula com diâmetro inferior a 0,002 mm;
- Silte: partícula com diâmetro entre 0,002 mm e 0,06 mm;
- Areia: partícula com diâmetro entre 0,06 mm e 2,0 mm;
- Pedregulho: partícula com diâmetro entre 2,0 mm e 60 mm;

Segundo Pinto (2006), a análise granulométrica é realizada em duas fases: peneiramento e sedimentação. No peneiramento, o material passante em cada peneira é verificado, obtendo-se o percentual passante, o qual é representado graficamente em escala logarítmica. Desta forma, a abertura nominal da peneira representa o diâmetro equivalente das partículas. A menor peneira convencionalmente utilizada no Brasil é a de nº 200, a qual possui abertura de 0,075 mm. Quando se deseja conhecer a distribuição granulométrica da parcela mais fina do solo, emprega-se o procedimento de sedimentação, o qual leva em consideração, dentre outros fatores, o tempo necessário para que ocorra a sedimentação das partículas dispostas sobre a água.

O ensaio de granulometria é prescrito pela ABNT NBR 7181:1984 e ABNT NBR 6457:1986.

2.5.1.2 Massa específica real dos grãos

A ABNT NBR 6508:1984 normaliza os ensaios necessários para a determinação da massa específica real dos grãos de um solo. O ensaio fundamenta-se no princípio de Arquimedes, segundo o qual um corpo submerso num líquido desloca um volume igual ao volume do próprio corpo. A obtenção da massa específica real dos grãos é necessária para o cálculo do ensaio de sedimentação, para a determinação do índice de vazios e demais índices físicos do solo.

2.5.1.3 Índices de consistência

Segundo Pinto (2006), somente a análise granulométrica não caracteriza suficientemente o comportamento dos solos, uma vez que a parcela fina é de fundamental importância.

Entendendo que os solos argilosos possuem características que o tornam mutável em função do teor de umidade a qual é exposto, generalizou-se o emprego de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg, os quais foram adaptados e padronizados pelo professor de mecânica dos solos Arthur Casagrande (PINTO, 2006).

O Limite de Liquidez (LL) é “[...] definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar” (PINTO, 2006, p. 13). Essa ranhura é realizada dispondo-se parte da amostra no aparelho de Casagrande, sendo este ensaio padronizado pela ABNT NBR 6459:1984.

O Limite de Plasticidade (LP) “[...] é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão [...]” (PINTO, 2006, p. 14). Esse ensaio é padronizado pela ABNT NBR 7180:1984. Estes dois parâmetros são definidores dos teores de umidade correspondentes às mudanças de estado (PINTO, 2006).

Segundo Caputo (1988), a diferença entre estes dois limites é definida como índice de plasticidade (IP) do solo. Quanto maior o valor de IP, mais plástico será o solo. Pinto (2006) apresenta uma relação de valores típicos para solos brasileiros, conforme tabela 1.

Tabela 1 – Índices de consistência de alguns solos brasileiros

Solos	LL %	IP %
Residual de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaise	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006

Das (2011) traz a classificação dos índices de plasticidade proposta por Burmister (1949), conforme tabela 2:

Tabela 2 – Classificação dos índices de plasticidade

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das, 2011

Segundo Pinto (2006), a padronização dos ensaios de limites de consistência é praticamente universal, o que garante uma interpretação mais padronizada quando da análise de solos não ocorrentes no Brasil.

2.5.2 Classificações geotécnicas dos solos

Segundo Caputo (1988), as diferentes classificações constituem um meio prático de identificação dos solos, mesmo possuindo limitações. Segundo o autor, entre os sistemas de classificação tradicionalmente empregados, podemos citar o Sistema Unificado de Classificação (*Unified Classification System – U.S.C.*), idealizado por Arthur Casagrande e a Classificação do H.R.B. (*Highway Research Board*), originária do sistema de classificação do *Public Roads Administration*. Esse

último sistema de classificação é trazido por Das (2011) como Sistema de Classificação da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*).

2.5.2.1 Sistema unificado de classificação de solos

Segundo Das (2011), esse sistema classifica os solos em duas categorias:

- Solos de graduação grossa, normalmente pedregulhos e areias, cujo material passante na peneira nº 200 é menor que 50%. O símbolo adotado para pedregulho ou solo pedregulhoso é G e para areias ou solos arenoso é S;
- Solos de graduação fina, cujo material passante na peneira nº 200 é maior que 50%. O símbolo adotado para silte inorgânico é M, para argila inorgânica é C e para siltes e argilas orgânicas é O. O símbolo Pt é utilizado para turfas, humo e outros solos altamente orgânicos.

Os símbolos utilizados na sequência de classificação, segundo Das (2011), são:

- W – bem graduado;
- P – mal graduado;
- L – baixa plasticidade (LL menor que 50%);
- H – alta plasticidade (LL maior que 50%)

Das (2011) ainda cita que, pela designação D2487 da ASTM, criou-se um sistema que atribui nomes de grupo aos solos, conforme tabelas específicas.

2.5.2.2 Sistema de classificação da AASHTO

Segundo Das (2011), esse sistema classifica os solos em sete grandes grupos: A-1 a A-7. Os solos classificados como pertencentes aos grupos A-1, A-2 e A-3 são materiais granulares onde menos de 35% das partículas passam na peneira de nº 200. Os solos pertencentes aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 possuem mais de 35% de suas partículas passantes na peneira nº 200.

Esse sistema de classificação é baseado no tamanho dos grãos e na plasticidade do solo, sendo que, caso sejam encontradas partículas maiores que 75 mm, estas serão removidas da amostra, sendo a percentagem desse material

registrada (DAS, 2011).

2.6 Resistência ao cisalhamento do solo

Segundo Pinto (2006, p. 248),

a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo.

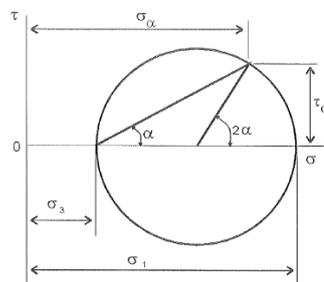
Compreender a natureza da resistência ao cisalhamento do solo é de grande importância para que se possa interpretar os problemas de estabilidade de solo, seja em obras de fundações, muros de arrimo e estabilidade de taludes (DAS, 2011).

Segundo Caputo (1988), a correta determinação da resistência ao cisalhamento dos solos é uma das maiores dificuldades da mecânica dos solos.

2.6.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Segundo Pinto (2006), as tensões atuantes em todos os planos, passando por um ponto, podem ser representadas num sistema gráfico em que as abcissas são as tensões normais e as ordenadas são as tensões cisalhantes, gerando-se um círculo, denominado Círculo de Mohr, conforme figura 3.

Figura 3 – Construção do círculo de Mohr



Fonte: Pinto (2006)

Segundo Das (2011), a linha que tangencia os vários círculos de Mohr de um solo é curva e representa a envoltória de ruptura. Entretanto, para a maioria dos problemas de mecânica dos solos é suficiente aproximar as tensões de cisalhamento do plano de ruptura para a equação linear da tensão normal, ou seja,

adotando-se a equação conhecida como critério de ruptura de Mohr-Coulomb (equação 2).

$$\tau = c + \sigma tg\phi \quad (2)$$

Conforme Caputo (1988), considerando-se apenas as pressões efetivas, ou seja, com a pressão neutra da água (u), obtém-se a expressão da equação 3.

$$\tau = c + (\sigma - u)tg\phi \quad (3)$$

Os citados parâmetros c e ϕ são a coesão e o coeficiente de atrito interno, respectivamente, podendo esse último ser expresso como a tangente do ângulo de atrito interno.

Segundo Caputo (1988, p. 159), a coesão é dividida em coesão aparente e coesão verdadeira, ou real. Define-se coesão aparente como “[...] resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa [...]” e coesão verdadeira ou real como ocorrente “[...] devido às forças eletroquímicas de atração das partículas de argila [...]”. Conforme Pinto (2006), para solos sedimentares, a parcela de resistência à coesão é muito pequena quando comparada a resistência devido ao atrito entre os grãos. Ainda assim, existem solos naturalmente cimentados, que apresentam parcelas de coesão real de valor considerável.

2.6.2 Ensaios

Segundo Pinto (2006), dois tipos de ensaios são costumeiramente empregados na determinação dos parâmetros necessários para o equacionamento da resistência ao cisalhamento dos solos: ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial.

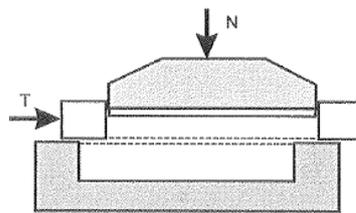
Conforme Caputo (1988, p. 160), para os ensaios citados anteriormente, as amostras de solo utilizadas devem ser indeformadas, ou ainda, no caso de deformadas, “[...] devem reproduzir as condições que se pretende alcançar na obra”.

2.6.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

Segundo Pinto (2006), o procedimento do ensaio baseia-se na aplicação de uma tensão normal num plano, e verifica-se qual a tensão cisalhante necessária para romper a amostra.

Coloca-se o corpo de prova parcialmente em uma caixa de cisalhamento, sendo que a outra metade ficará dentro de um anel, conforme ilustrado pela figura 04.

Figura 4 – Esquema do equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

Conforme Pinto (2006, p. 253), para a realização do ensaio,

aplica-se inicialmente uma força vertical N . Uma força tangencial T é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que neles estão ocorrendo [...].

Segundo Das (2011), dependendo do equipamento utilizado no ensaio tem-se a tensão controlada ou a deformação controlada, ratificando a citação trazida por Pinto (2006).

Nos ensaios de tensão controlada são aplicados incrementos de carga até que o corpo de prova se rompa, sendo a ruptura ocorrente ao longo do plano de divisão da caixa de cisalhamento. Neste equipamento têm-se a medição do deslocamento horizontal a cada incremento de carga horizontal, através do extensômetro horizontal. Da mesma forma são medidas as alterações na altura do corpo de prova (alteração no volume da amostra) através das leituras do extensômetro vertical (DAS, 2011).

Conforme Das (2011), nos ensaios de deformação controlada, são aplicadas

taxas constantes de deslocamento cisalhante. Essas taxas de deslocamento são medidas por um extensômetro horizontal. O equipamento é provido de um anel dinamométrico horizontal ou célula de carga, capaz de medir a resistência ao cisalhamento do solo correspondente ao deslocamento cisalhante imputado. Da mesma forma como no equipamento de tensão controlada, as variações de volume também são controladas por um extensômetro vertical.

Segundo Caputo (1988), para se obter a envoltória de resistências necessária para a determinação dos parâmetros c e ϕ , é necessária a aplicação do ensaio com diversas tensões normais e marcar os pares de valores de σ e τ em um sistema cartesiano (círculo de Mohr).

Conforme Pinto (2006), trata-se de um ensaio prático, porém que possui algumas limitações. Dentre as limitações, pode-se citar:

- O cisalhamento é imposto no plano horizontal, sendo que rupturas internas em outras direções podem ocorrer anteriormente à ruptura no plano de cisalhamento principal;

- O ensaio não permite a obtenção de parâmetros de deformabilidade do solo;
- É difícil o controle das condições de drenagem, pois não há como impedi-la;

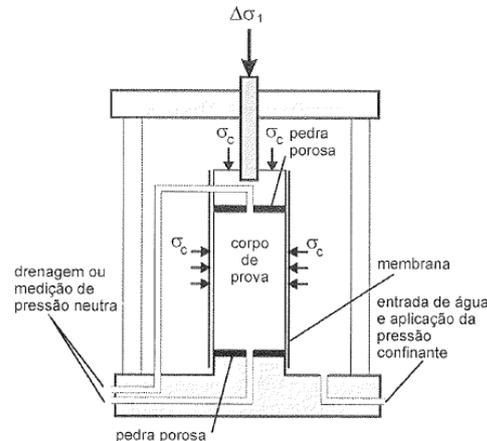
Por exemplo, ensaios em areias são feitos de forma que as pressões neutras se dissipem, e os resultados são considerados em termos de tensões efetivas, enquanto que ensaios em argilas podem ser drenados, que são lentos, ou não drenados, onde os carregamentos devem ser rápidos, a fim de impossibilitar a saída da água, o que acabada sendo inevitável.

O ensaio de cisalhamento direto, pelas restrições citadas, é considerado menos interessante que o ensaio de compressão triaxial. Contudo, por ser de simples aplicação, se torna muito útil quando se pretende medir simplesmente a resistência (PINTO, 2006).

2.6.2.2 Ensaio de compressão triaxial

Segundo Das (2011), o ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis na determinação da resistência ao cisalhamento. O tamanho das amostras é de aproximadamente 36 mm de diâmetro e 76 mm de comprimento, as quais são envolvidas por uma delgada membrana de borracha e dispostas em uma câmara cilíndrica preenchida com água ou glicerina (figura 5).

Figura 5 – Câmara do ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

Conforme Pinto (2006), o ensaio inicia com a aplicação de uma pressão denominada pressão confinante ou pressão de confinamento, a qual atua em todas as direções. Na segunda etapa, denominada fase de cisalhamento, aumenta-se o valor da tensão axial, através da aplicação da tensão-desvio ou desviatória. Para criação da envoltória de resistência para determinação de c e ϕ , conforme citado anteriormente, segundo Caputo (1988), é necessária a aplicação do ensaio com diversas tensões normais (mínimo duas, ideal acima de três corpos de prova) e marcar os pares de valores de σ e τ em um sistema cartesiano, de forma a plotar os círculos de Mohr correspondentes e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

Segundo Ortigão (2007), os ensaios de cisalhamento são classificados em drenados e não drenados. As condições de drenagem podem variar nas duas fases dos ensaios: consolidado drenado CD, consolidado não-drenado CU e não-consolidado não-drenado UU.

2.6.3 Correlações de c e ϕ com N_{SPT} e índices de consistência

Segundo Schnaid (2000), o valor de N_{SPT} pode ser empregado na prática de engenharia para se obter parâmetros de análise de problemas geotécnicos. O autor aponta ainda a importância de se relacionar estas correlações que trazem dados empíricos, com aquelas que são obtidas através de outros ensaios de campo ou laboratório, ou seja, ensaios que apresentam valores analíticos, bem como verificar sua adequação na faixa de variação estimada para as condições do subsolo.

Devido ao N_{SPT} fornecer uma medida de resistência, é comum o estabelecimento de correlações entre N_{SPT} e a densidade relativa D_r ou ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' (SCHNAID, 2000).

Conforme Das (2011), a densidade relativa indica o estado de compactação de um solo granular, podendo variar de 0% para solo muito fofo até 100% para solos muito compactos.

Schnaid (2000) apresenta as proposições de Gibbs & Holtz (equação 4) e Skempton (equação 5), as quais são empregadas na estimativa do D_r , e as proposições de Mello (equação 6) e Bolton (equação 7), as quais convertem as estimativas de D_r em ϕ' , para solos granulares.

$$D_r = \left(\frac{N}{0,23\sigma'_v + 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$D_r = \left(\frac{N}{0,28\sigma'_v + 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (6)$$

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln p') - 1]\} \quad (7)$$

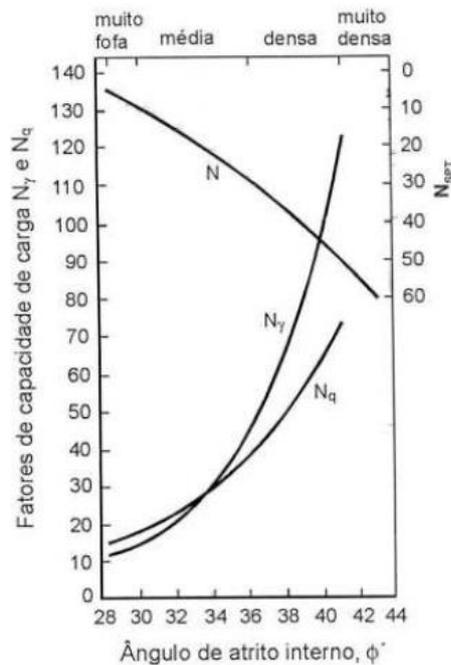
Conforme Schnaid (2000), essas equações utilizam σ'_v (tensão vertical efetiva) e p' (tensão efetiva média) em kN/m², D_r em decimais e N igual a N_{60} , ou seja, é necessário corrigir a medida de resistência em função da energia de cravação. A tensão efetiva média p' é obtida pela média da tensão vertical efetiva σ'_{v0} com a tensão horizontal efetiva σ'_h . Conforme Ortigão (2007), a tensão horizontal efetiva σ'_h é proveniente da multiplicação da tensão vertical efetiva σ'_v pelo coeficiente de empuxo no repouso K_0 . Segundo Das (2011), K_0 para solos normalmente adensados pode ser estimado pela correlação empírica proposta por Jaky (1944) segundo a equação 8.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (8)$$

Outras formas de estimar o valor de ϕ' , trazidas por Schnaid (2000), são a

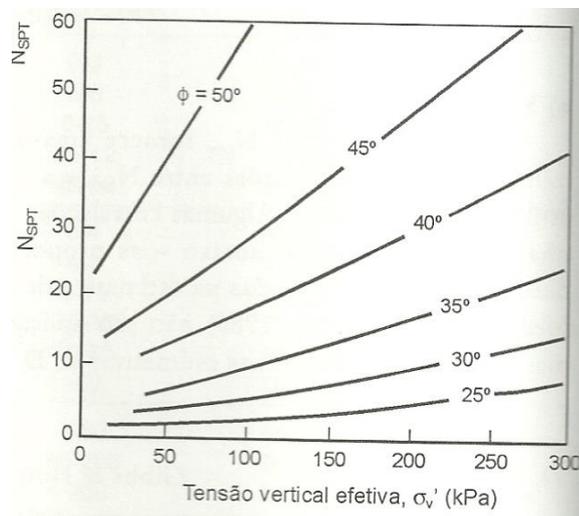
proposta por Peck, Hanson & Thornburn (1974) e a de Mitchell e outros (1978). Em ambas as proposições toma-se como base ábacos (figuras 6 e 7) e o valor de N deve ser corrigido considerando os efeitos da energia, anteriormente à definição do ângulo de atrito interno.

Figura 6 – Ábaco para estimar o ângulo de atrito interno de solos granulares – Peck, Hanson & Thornburn (1974)



Fonte: Schnaid (2000)

Figura 7 – Ábaco para estimar o ângulo de atrito interno de solos granulares – Mitchell e outros (1978)



Fonte: Schnaid (2000)

Segundo Schnaid (2000), a estimativa de ângulo de atrito interno apresentada por Peck, Hanson & Thornburn (1974) é considerada conservadora para projetos rotineiros.

Hachich et al. (1998) apresenta uma reinterpretação dos estudos de Mello e Gibbs & Holtz, realizada por Décourt (1989), onde são levados em consideração as diferenças entre as areias frescas utilizadas nos ensaios de laboratório e as areias encontradas na natureza. O pesquisador tentou levar em conta também os efeitos do sobreadensamento das areias bem como a eficiência dos equipamentos de SPT. Desta forma, para obtenção do ângulo de atrito ϕ' , deve-se calcular inicialmente $(N_1)_{60}$, isto é, o número N_{SPT} em uma areia natural convertido para uma tensão vertical de confinamento de 100 kPa $((\sigma'_{oct})_1)$ para eficiência de 60%, segundo a equação 9.

$$(N_1)_{60} = \left[\frac{\sigma_v'}{(\sigma'_{oct})_1} \right]^{0,5} N_{60} \quad (9)$$

Para a equação 9, o valor de σ_v' é igual a tensão vertical efetiva do solo no ponto onde foi realizada a medida de N_{SPT} . A tensão vertical efetiva é obtida através da multiplicação do peso específico natural do solo γ_n pela profundidade do ponto onde foi realizada a medida de N_{SPT} (HACHICH ET AL., 1998).

Conforme Hachich et al. (1998), a partir da determinação do valor de $(N_1)_{60}$, parte-se para a definição do ângulo de atrito interno conforme tabela 3, a qual é oriunda da dedução de ábaco específico apresentado por Décourt.

Tabela 3 – Ângulo de atrito ϕ x $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$	$\phi' (^{\circ})$	$(N_1)_{60}$	$\phi' (^{\circ})$
6,41	30	19,40	37
7,63	31	22,48	38
9,02	32	26,04	39
10,59	33	30,17	40
12,37	34	34,99	41
14,41	35	40,64	42
16,73	36	47,28	43

Fonte: Hachich et al., 1998

Para argilas normalmente adensadas, Ortigão (2007) apresenta correlações para obtenção do ângulo de atrito ϕ' a partir dos limites de Atterberg, que não são

provenientes dos ensaios de SPT, mas são igualmente importantes de serem analisadas, conforme equações 10 (Kennedy, 1959) e 11 (Mayne, 1980).

$$\sin \phi' = 0,82 - 0,24 \log IP \quad (10)$$

$$\sin \phi' = 0,656 - 0,409 \frac{IP}{LL} \quad (11)$$

Alonso (2010) apresenta correlações entre o valor de N_{SPT} , a partir dos estados de consistência e a coesão dos solos coesivos, e entre N_{SPT} , D_r e ϕ' dos solos granulares, conforme tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Correlação entre N_{SPT} e coesão para solos coesivos

Argilas	N_{SPT}	Coesão c (kPa)
Muito Mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso, 2010

Tabela 5 – Correlação entre N_{SPT} , D_r e ϕ' para solos granulares

Areias	D_r	N_{SPT}	ϕ (°)
Fofa	< 0,2	< 4	< 30
Pouco compacta	0,2 a 0,4	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	0,4 a 0,6	10 a 30	35 a 40
Compacta	0,6 a 0,8	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 0,8	> 50	> 45

Fonte: Alonso, 2010

Segundo Alonso (2010), as correlações das tabelas acima podem ser utilizadas como primeira aproximação, sendo que ensaios de laboratório são indicados para obtenção dos parâmetros de c' e ϕ' .

2.6.4 Correlações de N_{SPT} com E

Schnaid (2000) traz um trabalho proposto por Stroud (1989), onde se apresenta uma relação entre $E/N_{SPT,60}$ e a taxa de carregamento $q/q_{últ}$. Para o autor a relação

$E/N_{SPT,60}$ fica entre 1 a 2 MN/m² para areias normalmente adensadas e entre 1,5 a 6 MN/m² para areias pré-carregadas. Utilizando-se fator de segurança 3, os valores da relação $E/N_{SPT,60}$ ficam em torno de 1 MN/m² e 1,5 MN/m², para os dois casos respectivamente. Schnaid (2000) apresenta os dados propostos por Clayton (1986), o qual utilizou os dados de Burland e Burbidge (1985), definindo a faixa de variação de $E/N_{SPT,60}$, conforme tabela 6.

Tabela 6 – Valores de $E/N_{SPT,60}$ para solos granulares

N	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 – 2,4	0,4 – 0,6	3,5 – 5,3
10	2,2 – 3,4	0,7 – 1,1	4,6 – 7,0
30	3,7 – 5,6	1,5 – 2,2	6,6 – 10,0
60	4,6 – 7,0	2,3 – 3,5	8,9 – 13,5

Fonte: Schnaid, 2000

No caso de argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, Schnaid (2000) cita que a deformabilidade é dependente do valor das tensões aplicadas. Desta forma, como o SPT não permite fornecer valores de sobre adensamento, não é aconselhável a utilização dos resultados deste ensaio para a determinação do módulo de elasticidade. Para argilas pré-adensadas, os ensaios de SPT podem ser utilizados para se obter valores do módulo de elasticidade não drenado (E_u) para anteprojeto. Conforme Schnaid (2000), Stroud e Butler (1975) apresentaram a relação de $E/N_{SPT,60}$ para argilas pré-adensadas por ser estimado em 1,0 MN/m². Para relações de carregamento $q/q_{\text{últ}}$ abaixo de 0,1, a rigidez cresce, resultando em valores na faixa entre 6,3 a 10,4 MN/m².

Cintra, Aoki e Albiero (2003) apresentam correlação direta entre N_{SPT} e E trazida por Teixeira e Godoy (1996), conforme equação 12.

$$E = j \cdot w \cdot N_{SPT} \quad (12)$$

Os fatores j e w dependem diretamente do tipo de solo, sendo obtidos a partir dos dados apresentados pela tabela 7, elaborada por Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 7 – Valores de j e w para diferentes tipos de solo

Solo	j	w (MN/m ²)
Areia pedregulhosa	3,0	1,10
Areia		0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso	5,0	0,45
Silte		0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7,0	0,30
Argila siltosa		0,20

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero, 2003

Hachich et al. (1998), apresentam o método de determinação do módulo de elasticidade a partir das deduções de Décourt et al. (1989), conforme tabela 8.

Tabela 8 – Valor de E em função de N_{SPT}

Tipo de Solo	E (MN/m ²)
Areias	3,5 N ₇₂
Solos intermediários	3,0 N ₇₂
Argilas saturadas	2,5 N ₇₂

Fonte: Hachich et al., 2003

Segundo Hachich et al. (1998), as equações apresentadas tem validade para sapatas quadradas rígidas com recalque da ordem de 1% do seu lado.

Hachich et al. (1998) expõem a interpretação dos dados de Terzaghi & Peck (1948) realizada por Mello (1971), sugerindo a relação entre módulo de elasticidade e N_{SPT} através da equação 13, em MPa.

$$E = 3(N - 3) \quad (13)$$

Hachich et al. (1998) apontam que esta relação se aproxima aos valores obtidos através da proposição de Teixeira e Godoy (1996).

2.7 Requisitos de projeto de fundações

Conforme Velloso e Lopes (2011), os requisitos básicos que um projeto de fundações deverá atender são:

- Deformações aceitáveis sob as condições de uso;
- Segurança adequada à ruptura do solo de fundação ou estabilidade externa;
- Segurança apropriada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna.

O atendimento ao primeiro quesito refere-se à verificação de estados limites de utilização ou serviço (ELS) de que trata a ABNT NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. O atendimento aos outros dois quesitos corresponde à verificação de estados limites últimos (ELU) (VELLOSO E LOPES, 2011).

2.7.1 Fatores de segurança (FS) para fundações superficiais

A ABNT NBR 6122:2010 apresenta os coeficientes de segurança globais e parciais mínimos que devem ser empregados no dimensionamento de fundações superficiais, conforme tabela 9.

Tabela 9 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão para fundações superficiais

Métodos para determinação da resistência última	Fator de segurança global	Coef. de minoração de resist. última
Método analítico	3,0	2,15
Método semiempírico	3,0	2,15
Método analítico ou semiempírico com duas ou mais provas de carga	2,0	1,4

Fonte: ABNT NBR 6122:2010 – adaptada

O dimensionamento geotécnico dos elementos de fundações para que atendam os ELU, deve ser realizado através dos valores de projeto ou pelo critério dos valores característicos, onde são empregados, respectivamente, o coeficiente de minoração de resistência última e o fator de segurança global, quanto a determinação da tensão admissível do solo.

Segundo Velloso e Lopes (2011), nos problemas de fundações existem muitas incertezas, seja nos métodos de cálculo, seja nos valores dos parâmetros do solo que são introduzidos nesses cálculos, seja nas cargas a suportar. Portanto, os

fatores de segurança devem levar em conta todas essas incertezas.

2.8 Determinação da capacidade de carga do solo para fundações superficiais

Os métodos de determinação da capacidade de carga do solo podem ser divididos em métodos diretos ou empíricos, semi-empíricos, analíticos e realizados a partir de provas de carga. No presente trabalho serão abordados os três primeiros.

2.8.1 Métodos diretos ou empíricos

Conforme Hachich et al. (1998), o método direto mais empregado na prática é o que correlaciona a tensão admissível do solo com a resistência a penetração das sondagens, conforme equação 14, válida para qualquer tipo de solo natural no intervalo $5 \leq N \leq 20$.

$$\sigma_{adm} = 0,02 N \text{ (MPa)} \quad (14)$$

Cintra, Aoki e Albiero (2003) apresentam as correlações para solos arenosos conforme equação 15 desenvolvida por Teixeira (1996), e a equação 16 desenvolvida por Mello (1975), válida para qualquer tipo de solo com N_{SPT} entre 04 e 16.

$$\sigma_{adm} = 50 + (10 + 4B) \cdot N_{SPT} \quad (15)$$

$$\sigma_{adm} = 100(\sqrt{N_{SPT}} - 1) \quad (16)$$

Schnaid (2000) apresenta correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível dos solos, conforme tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos granulares

Descrição (compacidade)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		L=0,75 m	L=1,50 m	L=3,0 m
Muito compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30 – 50	300 – 600	250 – 500	200 – 450
Med. Compacto	10 – 30	100 – 300	50 – 250	50 – 200
Pouco compacto	5 – 10	50 – 100	< 50	< 50
Fofo	< 5	A estudar		

Fonte: Schnaid, 2000

Tabela 11 – Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos coesivos

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		L=0,75 m	L=1,50 m	L=3,0 m
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 – 500	200 – 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 – 250	100 – 200	75 – 150
Média	4 – 8	75 – 125	50 – 100	25 – 75
Mole	2 – 4	25 – 75	< 50	-
Muito Mole	< 2	A estudar		

Fonte: Schnaid, 2000

Conforme Schnaid (2000), o valor de L é a menor dimensão da fundação.

Hachich et al. (1998) apresenta ainda valor de tensões admissíveis limites para serem adotados em anteprojetos, segundo experiência da Seção de Solos do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) de São Paulo, conforme tabela 12.

Tabela 12 – Valores de tensão admissível a partir do tipo de solo

Tipo de solo	Tensão admissível (Mpa)
Rocha, conforme sua natureza geológica, sua textura e seu estado	20 – 100
Alteração de rocha de qualquer espécie (mantendo ainda a estrutura da rocha-mãe necessitando marteleto pneumático ou pequenas cargas de dinamite para desmonte)	4 – 20
Alteração de rocha eruptiva ou metamórfica (necessitando, quando muito, picareta para escavação)	< 4
Pedregulho ou areia grossa compacta (necessitando picareta para escavação), argila dura (que não pode ser moldada nos dedos)	4 – 6
Argila de consistência rija (difícilmente moldada nos dedos)	2 – 4
Areia grossa de compactidade média, areia fina compacta	2 – 3
Areias fofas, argila mole (escavação a pá)	< 1

Fonte: Hachich et al. (1998)

Segundo uma análise comparativa realizada entre a ABNT NBR 6122 nas versões de 1996 e 2010 (atualmente em vigor), pode-se notar que tabela semelhante a apresentada anteriormente foi removida, ou seja, a norma brasileira não adota mais valores referenciais para tensão admissível.

2.8.2 Métodos semi-empíricos

A partir da determinação dos parâmetros de resistência (c' e ϕ') obtidos através de correlações empíricas existentes na literatura, as quais empregam os resultados do ensaio SPT bem como os índices de consistência do solo, aplicam-se tais resultados nas formulações teóricas, determinando-se a tensão admissível do solo (HACHICH ET AL., 1998).

2.8.3 Métodos analíticos

Conforme citado anteriormente, os métodos analíticos, também conhecidos como métodos teóricos, levam em consideração as características do solo, como

compressibilidade e parâmetros de resistência (c' e ϕ'), dentre outras considerações (RUVÉR, 2005).

Segundo Ruver (2005), tradicionalmente, a determinação da capacidade de carga na mecânica dos solos segue as formulações de Terzaghi e Peck (1948, 1967), Hansen (1961, 1970) e Vesic (1975).

Conforme Alonso (2010), se o solo apresentar ruptura global, segundo Terzaghi, a tensão de ruptura σ_R poderá ser obtida pela equação 17.

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \quad (17)$$

Segundo Alonso (2010), nesta equação c é a coesão do solo; γ é o peso específico do solo onde a fundação é apoiada; B é a menor largura da sapata; q é a tensão efetiva do solo na cota onde a fundação se apoia; N_c , N_γ e N_q são os fatores de carga em função do ângulo de atrito interno ϕ' , e S_c , S_γ e S_q são os fatores de forma (obtidos através do ábaco e tabela do ANEXO A).

Segundo Velloso e Lopes (2011), Hansen (1961) fez importante contribuição quanto a determinação da capacidade de carga das fundações submetidas a um carregamento qualquer. Foi Hansen que introduziu os fatores de forma, de profundidade e de inclinação da carga. Em trabalho posterior (Hansen, 1970), introduziu os fatores de inclinação do terreno e de inclinação da base da fundação. A equação 18 apresenta a fórmula geral.

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (18)$$

Conforme Velloso e Lopes (2011), os dados da equação 18 são:

- s_c, s_q, s_γ : fatores de forma;
- d_c, d_q, d_γ : fatores de profundidade;
- i_c, i_q, i_γ : fatores de inclinação da carga;
- b_c, b_q, b_γ : fatores de inclinação da base da fundação;
- g_c, g_q, g_γ : fatores de inclinação do terreno;

As formulações para obtenção dos fatores de forma, de profundidade, inclinação da carga, inclinação da base da fundação e inclinação do terreno são

apresentados no ANEXO B.

Segundo Velloso e Lopes (2011), para determinar os fatores de capacidade de carga, Hansen apresentou as equações 19, 20 e 21.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (19)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (20)$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (21)$$

Segundo Velloso e Lopes (2011), Vesic (1965, 1969, 1973, 1975) realizou contribuições para a determinação da capacidade de cargas para fundações superficiais e profundas. Vesic manteve as equações de Hansen quanto a determinação de N_c e N_q , realizando sua proposição quanto ao cálculo do valor de N_γ , conforme equação 22.

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (22)$$

Conforme Velloso e Lopes (2011), a contribuição de Vesic quanto à determinação do N_γ é atualmente empregada em substituição a proposição da determinação deste parâmetro por Hansen, visto que aproxima-se mais aos reais valores de capacidade de carga.

2.9 Recalques

A previsão dos recalques é uma das tarefas mais difíceis da Geotecnia, pois por mais sofisticados que possam ser os modelos de previsão, estes somente poderão ser encarados como estimativa (VELLOSO E LOPES, 2011).

Conforme Ruvier (2005), Poulos e Davis (1968) afirmam que um solo real não tem um comportamento de um material elástico, porém existe similaridade quanto a pequenas deformações.

Segundo Hachich et al. (1998), o recalque total de uma fundação será o somatório dos recalques iniciais, por adensamento e seculares, conforme equação

23.

$$\rho = \rho_e + \rho_a + \rho_s \quad (23)$$

A seguir são apresentadas as formas de determinação da previsão de recalques iniciais, por adensamento e seculares, os quais compõem o recalque total de uma fundação.

2.9.1 Recalques iniciais

Segundo Velloso e Lopes (2011), as soluções da teoria de elasticidade permitem a determinação de recalques para um número de casos. Para sapatas sob carga centrada, o recalque inicial pode ser previsto analiticamente pela equação 24.

$$\rho_e = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (24)$$

Conforme Velloso e Lopes (2011), os dados da equação 24 são:

- ρ_e : recalque inicial ou instantâneo;
- q : pressão média aplicada;
- B : menor dimensão da sapata;
- ν : coeficiente de Poisson (ANEXO C);
- E : módulo de elasticidade/Young;
- I_s, I_d, I_h : fatores de forma da sapata e de sua rigidez, profundidade/embutimento e espessura da camada compressível, respectivamente (ANEXO D);

Outras formas de se prever os recalques iniciais é através de métodos semiempíricos. Conforme Velloso e Lopes (2011), o trabalho pioneiro de Terzaghi & Peck (1948, 1967) utilizando o ensaio SPT, apresentou a equação 25 como indicação da tensão que provoca o recalque de 1 polegada.

$$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N-3}{10} \right) \left(\frac{B+1'}{2B} \right)^2 \quad (25)$$

Conforme Velloso e Lopes (2011), os dados da equação 25 são:

- q_{adm} : tensão, em kgf/cm², que produz $\rho_e = 1'$;
- B : menor dimensão em pés ($B \geq 4'$);
- N : número de golpes no ensaio SPT;

Segundo Velloso e Lopes (2011), essa proposta é muito conservadora.

Schnaid (2000) apresenta o método de previsão de recalques de Schultze e Sherif (1973), conforme equação 26.

$$\rho_e = \frac{sp}{N^{0,87} \left[1 + \left(0,4 + \frac{D}{B} \right) \right]} \quad (26)$$

Conforme Schnaid (2000), os dados da equação 26 são:

- s : coeficiente de recalque (cm³/kgf) (ANEXO E);
- N : valor médio de SPT;
- D : profundidade da fundação (m);
- L : comprimento da fundação (m);
- ρ_e : recalque (mm);
- p : pressão de contato (kgf/cm²);
- B : largura da fundação (m);
- d_s : espessura da camada (m) (ANEXO E);

Conforme Hachich et al. (1998), Décourt (1992) propôs a determinação de recalques de placa em função do N_{SPT} através equação 27.

$$\rho_e = 27 \frac{qB^{0,7}}{N} \quad (27)$$

Segundo Hachich et al. (1998), as unidades são ρ_e em centímetros, q em Mpa e B em metros.

Existe dezenas de formulações para determinação de recalques. Velloso e Lopes (2011) apresentam uma avaliação realizada por Andrade (1982), o qual avaliou os métodos semiempíricos para determinação de recalques. Dentre os baseados no ensaio SPT, foram avaliados como razoáveis as proposições de Tomlinson (1969), Sutherland (1974), Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973), Peck, Hanson e Thornburn (1974) e Oweis (1979). Outras formulações surgiram após este

estudo, sendo que Décourt (1992) foi uma das formulações póstumas.

A partir das definições de vários autores, inclusive dos anteriormente mencionados, Ruver (2005) estudou e apresentou uma nova formulação para estimativa de recalques, conforme equação 28.

$$\rho_e = \frac{0,308.q.B}{N_{SPT60}^{0,93}} \quad (28)$$

A formulação de Ruver (2005) para estimativa de recalques é válida para sapatas assentes em solos residuais, sendo que em estudo comparativo com areias sedimentares, o comportamento em termos de recalques é bastante similar (RUVÉR, 2005).

2.9.2 Recalques por adensamento e secular

Segundo Hachich et al. (1998), para determinação dos recalques por adensamento e secular são utilizadas a teoria do adensamento.

2.9.3 Recalques admissíveis

Conforme Velloso e Lopes (2011), os recalques limites estão relacionados com as deformações limites. Segundo os autores, a quantificação das deformações admissíveis é realizada, de uma maneira geral, em termos das distorções angulares (β) ou de relações de deflexão (Δ/L), dependendo do tipo de estrutura. A tabela 13 apresenta valores de β e Δ/L conforme estudos de Skempton e MacDonald (1956) e Grant (1974).

Tabela 13 – Recalques máximos e distorções angulares

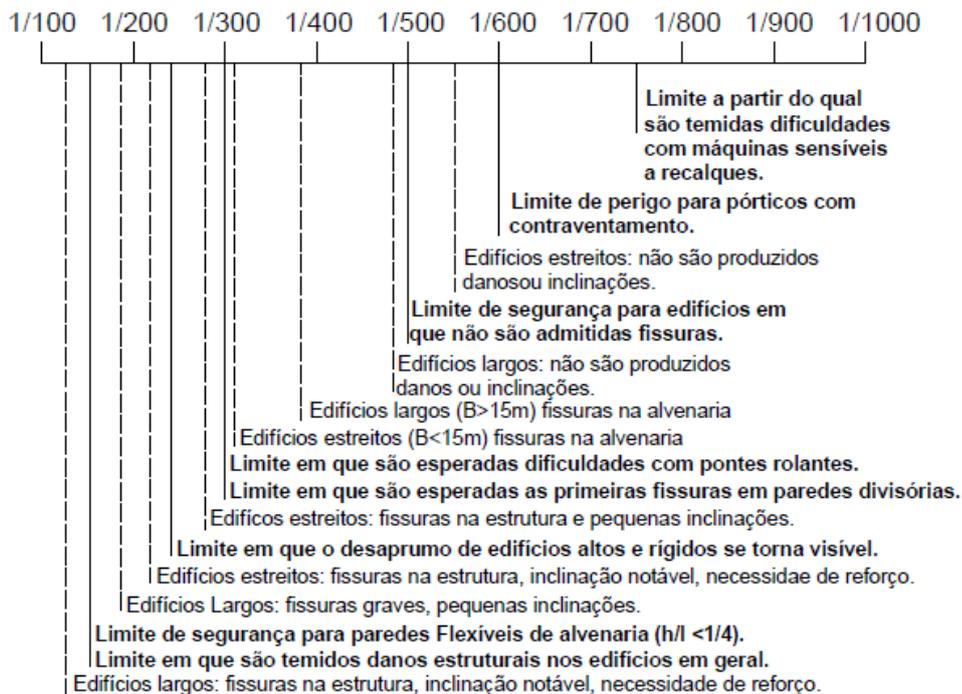
Solo		Fundações isoladas		Radiers		
		(polegada)	(cm)	(polegada)	(cm)	
Argilas	1/R	S	1000	2540	1250	3175
		G	1200	3050	1 a 1,1B	1 a 1,1B
	$\rho_{máx}$	S	3	7,6	4	10,2
Areias	1/R	S	600	1524	750	1905
		G	600	1524	Valores são duvidosos	
	$\rho_{máx}$	S	2	5,1	2,5	6,4

S=Skempton e MacDonald (1956); G=Grant et al. (1974)
 B=largura da fundação; R é uma relação empírica entre $\delta\rho/l$ e $\rho_{máx}$

Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Velloso e Lopes (2011) apresentam, conforme figura 8, valores de distorção angular β e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Figura 8 – Distorções angulares e danos associados



————— **Bjerrum** - - - - - **Vargas e Silva**

Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Hachich et al. (1998) apresentam a sugestão de Burland et al. (1977) quanto aos valores de recalques diferenciais e totais limites, aplicáveis aos casos de estruturas usuais de aço e concreto, separando os casos de fundações apoiadas em

areias e em argilas.

Areias: δ máx = 25 mm

ρ máx = 40 mm para sapatas isoladas

ρ max = 65 mm para radiers

Argilas: δ máx = 40 mm

ρ máx = 65 mm para sapatas isoladas

ρ max = 65 a 100 mm para radiers

Segundo Hachich et al. (1998), os limites anteriormente apresentados não se aplicam aos prédios de alvenaria estrutural, visto que para estes os critérios são mais rigorosos, dependentes da relação L/H.

3 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.1 Descrição Física

O local de estudo está situado no município de Santa Cruz do Sul, no Vale do Rio Pardo, região central do estado do Rio Grande do Sul. O terreno objeto de avaliação está localizado na comunidade de Ponte de Rio Pardinho, a qual dista aproximadamente 10 km da sede do município. Possui localização geográfica na Latitude $-29^{\circ}39'09''$ Longitude $-52^{\circ}27'51''$ e altitude de 42 metros (GOOGLE EARTH, 2014).

Nas figuras 9 e 10 são apresentadas projeções do local de estudo sobre imagem de satélite e sobre a carta do exército brasileiro, respectivamente.

Figura 9 – Projeção do local de estudo sobre imagem de satélite



Fonte: Google Earth, 2014

Figura 10 – Projeção do local de estudo sobre cartografia do exército brasileiro



Fonte: Banco de Dados Geográficos do Exército, disponível em <http://www.geoportal.eb.mil.br/mediador/index.php?modulo=pesquisarproduto&acao=formularioPesquisaTextual> com adaptações – Acesso em: 13 set. 2014.

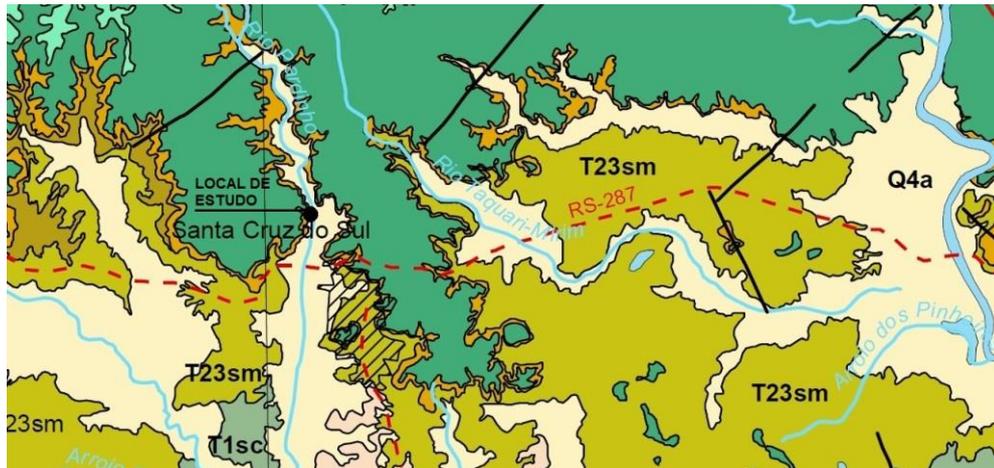
Segundo o Mapa de Clima do Brasil, disponibilizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2002), o clima de estado do Rio Grande do Sul é classificado como Temperado, Mesotérmico Brando, super úmido, com temperatura anual média entre 10°C e 15°C.

A média pluviométrica anual do local de estudo é de 1.700 a 1.800 mm/ano, conforme o Mapa de Isoietas Anuais Médias do CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2006), estando inserido no bioma Mata Atlântica, segundo Mapa de Biomas do IBGE (2004).

3.2 Enquadramento geológico do local estudado

Através de consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2008), verificou-se que o local de estudo está inserido numa região de Depósitos Relacionados a Barreiras-holocênicas, pertencente ao éon Fanerozóico, era Cenozóica, período Neógeno, época Holocena, período também conhecido como quaternário, identificado pela sigla Q4a – Depósitos Aluviais (figura 11), o qual é composto por areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-arenoso, em calhas de rio e planícies de inundação.

Figura 11 – Projeção do local de estudo sobre o mapa geológico



Fonte: Serviço Geológico do Brasil – CPRM, disponível em http://www.cprm.gov.br/publique/media/mapa_rio_grande_sul.pdf com adaptações – Acesso em: 13 set. 2014.

3.3 Classificação pedológica

Conforme mapa de solos apresentado por Streck et al. (2008), o local de estudo localiza-se na classe denominada Chernossolo Háplico Órtico. Ainda, segundo Streck et al. (2008), as planícies de inundação dos rios Pardo, Pardinho, Taquari, dentre outros, enquanto encaixadas entre os patamares da Serra Geral (Encosta Inferior do NE), são ocupadas por Chernossolos Háplicos Órticos típicos (unidade Vila), dentre outros.

Analisando-se as características do horizontal A de Chernossolos, apresentada por Streck et al. (2008), os Chernossolos Háplicos Órticos típicos possuem como material de origem o Basalto, sendo que as amostras estudadas pelos autores apresentaram as seguintes frações granulométricas: 4% de areia, 60% de silte e 36% de argila. Ao compararmos aos valores obtidos nos ensaios de caracterização do solo estudado bem como a origem do mesmo (sedimentação lacustre), o enquadramento mais apropriado ocorre aos Chernossolos Argilúvicos Carbonáticos, os quais, nas amostras avaliadas pelos autores, apresentaram as seguintes frações granulométricas: 56% de areia, 28% de silte e 16% de argila.

3.4 Descrição do perfil geológico geotécnico

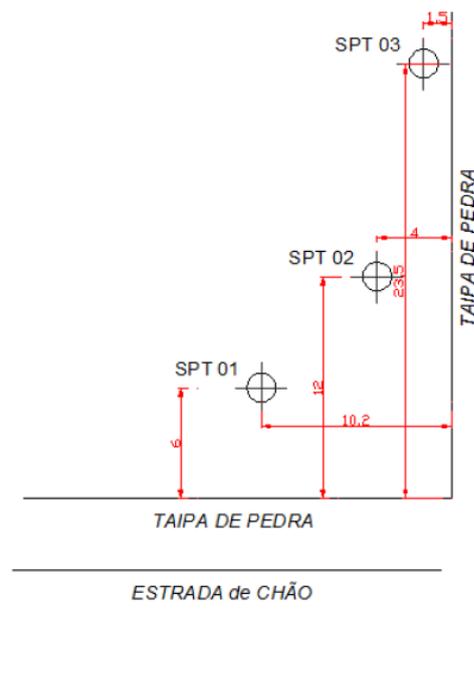
Para fins de investigação geotécnica do terreno, para o projeto de uma edificação, foi executada sondagem SPT (figura 12). A locação dos furos de sondagem foi determinada pelo engenheiro projetista, sendo o croqui apresentado pela empresa executora da sondagem, conforme figura 13.

Figura 12 – Execução do ensaio SPT no local de estudo



Fonte: do autor

Figura 13 – Localização dos furos de sondagem



Fonte: Engenheiro projetista, a partir dos furos de sondagem SPT executados

A partir das amostras de solo coletadas a cada metro de sondagem, ou seja, através solo retido no amostrador padrão (figura 14), foi possível elaborar o perfil geológico geotécnico do local de estudo, conforme figura 15.

Figura 14 – Amostrador padrão utilizado no ensaio SPT



Fonte: do autor

Figura 15 – Perfil geológico geotécnico do local estudado, segundo ensaio SPT

SPT 01		SPT 02		SPT 03		
COTA	SPT	COTA	SPT	COTA	SPT	
	5		6		7	
	5		8		11	
	8		7		6	
-4,65	8	-4,42	6	-4,46	10	N.A.
-5,90	4	-5,80	7	-4,80	7	
	6		39		7	
	50		10		7	
	49		24		9	
	22		57		22	
			60			

Fonte: do autor, a partir do relatório de sondagem SPT do local estudado, com adaptações.

A caracterização táctil-visual do solo estudado apresentada no boletim de sondagem apontou que o horizonte existente até uma profundidade que variou entre 4,80 e 5,90 metros era uma argila arenosa, cor marrom, com presença de pedregulhos cor cinza, de consistência mole a média. Porém a classificação

realizada através dos resultados dos ensaios de caracterização em laboratório, apontaram que o solo em estudo, coletado a 1,50 metros de profundidade, trata-se na realidade de uma areia argilosa.

De acordo com o perfil geológico-geotécnico, verifica-se a presença de uma camada superficial constituída de areia argilosa de cor marrom e de consistência pouco a medianamente compacta, que se estende até uma profundidade que varia entre 4,80 e 5,90 metros, a qual foi o foco do presente estudo. Na sequência tem-se uma camada que, segundo caracterização táctil-visual fornecido no boletim de sondagem SPT, se constitui de argila arenosa de cor marrom de consistência média a rija, com presença de pedregulhos de cor cinza, a qual se estende até o final do furo de sondagem, que variou entre 9,88 e 10,62 metros de profundidade. O nível de água freático variou entre 4,42 a 4,65 metros abaixo da superfície.

Conforme apresentado anteriormente no enquadramento geológico do local estudado, previa-se a presença de areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-arenoso, sendo que de certa forma houve boa coerência.

4 METODOLOGIA

4.1 Método de abordagem

A pesquisa desenvolvida neste trabalho possui caráter aplicado, objetivando confirmar ou apontar incongruências entre as correlações empíricas e os modelos analíticos de previsão de capacidade de carga e previsão de recalques dos solos para fundações superficiais.

A verificação foi realizada de forma quantitativa, ou seja, os resultados obtidos nos ensaios de SPT, cisalhamento direto, caracterização e limites de consistência foram aplicados nas formulações referenciadas apresentadas pela literatura, obtendo-se dados para uma mesma situação a partir de formulações empíricas e analíticas diferentes.

A pesquisa experimental foi exploratória, onde realizou-se a análise do solo localizado na comunidade de Ponte de Rio Pardinho, município de Santa Cruz do Sul, através dos ensaios anteriormente citados.

O método científico da pesquisa foi, dentre outros, o hipotético-dedutivo. Objetivou-se verificar a validade das correlações empíricas conhecidas a partir do comparativo com modelos analíticos de previsão de capacidade de carga e de recalques dos solos para fundações superficiais.

4.2 Técnicas de Pesquisa

4.2.1 Coleta de Amostras

Para possibilitar a execução dos ensaios necessários para o desenvolvimento desta pesquisa, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do solo estudado. Para tanto, foi realizada a abertura de uma trincheira com 1,5 metros de profundidade, no fundo da qual foram realizadas as referidas coletas, conforme figura 16.

Figura 16 – Coleta de amostra indeformada de solo para posterior ensaio de cisalhamento direto



Fonte: do autor

Buscou-se realizar a coleta de amostras indeformadas próximo a furo de sondagem SPT (figura 17), realizado previamente, a fim de garantir um comparativo geotécnico o mais aproximado possível entre o resultado de resistência de suporte de carga obtido a partir do parâmetro N_{SPT} e o obtido analiticamente pelo ensaio de cisalhamento direto.

Figura 17 – Coleta de amostra indeformada próximo a furo de sondagem SPT



Fonte: do autor

A coleta das amostras indeformadas foi realizada com o auxílio de anéis amostradores circulares com bico biselado. As amostras foram obtidas posicionando-se, inicialmente, o anel sobre uma porção de solo indeformado. Sequencialmente, com o auxílio de uma faca, criou-se uma espécie de saliência sob

o anel, ou seja, foi-se removendo o solo nas adjacências do anel, de forma a causar o menor abalo possível à amostra, conforme figura 18.

Figura 18 – Forma de obtenção das amostras indeformadas



Fonte: do autor

Posteriormente aplicou-se um leve esforço vertical sobre o anel, de forma que o solo da saliência criada ingressasse no mesmo, talhando-se os excessos no entorno com cautela, de forma a causar o mínimo de perturbações à amostra.

Após a coleta, as amostras indeformadas foram acondicionadas em pequenos sacos plásticos e posteriormente dispostas em caixa de poliestireno expandido (EPS), a fim de que pudessem ser garantidas as características originais, principalmente quanto às mínimas perturbações e a umidade.

A coleta de amostra deformada foi realizada com o auxílio de pá de corte, acondicionada em sacos plásticos.

No total, foram coletadas 10 amostras de solo indeformado (utilizadas no ensaio de cisalhamento direto) e 10 kg de solo deformado (utilizados no ensaio de caracterização).

4.2.2 Ensaio SPT

O ensaio SPT foi realizado pela empresa Fenix Sondagens e Fundações, sediada na cidade de Santo Ângelo/RS, a qual está tecnicamente apta a realizar o ensaio seguindo a norma técnica ABNT NBR 6484:2001. Foi acompanhada pelo autor a execução do furo de sondagem nº 03. Nas figuras 19 e 20 são ilustradas algumas etapas da realização do ensaio a campo.

Figura 19 – Demarcação da altura de queda do martelo



Fonte: do autor

Figura 20 – Sequência do ensaio SPT com circulação de água



Fonte: do autor

A resistência à penetração bem como o perfil geológico geotécnico apontados pelo relatório do ensaio SPT constam na figura 15.

4.2.3 Ensaio realizados em laboratório

Foram realizados os seguintes ensaios de laboratório: ensaios de caracterização através da análise granulometria por peneiramento e sedimentação, determinação da massa específica, limites de consistência e cisalhamento direto.

4.2.3.1 Ensaios de caracterização

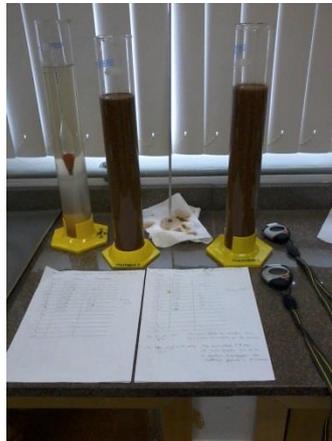
As amostras deformadas de solo foram submetidas aos procedimentos de ensaio de análise granulométrica por peneiramento (figura 21) e sedimentação (figura 22).

Figura 21 – Ensaio de peneiramento



Fonte: do autor

Figura 22 – Ensaio de sedimentação

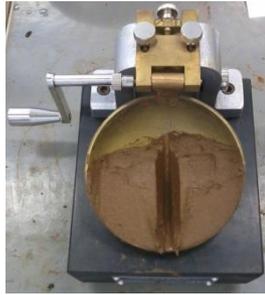


Fonte: do autor

Para obtenção dos resultados do ensaio de análise granulométrica por sedimentação, foi realizado ensaio para determinação da massa específica dos grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm.

Para possibilitar a classificação do solo estudado, também foram realizados ensaios para determinação dos índices de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade). A figura 23 apresenta o aparelho de Casagrande utilizado para determinação do limite de liquidez.

Figura 23 – Solo estudado submetido ao ensaio de limite de liquidez



Fonte: do autor

Os ensaios de caracterização foram realizados conforme a ABNT NBR 6457:1986 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, ABNT NBR 7181:1984 – Solo – Análise granulométrica, ABNT NBR 6459:1984 – Solo – Determinação do limite de liquidez, ABNT NBR 7180:1984 – Solo – Determinação do limite de plasticidade, sendo que o ensaio para determinação da massa específica seguiu os procedimentos constantes na ABNT NBR 6508:1984 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica.

4.2.3.2 Ensaio de cisalhamento direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto das amostras indeformadas. A finalidade principal do ensaio foi a determinação analítica dos parâmetros c' e ϕ' , os quais foram aplicados na determinação da capacidade de suporte do solo estudado.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas na umidade natural e inundadas. Por dificuldade de operacionalização do equipamento, o resultado do ensaio para os três primeiros corpos de prova tiveram de ser desconsiderados, assim como a perda de umidade de outras duas amostras fez com que restassem somente cinco corpos de prova para realização do ensaio, sendo que destes, dois foram ensaiados na umidade natural e outros três inundados. Realizou-se o ensaio com maior número de corpos de prova inundados por gerar valores de coesão menores, diminuindo consideravelmente a tensão admissível do solo, sendo esta a situação eventualmente ocorrente no local de coleta das amostras, localizado em uma planície de inundação.

Para realização do ensaio foi utilizado um equipamento de cisalhamento convencional do tipo velocidade de deslocamento constante (figura 24) que ensaia corpos de prova de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura, ficando posicionados no centro de uma caixa bipartida (figura 25).

Figura 24 – Equipamento de cisalhamento utilizado no ensaio



Fonte: do autor

Figura 25 – Caixa bipartida



Fonte: do autor

Por ser um equipamento convencional manual, a coleta de dados de força cisalhante e deslocamento foi realizada através de leituras dos extensômetros, alimentando uma planilha de dados.

Nos ensaios com corpos de prova inundados, a caixa de cisalhamento foi completada com água, permanecendo desta forma por pelo menos 20 horas (figura 26). As tensões normais aplicadas foram de 25, 50 e 100 kPa, simulando a carga de uma edificação térrea, de dois pavimentos e de quatro pavimentos. No ensaio com umidade natural foram aplicadas tensões normais de 25 e 100 kPa. O ensaio foi realizado de forma lenta, com velocidade de 0,025 mm/min, conforme

especificações da ASTM D3080:2011. A adoção de baixas velocidades é necessária em solos com médio a alto percentual de finos, dentre eles as areias argilosas, para evitar a geração de poro pressão.

Figura 26 – Caixa de cisalhamento com amostra inundada



Fonte: do autor

Para realização do ensaio foram empregados os procedimentos constantes nas normas ASTM D3080:2011 – *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions* e BS 1377:1990 – parte 7 – *Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (total stress)*.

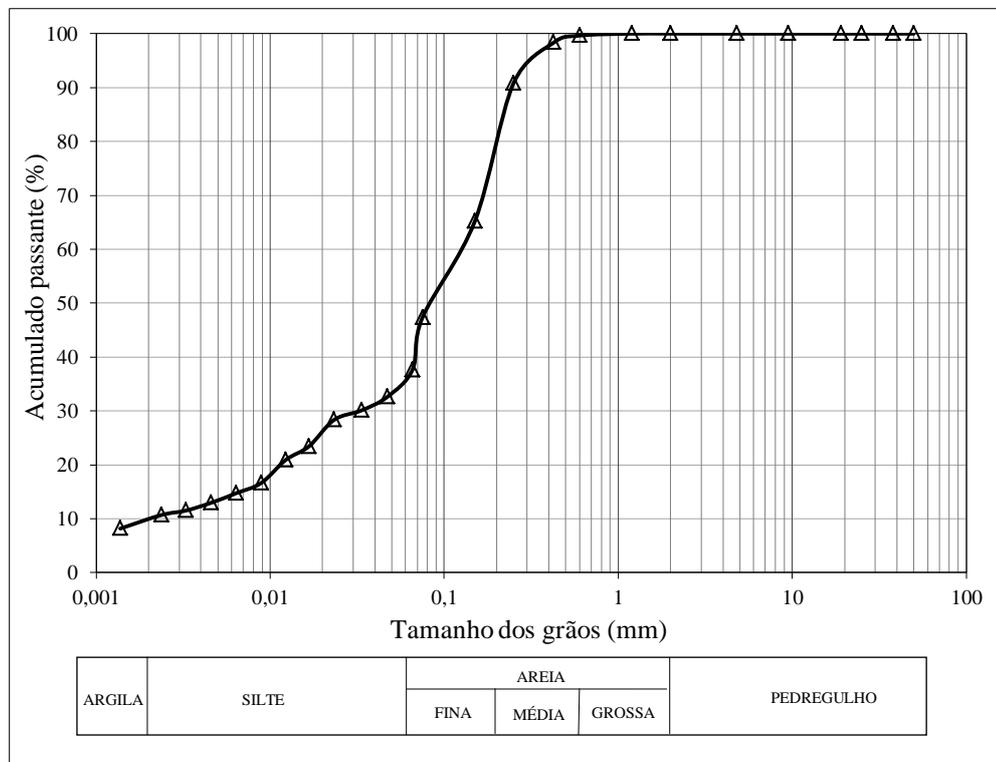
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Ensaios de laboratório

5.1.1 Ensaios de Caracterização

O gráfico 01 apresenta a distribuição granulométrica do solo estudado, obtido através da análise granulométrica por peneiramento e sedimentação.

Gráfico 01 – Curva granulométrica do solo estudado



Fonte: do autor

Na tabela 14 são apresentados de maneira resumida os resultados dos ensaios de caracterização bem como a classificação do solo estudado nos sistemas tradicionais de classificação.

Tabela 14 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização e classificação do solo estudado

Propriedades		Solos em Estudo
Granulometria	% Pedregulho (> 2 mm)	0
	% Areia Grossa (2 mm a 0,6 mm)	0
	% Areia Média (0,6 mm a 0,2 mm)	27
	% Areia Fina (0,2 mm a 0,06 mm)	38
	% Silte (0,06 mm a 0,002)	26
	% Argila (< 0,002 mm)	9
Massa Específica Real dos Grãos (g/cm ³)		2,54
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL (%)	38
	Limite de Plasticidade - LP (%)	23
	Índice de Plasticidade (%)	15
	Classificação conf. Burmister (1949)	Plasticidade Média
Classificação SUCS		SC
Classificação HRB		A-6

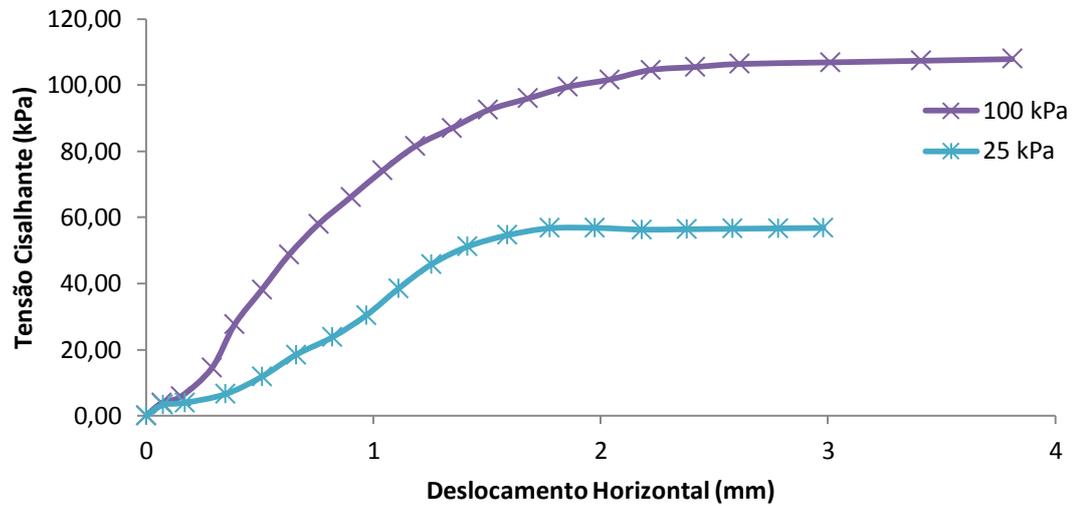
Fonte: do autor

Dentre os valores típicos dos índices de consistência apresentados por Pinto (2006), representados na tabela 1, verifica-se que os resultados obtidos para o solo estudado se encontram na faixa pertinente às areias argilosas variegadas de São Paulo, apresentando, portanto, certa coerência entre esses índices e a classificação do solo.

5.1.2 Ensaio de cisalhamento direto

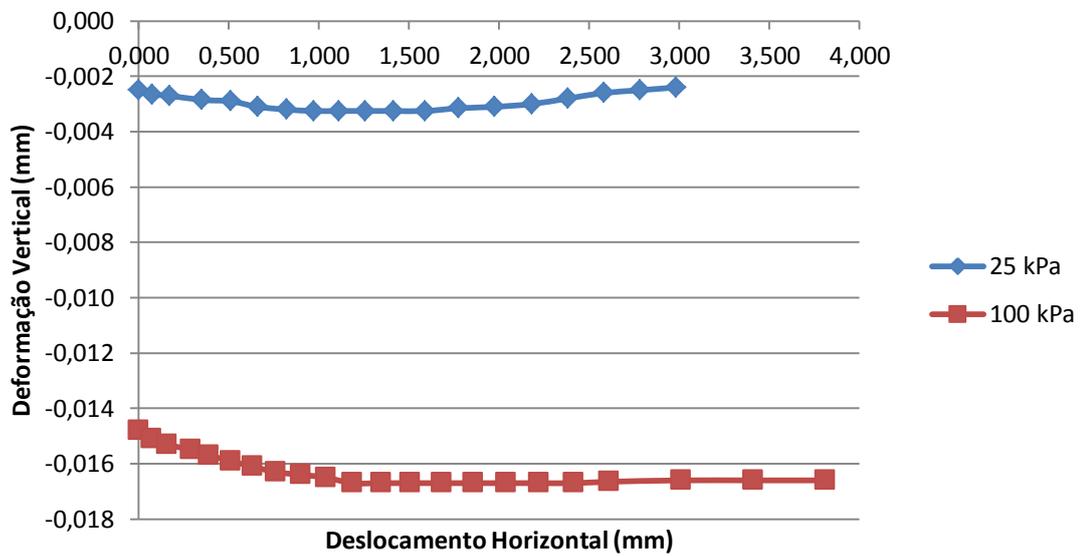
Apresenta-se a seguir os gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal (gráfico 02) e deformação vertical *versus* deslocamento horizontal (gráfico 03) para os corpos de prova 01 e 02, submetidos ao ensaio de cisalhamento direto com umidade natural, onde a tensão normal aplicada foi de 25 e 100 kPa.

Gráfico 02 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal – umidade natural



Fonte: do autor

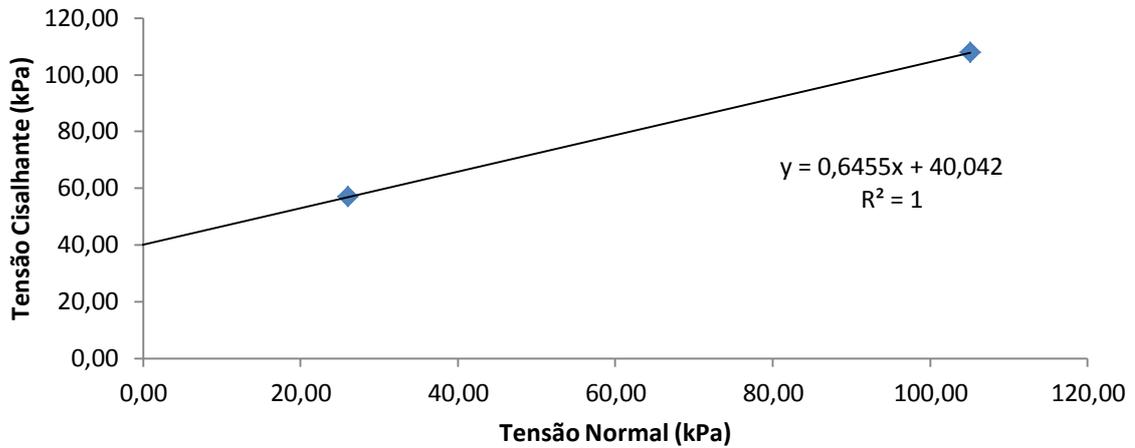
Gráfico 03 – Deformação vertical *versus* deslocamento horizontal – umidade natural



Fonte: do autor

A partir do gráfico 02 traçou-se a linha que representa a envoltória de ruptura do solo estudado (círculo de Mohr), criando-se o gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal (gráfico 04), no qual se pode obter o valor do intercepto de coesão e o ângulo de atrito interno do solo.

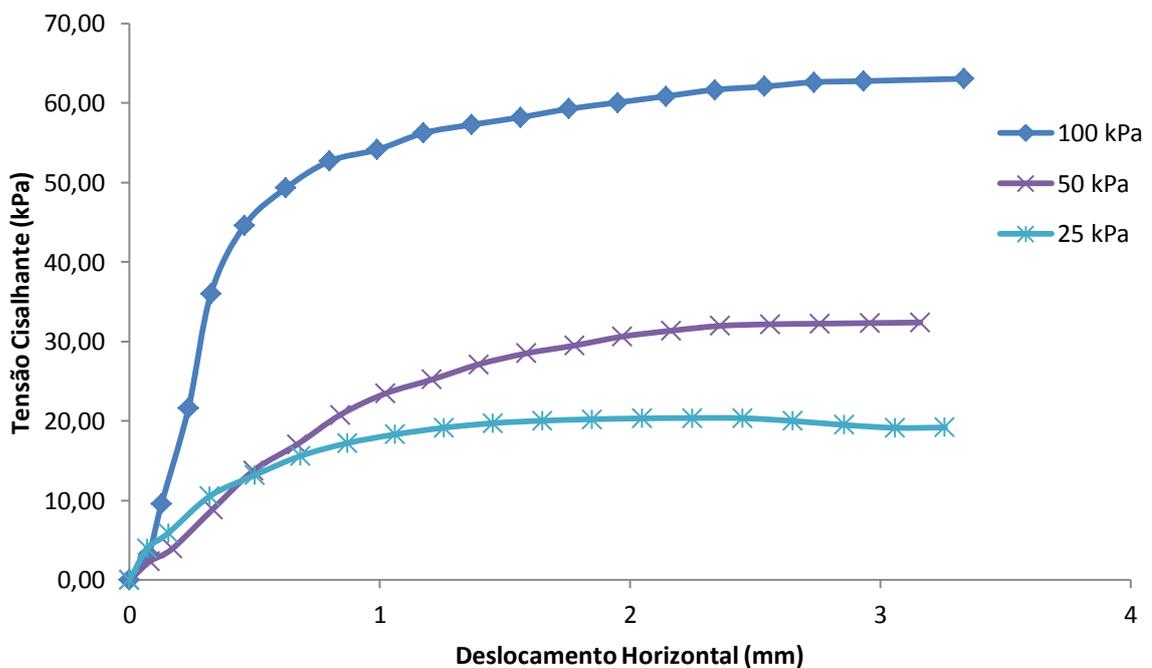
Gráfico 04 – Tensão cisalhante versus tensão normal – umidade natural



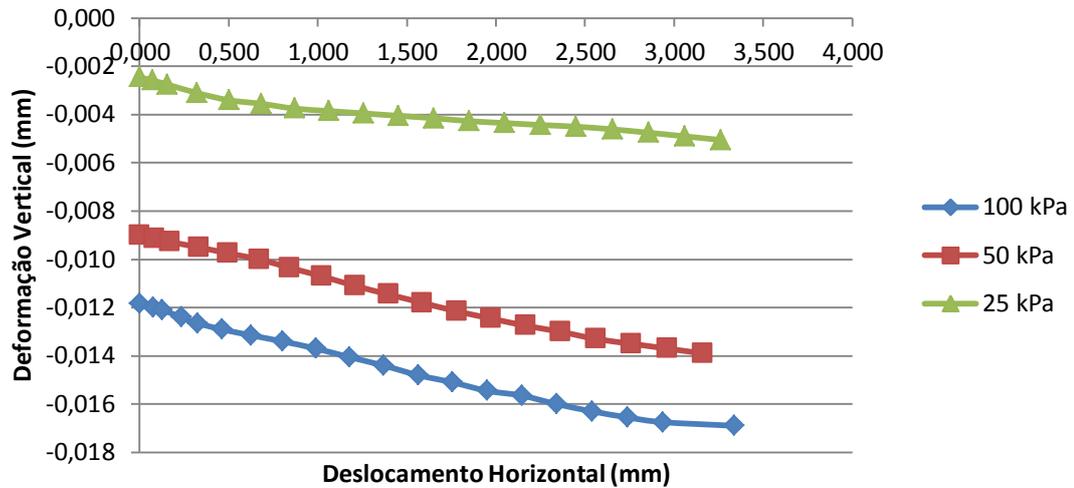
Fonte: do autor

Os corpos de prova 03, 04 e 05 foram submetidos ao ensaio de cisalhamento direto inundado com tensão normal de 25, 50 e 100 kPa, sendo apresentados a seguir os gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal (gráfico 05), deformação vertical *versus* deslocamento horizontal (gráfico 06) e tensão cisalhante *versus* tensão normal (gráfico 07).

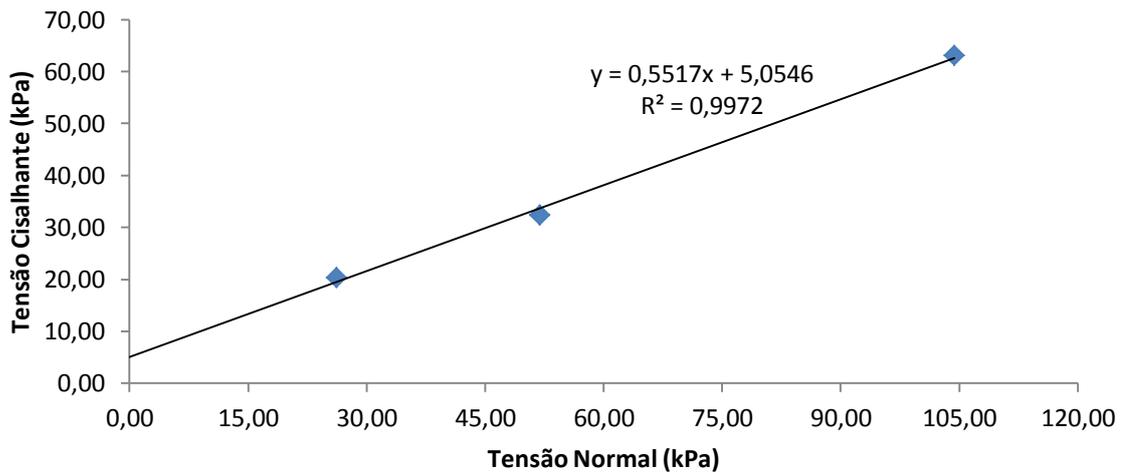
Gráfico 05 – Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – inundado



Fonte: do autor

Gráfico 06 – Deformação vertical versus deslocamento horizontal – inundado

Fonte: do autor

Gráfico 07 – Tensão cisalhante versus tensão normal – inundado

Fonte: do autor

A tabela 15 apresenta os principais índices físicos de cada corpo de prova submetido ao ensaio, bem como os valores de c' e ϕ' obtidos.

Tabela 15 – Índices físicos dos CPs e resultado do ensaio de cisalhamento direto

Característica do Ensaio	Dados dos Corpos de Prova (CPs)					Parâmetros de Resistência	
	n° CP	Peso Esp. Natural γ (kN/m ³)	Umidade (%)	Índice de Vazios - e	Grau de Saturação - S	c' (kPa)	ϕ' (°)
Umidade Natural	1	17,95	17,38	0,87	50,8%	40	33
	2	17,38	17,75	0,83	54,4%		
Inundado	3	18,13	30,71	0,78	99,6%	5	31
	4	17,71	29,36	0,85	92,5%		
	5	17,64	30,97	0,88	84,8%		
	Média	17,76					

Fonte: do autor

Para o dimensionamento dos elementos de fundação sempre devem ser consideradas as piores situações a que o solo será exposto e sua resistência naquele momento. Portanto, no dimensionamento apresentado posteriormente, serão utilizados os parâmetros de resistência obtidos no ensaio inundado, uma vez que, quando o solo é exposto a saturação, sua resistência reduz significativamente. Essa redução pode ser notada principalmente quanto à coesão e em menor expressão no ângulo de atrito interno. A redução da coesão do solo estudado quando exposto à saturação foi de 8 vezes, o que acaba por impactar significativamente a tensão admissível. Quanto ao ângulo de atrito interno, este, naturalmente, não sofre grandes alterações, o que se confirma analisando-se os dados da tabela 15.

Ao analisar-se a faixa de valores de ângulo de atrito interno característicos de solos granulares para resultados de N_{SPT} apresentados por Alonso (2010) na tabela 5, pode-se notar que os valores obtidos através do ensaio de cisalhamento direto estão coerentes, uma vez que para areias com N_{SPT} entre 4 e 10, tem-se, segundo o autor, ângulos de atrito interno entre 30° e 35°.

Para coesão, por ser praticamente desprezível em solos granulares, as bibliografias não atribuem correlações ou faixas de valores característicos. Desta forma pode-se avaliar que o resultado obtido através do ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova inundados está coerente, pois aproxima-se de zero.

Sequencialmente, como citado anteriormente, é apresentado o dimensionamento dos elementos de fundação a partir das tensões admissíveis

obtidas através dos métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos. Desta forma, no dimensionamento por métodos analíticos onde foram empregados os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto, fez-se a consideração de que o solo é homogêneo quanto aos resultados obtidos para coesão e ângulo de atrito interno. Essa consideração se faz necessária uma vez que todas as amostras foram coletadas a 1,5 metros de profundidade. Tecnicamente necessita-se possuir amostragem em diferentes profundidades, abrangendo o bulbo de tensão de todos os elementos a serem dimensionados. Porém, pela alta carga de trabalho envolvida no ensaio e pela homogeneidade apresentada pelo solo tanto pela caracterização quanto pela resistência a penetração N_{SPT} , julgou-se prudente a simplificação supracitada.

5.2 Determinação de faixas de carregamento simulando variação no porte da edificação

A determinação tanto da capacidade admissível de carga dos solos quanto a previsão de recalques necessita do pré-dimensionamento dos elementos de fundações, fazendo com que as dimensões finais sejam obtidas através de iteração.

Para tanto, apresenta-se a seguir uma edificação térrea (ANEXO F), uma de dois pavimentos (ANEXO G) e outra de quatro pavimentos (ANEXO H), as quais serviram de modelo para a determinação da capacidade de carga bem como para a previsão de recalques através de todas as formas apresentadas neste trabalho (empírica, semi-empírica e analítica).

Os valores de N_{SPT} apresentados no perfil geológico geotécnico da figura 15 foram empregados no dimensionamento das fundações de uma edificação real. Desta forma, o projeto modelo de edificação térrea adotado foi o da edificação real executada, com os carregamento característicos apresentados pelo engenheiro projetista no cálculo estrutural.

Conforme citado anteriormente, ainda foram previstas edificações de dois e quatro pavimentos, tornando maior a abrangência da análise dos resultados. Esses dois últimos modelos são compostos pelo mesmo prédio padrão, variando somente o número de pavimentos e a carga do reservatório superior (2,36 kN/m² na laje de apoio do reservatório da edificação de 2 pavimentos e 4,71 kN/m² na laje de apoio do reservatório da edificação de 4 pavimentos). Adotou-se 12 kN/m² por pavimento

como carga vertical característica, sendo a carga por pilar igual a área de influência multiplicada pelo número de pavimento menos um, multiplicado esse resultado pelo fator referente a posição do pilar α , onde $\alpha=1,8$ para pilares interno, 2,2 para pilares de extremidade e 2,5 para pilares de canto (BOTELHO E MARCHETTI, 2013).

A tabela 16 apresenta o tipo de fundação adotada para cada projeto, bem como as máximas cargas a serem transmitidas e suportadas pelo solo estudado.

Tabela 16 – Tipo de fundação e máximas cargas atuantes

Edificação	Tipo de fundação	Carga máx. de cálculo	Unid.
Térrea	Sapata corrida	49,0	kN/m
2 Pavimentos	Sapata isolada	479,1	kN
4 Pavimentos	Sapata isolada	1429,9	kN

Fonte: do autor

Conforme citado anteriormente, o processo de dimensionamento é iterativo. Desta forma, a tabela 17 apresenta o pré-dimensionamento dos elementos de fundação para as edificações modelo. A tabela 17 também apresenta a profundidade de atuação das cargas no solo, ou seja, a profundidade atingida pelo bulbo de tensões atuantes para as dimensões determinadas no pré-dimensionamento.

Tabela 17 – Pré-dimensionamento dos elementos de fundação e profundidade do bulbo de tensões

Edificação	Tipo de fundação	B (m)	L (m)	2B (m)	D (m)	Método de Determinação
Térrea	Sapata corrida	0,60	1,00	1,20	1,00	Projeto real
2 Pavimentos	Sapata isolada	1,10	1,10	2,20	1,20	Pré-dimensionamento
4 Pavimentos	Sapata isolada	1,60	1,80	3,20	1,50	Pré-dimensionamento

Fonte: do autor

Para a edificação térrea, por se tratar de um caso real, a dimensão B informada é igual a largura da sapata corrida dimensionada pelo engenheiro projetista. Na edificação de 2 e 4 pavimentos, o pré-dimensionamento foi realizado com base na determinação da tensão admissível do solo através da proposição de Hansen, com N_y proposto por Vesic, empregando-se os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova inundados, onde a coesão é igual a 5 e ângulo de atrito interno igual a 31°. A partir dos carregamentos de cálculo

apresentados na tabela 16 e a tensão admissível calculada, obteve-se a área e posteriormente as pré-dimensões dos elementos de fundação.

Segundo Alonso (2010), o bulbo de tensões em fundações superficiais é de aproximadamente 2B a 2,5B. É difundida a adoção de 2B, desta forma, adotou-se este critério como padrão na determinação do bulbo de tensões para os modelos de edificação propostos nesta pesquisa.

5.3 Obtenção de parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo a partir de correlações empíricas

5.3.1 Determinação do intercepto de coesão e ângulo de atrito interno (c' e ϕ') a partir do valor N_{SPT} e índices de consistência

A partir do ensaio SPT e dos índices de consistência determinou-se os parâmetros de resistência do solo de Mohr-Coulumb, os quais foram utilizados para calcular a capacidade de carga do solo estudado.

A tabela 18 apresenta as correlações de N_{60} com ϕ' a partir da densidade relativa D_r , conforme proposições apresentadas por Schnaid (2000).

Tabela 18 – Obtenção de ϕ' a partir da densidade relativa

Porte da edificação	N_{SPT} (médio)	N_{60} (médio)	σ'_v (kN/m ²)	D_r	K_0 (Jaky)	σ'_h (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	ϕ' (°)					
Térrea	7,0	8,4	17,76	Dr (Gibbs & Holtz)	0,65			de Mello	40				
2 pav.	7,5	9,0	21,32		0,66					40			
4 pav.	7,7	9,2	26,65		0,64					40			
Térrea	7,0	8,4	17,76		0,65			0,30	5,3	11,5	Bolton	45	
2 pav.	7,5	9,0	21,32		0,66			0,30	6,4	13,8			45
4 pav.	7,7	9,2	26,65		0,64			0,31	8,2	17,4			44
Térrea	7,0	8,4	17,76	Dr (Skempton)	0,51			de Mello	36				
2 pav.	7,5	9,0	21,32		0,52					36			
4 pav.	7,7	9,2	26,65		0,52					36			
Térrea	7,0	8,4	17,76		0,51			0,34	6,0	11,9	Bolton	42	
2 pav.	7,5	9,0	21,32		0,52			0,34	7,2	14,3			42
4 pav.	7,7	9,2	26,65		0,52			0,34	9,2	17,9			41

Fonte: do autor

Segundo o valor de D_r calculado pelas proposições de Gibbs & Holtz e Skempton, o solo estudado enquadra-se como medianamente compacto, conforme a tabela 5, apresentada por Alonso (2010). Porém, ao analisarmos o índice de compactidade através do valor de N_{SPT} , o mesmo caracteriza-se como pouco

compacto, pela mesma fonte. Esse enquadramento confirma a compacidade apresentada no boletim de sondagem SPT, no qual o solo estudado foi classificado como pouco a medianamente compacto.

Analisando-se os ângulos de atrito interno obtidos através das formulações da tabela 18, pode-se verificar que os valores obtidos pelas formulação de Mello e Bolton apresentaram grande variação entre si, na ordem de 4° a 6°. Dentro da mesma formulação também ocorrem grandes variações, ou seja, variando-se a proposição para obtenção de D_r , o ângulo de atrito interno proposto por Mello variou 4° e o proposto por Bolton variou 3°.

Os valores de ϕ' apresentados na tabela 18 ficaram significativamente acima dos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto. Portanto, essas formulações podem conduzir a resultados que vão contra a segurança e devem ser utilizados com muita cautela.

A tabela 19 apresenta a obtenção do ângulo de atrito interno a partir da proposição de Décourt.

Tabela 19 – Obtenção do ϕ' através da proposição de Décourt

Porte da edificação	N_{SPT}	N_{60}	D (m)	2B (m)	σ_v (kN/m ²)	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°)
Térrea	8	9,6	1,0	1,2	39,08	6,00	30
2 pav.	7	8,4	1,2	2,2	60,40	6,53	30
4 pav.	8	9,6	1,5	3,2	83,49	8,77	32

Fonte: do autor

A medida N_{SPT} considerada pela proposição de Décourt é única, ou seja, no ponto onde se deseja conhecer o valor do ângulo de atrito interno. Desta forma, considerou-se o valor médio de N_{SPT} dos três furos de sondagem, na linha limite do bulbo de tensões, considerando o pré-dimensionamento proposto na tabela 17.

A proposição de Décourt é uma reinterpretação dos estudos de Mello e Gibbs & Holtz, conforme apontado anteriormente. Portanto, considerando os valores apresentados na tabela 18, na proposição de Mello, pode-se avaliar como significativa a redução do ângulo de atrito interno quando comparadas as duas formulações. Também pode-se apontar que o ângulo obtido através da formulação de Décourt aproximou-se do valor obtido experimentalmente pelo ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova na condição inundado.

A proposição de Peck, Hanson & Thornburn para obtenção do ângulo de atrito interno é de grande praticidade, uma vez que necessita somente do valor de N_{SPT} como parâmetro de entrada.

Mitchell e outros apresentam um ábaco onde além de se conhecer a medida N_{SPT} , também deve-se entrar com o valor de σ_v' (tensão vertical efetiva) para a obtenção do ângulo de atrito interno. Desta forma necessita-se o conhecimento prévio de γ_n (peso específico natural do solo), o que pode ser determinado em laboratório ou empiricamente através de correlações.

Considerando a homogeneidade da resistência do solo no bulbo de tensões proposto no pré-dimensionamento, o valor de N_{60} empregado nos ábacos de Peck, Hanson & Thornburn e Mitchell e outros é igual a 8,8.

Kenney e Mayne propõem a obtenção do ângulo de atrito interno através dos índices de consistência obtidos nos ensaios de limites de Atterberg. Para o emprego dessas formulações também são necessários estudos iniciais em laboratório, porém sua análise é válida pela facilidade de obterem-se os limites de consistência quando comparada a obtenção do ângulo de atrito através de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais. Mesmo que essas formulações são voltadas a argilas normalmente adensadas, verificaram-se os resultados obtidos para o solo estudado, uma vez que a parcela de finos é representativa.

A tabela 20 apresenta o resumo da obtenção de ϕ' a partir das proposições supracitadas.

Tabela 20 – Resumo dos valores de ϕ' a partir de proposições diversas

Proposição		ϕ' (°)
de Mello / Gibbs & Hotlz		40
de Mello / Skempton		36
Bolton / Gibbs & Hotlz		45
Bolton / Skempton		42
Peck, Hanson & Thornburn		30
Mitchell e outros		36
Décourt	Térreo e 2 Pav.	30
	4 Pav.	32
Kenney		33
Mayne		30

Fonte: do autor

A partir dos resultados apresentados na tabela 20, pode-se observar que existe uma grande variação entre os valores de ϕ' obtidos através de formulações empíricas. Ao compararmos estes com o obtido analiticamente através do ensaio de cisalhamento direto (31° inundado – 33° umidade natural) e com a faixa de valores característicos apresentados por Alonso (2010) na tabela 4, podemos observar que as correlações obtidas a partir do valor de N_{SPT} que mais se aproximaram foram as de Peck, Hanson & Thornburn e Décourt, bem como as obtidas a partir dos índices de consistência (formulações de Kenney e Meyne). Para as formulações de Kenney e Meyne, pode-se citar que as mesmas mostram-se eficientes na estimativa do ângulo de atrito interno de solos da mesma natureza geológica geotécnica do solo estudado. Como citado anteriormente, devem ser tomadas precauções quando empregada a obtenção de ϕ' diretamente através de formulações empíricas, uma vez que, pelos valores apresentados, pode-se apontar que grande parte dos resultados obtidos conduzem a tensões admissível além das reais, que vão contra a segurança.

Schnaid (2000) considera a proposição de Peck, Hanson & Thornburn conservadora para projetos rotineiros, conforme mencionado anteriormente. Porém, conforme comparativo supracitado, a mesma resultou em valor próximo ao obtido no ensaio de cisalhamento direto e, portanto, foi objeto de análise no decorrer desta pesquisa quanto a capacidade de carga e previsão de recalques.

Em função da natureza geológica geotécnica do solo estudado se tratar de um solo granular, a literatura não atribui valor à coesão, não apresentando correlações a partir do valor de N_{SPT} , o que se tem somente para solos argilosos. Desta forma, para obtenção da tensão admissível e previsão de recalques através dos modelos semi-empíricos, adotou-se coesão igual a zero.

5.3.2 Determinação de E a partir das correlações com N_{SPT}

A partir do ensaio SPT foi determinado o módulo de elasticidade do solo estudado, através de formulações diretas e empíricas, o qual foi empregado na estimativa de recalques.

A tabela 21 apresenta o resumo da obtenção do módulo de elasticidade a partir de formulações empíricas de alguns autores, as quais se aplicam a natureza geológica geotécnica do solo estudado. O valor de N_{SPT} adotado é igual ao $N_{MÉDIO}$

obtido no bulbo de tensões da fundação de cada porte de edificação e σ_v' é a tensão vertical efetiva na cota de apoio da fundação, tudo conforme o pré-dimensionamento proposto. Para obtenção de E não foi realizada a correção do valor de N_{SPT} devido a falta dessa observação nas formulações apresentadas pela literatura.

Tabela 21 – Resumo dos valores de E a partir de proposições diversas (MPa)

Porte da edificação	N_{SPT}	σ_v' (kN/m ²)	Teixeira e Godoy	Décourt et al.	Mello
Térrea	7,0	17,76	11,6	24,5	12,0
2 pav.	7,5	21,32	12,4	26,3	13,5
4 pav.	7,7	26,65	12,6	26,8	14,0

Fonte: do autor

Analisando-se os resultados apresentados na tabela 21, nota-se uma variação significativa entre os valores obtidos através das formulações de Teixeira e Godoy e Mello com os obtidos através da proposição de Décourt et al, sendo que as três proposições aplicam-se a solos granulares.

Schnaid (2000), conforme citado anteriormente, apresenta a sugestão de Stroud e Calyton em realizar uma avaliação dos limites do módulo de elasticidade dos solos através da relação E/N_{60} . A tabela 22 apresenta a relação E/N_{60} para os valores de E obtidos na tabela 21.

Tabela 22 – Relação E/N_{60} para as correlações empíricas empregadas na obtenção de E (MPa)

Porte da edificação	N_{SPT}	N_{60}	Teixeira e Godoy	Décourt et al.	Mello
Térrea	7,0	8,4	1,4	2,9	1,4
2 pav.	7,5	9	1,4	2,9	1,5
4 pav.	7,7	9,2	1,4	2,9	1,5

Fonte: do autor

Conforme o estudo de Stroud, para areias normalmente adensadas a relação E/N_{60} fica entre 1 e 2 MPa, e entre 1,5 a 6 MPa para areias pré-carregadas. Ao compararmos os valores da relação apresentados na tabela 22, o quais variaram entre 1,4 e 2,9 MPa, os resultados das proposições de Teixeira e Godoy e Mello enquadram-se em valores característicos de areias normalmente adensadas, enquanto que pela proposição de Décourt et al. o enquadramento ocorre em areias

pré-carregadas. O local de estudo é uma região de várzea, onde a origem do solo possivelmente é uma deposição de sedimentos aluviais. Desta forma, não se pode afirmar que o solo não foi exposto a estados de tensão mais elevadas.

Clayton, por sua vez, analisa a relação E/N_{60} comparando-a com o valor de N_{SPT} . Segundo os resultados do estudo apresentados na tabela 6, os valores médios da relação E/N_{60} entre N_{SPT} 4 e 10, deve resultar entre 1,6 e 3,4 MPa. Considerando que a relação apurada na tabela 22 variou entre 1,4 e 2,9 MPa, pode-se apontar que 1,4 MPa seria a relação para valores de N_{SPT} inferiores a 4, o que não ocorre de fato. Conforme os resultados do estudo, a relação 2,9 MPa é intermediária entre N_{SPT} 4 e 10, sendo mais adequada aos resultados obtidos no ensaio SPT. Por esta análise, o valor de E adequado seria o proposto por Décourt.

Pela insegurança gerada através da grande variação no valor do módulo de elasticidade do solo estudado, na análise da previsão de recalques foram empregados a média entre o módulo de elasticidade obtido através das proposições de Teixeira e Godoy e Mello, e o módulo de elasticidade obtido através da proposição de Décourt, sendo melhor analisada a previsão de recalques obtida a partir da definição de E pelos dois métodos.

5.4 Determinação da capacidade de carga do solo para fundações superficiais

A partir dos resultados dos ensaios SPT e cisalhamento direto foi obtida, através de formulações empíricas, semi-empíricas e analíticas, a capacidade de carga do solo estudado.

5.4.1 Métodos empíricos

Os métodos empíricos calculados e verificados a partir da natureza geológica do solo estudado ou através dos valores de N_{SPT} são apresentados na tabela 23. O valor de N_{SPT} médio considerado é igual ao valor obtido no bulbo de tensões, adotando-se as dimensões do pré-dimensionamento proposto na tabela 17.

Tabela 23 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma empírica

Método	Porte da Edificação	Cota de Apoio (m)	B (m)	2B (m)	D (m)	N _{MÉDIO}	σ_{ADM} (kPa)	
Método direto	Térrea	-1,0	0,60	1,20	1,00	7,0	140,0	
	2 pavimentos	-1,2	1,10	2,20	1,20	7,5	150,0	
	4 pavimentos	-1,5	1,60	3,20	1,50	7,7	153,3	
Teixeira	Térrea	-1,0	0,60	1,20	1,00	7,0	136,8	
	2 pavimentos	-1,2	1,10	2,20	1,20	7,5	158,0	
	4 pavimentos	-1,5	1,60	3,20	1,50	7,7	175,7	
Mello	Térrea	-1,0	0,60	1,20	1,00	7,0	164,6	
	2 pavimentos	-1,2	1,10	2,20	1,20	7,5	173,9	
	4 pavimentos	-1,5	1,60	3,20	1,50	7,7	176,9	
Tabela referencial da Seção de Solos do IPT de São Paulo		Depende unicamente da natureza geológica geotécnica do solo					< 100	

Fonte: do autor

Analisando-se os resultados de tensão admissível obtidos através dos métodos empíricos que utilizam o valor de N_{SPT} (Método direto, Teixeira e Mello), pode-se notar que não existe variação significativa. Ao realizar-se um comparativo destes com o valor de tensão admissível obtida diretamente através da natureza geológica geotécnica do solo (tabela referencial da seção de solos do IPT de São Paulo), pode-se afirmar esta utiliza margem de segurança maior, justamente por ser um método direto que não depende de um valor e sim podendo ser oriundo de um simples reconhecimento táctil visual do solo.

A tabela 24 apresenta o redimensionamento dos elementos de fundação, considerando as tensões admissíveis determinadas na tabela 23.

Tabela 24 – Redimensionamento dos elementos de fundação

Método	Porte da Edificação	N _{MÉDIO}	σ_{ADM} pré-definida (kPa)	σ_{ADM} recalculada em função de B (kPa)	$P_k + PP$ (kN)	Área (m ²)	B (m) - Pré-dimens.	B (m) - Adotado	L (m) - Adotado	Área (m ²) - Adotada
Método direto	Térrea	7,0	140,0	-	51,5	0,37	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos	7,5	150,0	-	503,1	3,35	1,10	1,85	1,85	3,42
	4 pavimentos	7,7	153,3	-	1501,4	9,79	1,60	3,05	3,25	9,91
Teixeira	Térrea	7,0	136,8	-	51,5	0,38	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos	7,5	158,0	176,0	503,1	2,86	1,10	1,70	1,70	2,89
	4 pavimentos	7,7	175,7	206,4	1501,4	7,27	1,60	2,60	2,80	7,28
Mello	Térrea	7,0	164,6	-	51,5	0,31	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos	7,5	173,9	-	503,1	2,89	1,10	1,70	1,70	2,89
	4 pavimentos	7,7	176,9	-	1501,4	8,49	1,60	2,85	3,05	8,69

Fonte: do autor

A proposição de Teixeira considera o valor de B na determinação da tensão admissível. Desta forma, necessita-se recalculer o valor da tensão admissível para cada alteração de B, tornando-se um método iterativo, objetivando obter as menores dimensões dos elementos de fundação.

A tabela 24 possibilita interpretar os métodos empíricos de determinação da tensão admissível do solo, do ponto de vista dimensional e conseqüentemente econômico, ou seja, quanto à dimensão em planta e consumo de concreto.

Para a edificação térrea, por se tratar de um caso real, mantiveram-se as dimensões do pré-dimensionamento, ou seja, B igual a 0,60 metros, por se tratar do mínimo estabelecido pela ABNT NBR 6122:2010. Pode-se apontar que, segundo o cálculo apresentado na tabela 24, o elemento de fundação poderia possuir área entre 0,31 e 0,38 m², porém, por exigências da norma, adota-se 0,60 m² como área mínima. Para os modelos de edificações com 2 e 4 pavimentos, as dimensões adotadas no pré-dimensionamento, por sua vez, não foram suficientes, considerando a tensão admissível obtida através dos métodos empíricos. Portanto, para que fossem satisfeitos os critérios de segurança, para a edificação de 2 pavimentos, B e L variaram entre 1,70 e 1,85 metros, sendo que para a edificação de 4 pavimentos, B variou entre 2,60 e 3,05 metros e L variou entre 2,80 e 3,25 metros.

5.4.2 Métodos semi-empíricos

A partir do valor de N_{SPT} obtiveram-se os parâmetros de resistência através de correlações empíricas para ϕ' e considerando c' igual a zero, conforme apresentado anteriormente. A tabela 25 apresenta os resultados de tensão admissível obtidos analiticamente através das formulações de Terzaghi & Peck e Hansen, com N_y proposto por Vesic na proposição de Hansen, empregando-se c' igual a zero e ϕ' obtidos através de correlações empíricas, conforme dados apresentados na tabela 20, para carregamentos característicos da edificação modelo térrea, de 2 e 4 pavimentos. Foram consideradas as dimensões do pré-dimensionamento apresentadas na tabela 17.

Tabela 25 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma semi-empírica

Proposição	ϕ' (°)	c'	Edificação térrea				2 pavimentos				4 pavimentos			
			B = 0,6 m	D = 1,0 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v=}$ 17,76 kN/m ²	B = 1,10 m	D = 1,2 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v=}$ 21,31 kN/m ²	B = 1,60 m	D = 1,5 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v=}$ 26,64 kN/m ²
			Terzaghi (kPa)	Hansen (kPa)	Terzaghi (kPa)	Hansen (kPa)	Terzaghi (kPa)	Hansen (kPa)						
de Mello / Gibbs & Hotz	40	0	574,5	658,3	741,2	1201,6	1036,6	1529,3						
de Mello / Skempton	36		323,6	380,4	415,0	668,0	575,4	851,5						
Bolton / Gibbs & Hotz	45		1281,3	1422,5	1666,3	2720,2	2356,5	3456,3						
Bolton / Skempton	42		781,8	884,5	1011,9	1645,1	1421,4	2092,3						
Peck, Hanson & Thornburn	30		148,8	181,2	189,1	299,4	258,9	382,6						
Mitchell e outros	36		323,6	380,4	415,0	668,0	575,4	851,5						
Décourt	Térreo e 2 Pav.		30	148,8	181,2	189,1	299,4	334,7	495,3					
	4 Pav.		32											
Kenney	33		217,0	259,9	277,1	442,8	381,8	565,2						
Mayne	30		148,8	181,2	189,1	299,4	258,9	382,6						

Fonte: do autor

A variável mais significativa empregada nas formulações analíticas para obtenção das tensões admissíveis apresentadas na tabela 25 é o ângulo de atrito interno. Portanto, como citado anteriormente, a grande variação do ângulo de atrito interno obtido através das formulações empíricas fez com que as tensões admissíveis calculadas aumentassem significativamente, tornando alguns valores fora dos limites esperados para a natureza geológica geotécnica e o índice de compactidade do solo estudado.

Conforme citado anteriormente, as formulações empíricas empregadas na determinação do ângulo de atrito interno que mais se aproximaram dos valores característicos a partir do valor de N_{SPT} foram as de Peck, Hanson & Thornburn e Décourt, e as obtidas a partir dos índices de consistência, quais sejam, as formulações de Kenney e Meyne. Por consequência, as tensões admissíveis obtidas para estas formulações aproximam-se mais dos valores reais obtidos analiticamente. Portanto, a tabela 26 apresenta o redimensionamento dos elementos de fundação, considerando as tensões admissíveis obtidas através dos ângulos de atrito interno calculados através dessas formulações. Utilizou-se a proposição analítica de Hansen para o redimensionamento dos elementos de fundação, com N_y proposto por Vesic, por se tratar de uma formulação que se originou dos estudos de Terzaghi & Peck, com a inclusão de novas considerações no cálculo da tensão de ruptura do solo.

Tabela 26 – Redimensionamento dos elementos de fundação

Proposição	Porte da Edificação	ϕ' (°)	σ_{ADM} Hansen/Vesic (kPa)	σ_{ADM} recalculada em função de B (kPa)	$P_k + PP$ (kN)	Área (m ²)	B (m) - Pré-dimens.	B (m) - Adotado	L (m) - Adotado	Área (m ²) - Adotada
Peck, Hanson & Thornburn = Mayne	Térrea	30	181,2	-	51,5	0,28	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos		299,4	312,9	503,1	1,61	1,10	1,30	1,30	1,69
	4 pavimentos		382,6	385,9	1501,4	3,89	1,60	1,90	2,10	3,99
Dédourt	Térrea	30	181,2	-	51,5	0,28	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos		299,4	312,9	503,1	1,61	1,10	1,30	1,30	1,69
	4 pavimentos	32	495,3	496,0	1501,4	3,03	1,60	1,65	1,85	3,05
Kenney	Térrea	33	259,9	-	51,5	0,20	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos		442,8	-	503,1	1,14	1,10	1,10	1,10	1,21
	4 pavimentos		565,2	-	1501,4	2,66	1,60	1,60	1,80	2,88

Fonte: do autor

Analisando-se o redimensionamento dos elementos de fundação apresentado na tabela 26, pode-se notar que as dimensões do pré-dimensionamento proposto na tabela 17 foi eficiente para a edificação de 2 e 4 pavimentos, quando empregado ângulo de atrito interno proposto por Kenney para as edificações de 2 e 4 pavimentos. Quando empregados os ângulos de atrito interno propostos por Peck, Hanson & Thornburn, Mayne e Dédourt para edificação de 2 pavimentos, as dimensões dos elementos de fundação tiveram que ser majoradas, passando B e L a possuir 1,30 metros. Considerando os ângulos de atrito interno propostos por Peck, Hanson & Thornburn, Mayne (30°) e Dédourt (32°) para edificação de 4 pavimentos, as dimensões da sapata isolada também tivera de ser majoradas, passando para B igual a 1,90 e 1,65 metros e L igual a 2,10 e 1,85 metros, respectivamente.

No caso da edificação térrea, conforme citado anteriormente, por exigência da ABNT NBR 6122:2010, a menor dimensão B da fundação não pode ser inferior a 0,60 metros.

5.4.3 Métodos analíticos

A partir da obtenção dos parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') através do ensaio de cisalhamento direto, obtiveram-se as tensões admissíveis do solo estudado, conforme dados da tabela 27, a partir do pré-dimensionamento dos elementos de fundação proposto na tabela 17.

Tabela 27 – Tensão admissível do solo estudado obtida de forma analítica

Tipo de ensaio	ϕ' (°)	c'	Edificação térrea				2 pavimentos				4 pavimentos			
			B = 0,60 m	D = 1,0 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v} = 17,76$ kN/m ²	B = 1,10 m	D = 1,2 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v} = 21,31$ kN/m ²	B = 1,60 m	D = 1,5 m	$\gamma = 17,76$ kN/m ³	$\sigma'_{v} = 26,64$ kN/m ²
			Terzaghi (kPa)		Hansen (kPa)		Terzaghi (kPa)		Hansen (kPa)		Terzaghi (kPa)		Hansen (kPa)	
Umidade Natural	33	40	732,2		923,7		946,8		1506,2		948,5		1606,1	
Inundado	31	5	222,8		275,0		285,1		451,1		354,0		543,6	

Fonte: do autor

A alta coesão encontrada no ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova na umidade natural fez com que a tensão admissível do solo estudado fosse elevada. Porém, quando exposto à saturação, a coesão tornou-se característica de solos arenosos, ou seja, aproximando-se de zero, tornando a tensão admissível mais próxima da real.

Desta forma, a tabela 28 apresenta o redimensionamento dos elementos de fundação, considerando as tensões admissíveis obtidas analiticamente para a condição inundada, determinadas na tabela 27.

Tabela 28 – Redimensionamento dos elementos de fundação

Proposição	Porte da Edificação	σ_{ADM} (kPa)	σ_{ADM} recalculada em função de B (kPa)	$P_k + PP$ (kN)	Área (m ²)	B (m) - Pré-dimens	B (m) - Adotado	L (m) - Adotado	Área (m ²) - Adotada
Terzaghi & Peck	Térrea	222,8	-	51,5	0,23	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos	285,1	300,5	503,1	1,67	1,10	1,35	1,35	1,82
	4 pavimentos	354,0	378,2	1501,4	3,97	1,60	1,95	2,15	4,19
Hansen	Térrea	275,0	-	51,5	0,19	0,60	0,60	1,00	0,60
	2 pavimentos	451,1	-	503,1	1,12	1,10	1,10	1,10	1,21
	4 pavimentos	543,6	-	1501,4	2,76	1,60	1,60	1,80	2,88

Fonte: do autor

Analisando-se o redimensionamento dos elementos de fundação apresentado na tabela 28, pode-se citar que as dimensões do pré-dimensionamento proposto na tabela 17 foi eficiente para as edificações de 2 e 4 pavimentos quando empregada a proposição de Hansen, uma vez que esse foi o critério empregado no pré-dimensionamento ($c' = 5$ e $\phi' = 31^\circ$). Ao empregar-se a proposição de Terzaghi &

Peck, as dimensões dos elementos de fundação tiveram quer ser majoradas, resultando em 1,35 x 1,35 metros para a edificação de 2 pavimentos e 1,95 x 2,15 metros para a edificação de 4 pavimentos.

Para a edificação térrea, conforme citado anteriormente, mantiveram-se as dimensões pré-dimensionadas em função de exigência normativa.

5.4.4 Análise dos resultados de tensão admissível

A variação dimensional apresentada dentre os métodos empíricos demonstra que o método direto, mais comumente empregado e difundido na comunidade técnica, é o que emprega as maiores margens de segurança, justamente por possuir um alto grau de incertezas, ou seja, leva em consideração somente o valor de N_{SPT} , o que se assemelha a formulação proposta por Mello. Já a proposição de Teixeira, emprega além do valor N_{SPT} , o valor da menor dimensão da fundação B , o que aumenta o número de variáveis envolvidas e a confiabilidade do próprio método.

A partir dos resultados obtidos através dos métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos, considerando somente os estados limites últimos, pode-se avaliar que determinadas correlações empíricas tornam-se ineficazes na determinação da capacidade de carga de solos da mesma natureza geológica geotécnica do estudado, sobretudo nos modelos semi-empíricos. Isso ocorre principalmente quanto a determinação do ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), uma vez que, como citado anteriormente, é a variável mais significativa.

5.5 Determinação da previsão de recalques para fundações superficiais

Pelas informações obtidas a campo e através de correlações empíricas pôde-se chegar aos parâmetros necessários para a estimativa dos recalques iniciais das fundações superficiais dimensionadas. A determinação da previsão dos recalques por adensamento e seculares necessitam de parâmetros que acarretariam uma alta carga de trabalho e que fogem do foco da presente pesquisa. Desta forma, considerando a natureza geológica geotécnica do solo estudado, ou seja, um solo granular, os recalques iniciais são os mais significativos e são determinantes no recalque total estimado, portanto, somente estes foram verificados.

5.5.1 Determinação da previsão de recalques iniciais

Para que sejam atendidos os estados limites de serviços, Skempton e MacDonald propuseram, segundo dados apresentados na tabela 13, que os recalques em fundações isoladas assentes em solos arenosos não exceda 51 mm. Para Burland et al. esse limite é de 40 mm.

Conforme citado anteriormente, na solução da teoria da elasticidade para determinação da previsão de recalques iniciais, foram empregados os módulos de elasticidade obtidos pela média aritmética dos resultados calculados através das formulações de Teixeira e Godoy e Mello, bem com o módulo obtido através da solução proposta por Décourt et al. O coeficiente de Poisson adotado foi igual a 0,2, característico de areias pouco compactas. Os coeficientes de profundidade I_s e embutimento I_d foram considerado igual a 1,0, sendo o fator de forma I_s igual a 1,52 para a edificação térrea, 1,12 para a edificação de 2 pavimentos e 1,36 para a edificação de 4 pavimentos.

A tabela 29 apresenta a previsão de recalques iniciais para o trecho da sapata corrida mais carregada do modelo de edificação térrea, para as proposições racionais (teoria da elasticidade) e empíricas (baseados no N_{SPT}).

Tabela 29 – Previsão de recalques iniciais para o trecho mais carregado da sapata corrida da edificação térrea

Método		B x L (m)	σ_{ADM} (kPa)	T. da elasticidade		Terzaghi e Peck	Schultze e Sherif	Décourt	Ruver
				ρ_e (mm)		ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)
				E=11,8 MPa	E=24,5 MPa				
Empírico	Método direto	0,60 x 1,00	140,0	6,3	3,1	20,5	3,1	2,3	2,2
	Teixeira		136,8						
	Mello		164,6						
Semi-empírico	Peck, Hanson & Thornburn = Mayne		181,2						
	Décourt		181,2						
	Kenney		259,9						
Analítico	Terzaghi & Peck		222,8						
	Hansen	275,0							

Fonte: do autor

A proposição empírica de Terzaghi & Peck, conforme citado anteriormente, foi pioneira quanto a previsão de recalques utilizando o valor de N_{SPT} , sendo considerada conservadora para projetos rotineiros. A partir dos dados da tabela 29 pode-se reafirmar as considerações de conservadorismo da formulação de Terzaghi & Peck, uma vez que elevou consideravelmente a previsão de recalques.

Outra análise a ser apontada é quanto à variação da previsão de recalques quando empregados os diferentes valores de módulo de elasticidade no método teórico da teoria da elasticidade. Quando considerado o valor de E médio proposto por Teixeira e Godoy e Mello (11,8 MPa), o resultado da previsão de recalques gerou valores na ordem de duas vezes os valores obtidos através do módulo E proposto por Décourt et al. (24,5 MPa) e demais formulações empíricas.

Analisando-se os recalques iniciais previstos apresentados na tabela 29, pode-se afirmar que todos se enquadram dentro dos recalques limites estabelecidos por Skempton e MacDonald e Burland et al., não sendo necessário o redimensionamento do elemento de fundação.

A tabela 30 apresenta a previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada do modelo de edificação de 2 pavimentos.

Tabela 30 – Previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada da edificação de 2 pavimentos

Método	B x L (m)	σ_{ADM} (kPa)	T. da elasticidade		Terzaghi e Peck	Schultze e Sherif	Décourt	Ruver	
			ρ_e (mm)		ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	
			E=12,95 MPa	E=26,3 MPa					
Empírico	Método direto	1,85 x 1,85	150,0	19,8	9,7	114,1	6,8	8,1	10,9
	Teixeira	1,70 x 1,70	176,0	21,5	10,6	126,6	8,0	9,1	11,8
	Mello		173,9						
Semi-empírico	Peck, Hanson & Thornburn = Mayne	1,30 x 1,30	312,9	28,1	13,8	159,9	12,9	12,9	15,4
	Décourt								
	Kenney	1,10 x 1,10	442,8	33,2	16,4	176,6	17,2	16,0	18,3
Analítico	Terzaghi & Peck	1,35 x 1,35	300,5	27,1	13,3	155,7	12,0	12,3	14,9
	Hansen	1,10 x 1,10	451,1	33,2	16,3	176,6	17,2	16,0	18,3

Fonte: do autor

O conservadorismo da proposição de Terzaghi & Peck para estimativa de recalques iniciais fica ainda mais notável ao analisarmos os dados apresentados na tabela 30, onde se pode apontar um aumento médio de 10 vezes quando comparado a estimativa de recalques realizadas através das demais formulações.

Desconsiderando os resultados obtidos através da formulação conservadora proposta por Terzaghi & Peck, as demais ficaram dentro dos limites de recalque estabelecidos por Skempton e MacDonald e Burland et al.

A tabela 31 apresenta a previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada do modelo de edificação de 4 pavimentos.

Tabela 31 – Previsão de recalques iniciais para a sapata isolada mais carregada da edificação de 4 pavimentos

Método	B x L (m)	σ_{ADM} (kPa)	T. da elasticidade		Terzaghi e Peck	Schultze e Sherif	Décourt	Ruver	
			ρ_e (mm)						
			E=13,3 MPa	E=26,8 MPa	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	ρ_e (mm)	
Empírico	Método direto	3,05 x 3,25	153,3	50,7	25,2	186,6	7,4	11,6	18,1
	Teixeira	2,60 x 2,80	206,4	58,8	29,2	221,8	9,9	14,2	21,0
	Mello	2,85 x 3,05	176,9	54,0	26,8	202,4	8,4	12,7	19,3
Semi-empírico	Peck, Hanson & Thornburn = Mayne	1,90 x 2,10	385,9	78,4	38,9	274,5	17,2	20,8	28,0
	Décourt	1,65 x 1,85	496,0	89,0	44,2	292,2	22,0	24,6	31,7
	Kenney	1,60 x 1,80	565,2	91,5	45,4	295,7	23,1	25,5	32,6
Analítico	Terzaghi & Peck	1,95 x 2,15	378,2	76,6	38,0	270,8	16,5	20,1	27,3
	Hansen	1,60 x 1,80	543,6	91,5	45,4	295,7	23,1	25,5	32,6

Fonte: do autor

Para a sapata isolada mais carregada do modelo de edificação de 4 pavimentos também desconsiderou-se a previsão de recalque inicial proposta por Terzaghi & Peck.

Analisando-se os dados apresentados na tabela 31, pode-se afirmar que a previsão de recalques iniciais propostas por Schultze e Sherif, Décourt e Ruver ficaram dentro dos limites do estado limite de serviço estabelecidos por Skempton e MacDonald e Burland et al. Porém, ao analisar-se os recalques iniciais determinados a partir da teoria da elasticidade, somente os elementos de fundação dimensionados a partir da tensão admissível proposta através dos métodos empíricos e semi-

empíricos com ângulo de atrito determinados pelas proposições de Peck, Hanson & Thornburn e Mayne são aceitáveis pelos dois modelos de recalques máximo admissíveis, quando adotado o módulo E proposto por Décourt et al (26,8 MPa). Quando empregado o módulo E médio das proposições de Teixeira e Godoy e Mello (13,3 MPa), nenhum dos elementos de fundação são aprovados perante os estados limites de serviço.

A tabela 32 apresenta o redimensionamento dos elementos de fundação que apresentaram previsão de recalques imediatos superiores aos limites estabelecidos por Skempton e MacDonald e Burland et al., considerando somente a teoria da elasticidade.

Tabela 32 – Dimensões mínimas da sapata isolada mais carregada da edificação de 4 pavimentos para não ocorrer recalques excessivos através da teoria da elasticidade

Método		T. da elasticidade			
		B x L (m)	ρ_e (mm)	B x L (m)	ρ_e (mm)
			E=13,3 MPa		E=26,8 MPa
Empírico	Método direto	4,0 x 4,2	39,22	-	-
	Teixeira				
	Mello				
Semi-empírico	Peck, Hanson & Thornburn = Mayne			1,90 x 2,10	38,93
	Décourt				
	Kenney				
Analítico	Terzaghi & Peck	-	-		
	Hansen	1,90 x 2,10	38,93		

Fonte: do autor

A partir das dimensões mínimas dos elementos de fundação mais carregados da edificação de 4 pavimentos apresentado na tabela 32, pontualmente pode-se citar que até mesmo o dimensionamento realizado a partir do método direto de determinação da tensão admissível, considerado o mais conservador de todos os avaliados nesta pesquisa, teve duas dimensões reprovadas quanto aos estados limites de serviço quando empregado o módulo E médio proposto por Teixeira e Godoy e Mello (13,3 MPa). Portanto, reafirma-se a avaliação de que a proposição de

determinação empírica do módulo de elasticidade realizado por Teixeira e Godoy e Mello precisa ser reavaliada para solos da mesma natureza geológica geotécnica do solo estudado, uma vez que geram elementos de fundação significativamente maiores que os obtidos considerando as demais formulações.

Quando empregado o módulo de elasticidade proposto por Décourt et al., a dimensão mínima do elemento de fundação aproximou-se do pré-determinado inicialmente, onde foram considerados apenas os estados limites últimos.

5.5.2 Análise dos resultados de previsão de recalques iniciais

A partir dos resultados obtidos através das formulações teóricas e empíricas para estimar os recalques iniciais das estruturas propostas, pode-se reafirmar que alguns modelos são ineficazes. Esse é o caso da proposição de Terzaghi & Peck, a qual é considerada conservadora inclusive pela literatura, o que ratifica-se nesta pesquisa.

Outra dificuldade de se estimar a previsão de recalques através da teoria da elasticidade é a determinação do módulo de elasticidade do solo. As formulações empíricas para determinação deste parâmetro apresentam grande dispersão de resultados, o que acaba por prejudicar a avaliação deste modelo teórico de previsão de recalques iniciais.

Quanto às proposições de Schultze e Sherif, Décourt e Ruver, as mesmas apresentaram certa uniformidade para a maioria dos casos, sendo que para algumas dimensões dos elementos de fundação ocorreram variações mais significativas. Porém, de uma maneira geral, esses modelos apresentaram-se dentro dos limites de recalques máximos em todos os casos pré-dimensionados, ou seja, não foram necessários redimensionamentos para enquadrar os elementos de fundação nos estados limites de serviço.

5.6 Determinação das dimensões finais dos elementos de fundação mais carregados

A partir da análise dos estados limites últimos e estados limites de serviço, a tabela 33 apresenta o resumo das dimensões dos elementos de fundação realizada através dos diferentes métodos e formulações propostas.

Tabela 33 – Resumo das dimensões finais dos elementos de fundação mais carregados

Método		Ed. térrea		Ed. 2 pavimentos		Ed. 4 pavimentos	
		Dimens. (m)	Área (m ²)	Dimens. (m)	Área (m ²)	Dimens. (m)	Área (m ²)
Empírico	Método direto	0,60 x 1,00	0,60	1,85 x 1,85	3,42	3,05 x 3,25	9,91
	Teixeira			1,70 x 1,70	2,89	2,60 x 2,80	7,28
	Mello					2,85 x 3,05	8,69
Semi-empírico	Peck, Hanson & Thornburn = Mayne			1,30 x 1,30	1,69	1,90 x 2,10	3,99
	Décourt			1,10 x 1,10	1,21		
	Kenney						
Analítico	Terzaghi & Peck			1,35 x 1,35	1,82	1,95 x 2,15	4,19
	Hansen			1,10 x 1,10	1,21	1,90 x 2,10	3,99

Fonte: do autor

Para a edificação térrea, não ocorreram alterações nas dimensões através da aplicação dos diferentes métodos propostos, visto a exigência de largura mínima estabelecida pela ABNT 6122:2010, qual seja, 0,60 metros.

Quanto a edificação de 2 pavimentos, entre o método direto e o método proposto por Hansen obteve-se uma redução de aproximadamente 65% na área do elemento de fundação, no caso, sapata isolada.

Na edificação de 4 pavimentos a área da fundação teve uma redução próxima a 60% quando comparado o dimensionamento através do método direto e o método analítico proposto por Hansen. Neste caso a variação seria de aproximadamente 70% caso fossem consideradas as previsões de recalques iniciais propostas por Schultze e Sherif, Décourt e Ruver, as quais não obrigaram o redimensionamento dos elementos de fundação.

CONCLUSÃO

Analisando-se os resultados apresentados pelos métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos para determinação da tensão admissível do solo estudado, pode-se afirmar que a correlação da medida N_{SPT} , a qual é uma medida dinâmica enquanto que a tensão admissível trata-se de uma grandeza estática, bem como o nível de incertezas envolvido no ensaio SPT, faz com que as formulações empíricas adotem margens de segurança extremamente altas.

Quando empregados os parâmetros de resistência (c' e ϕ') obtidos empiricamente através de correlações a partir de N_{SPT} , ou seja, os métodos semi-empíricos, a tensão admissível assumiu valores próximos aos determinados através do ensaio de cisalhamento direto. Porém, a grande variação dos valores de ϕ' obtidos empiricamente fazem com que se crie uma grande insegurança no uso desses parâmetros nas formulações teóricas para obtenção da capacidade de carga do solo estudado.

Numa análise numérica somente entre o método direto comumente empregado no meio técnico e o analítico proposto por Hansen (empregando a contribuição de Vesic), considerando a obtenção dos parâmetros de resistência através do ensaio de cisalhamento direto, obteve-se um aumento na ordem de duas vezes na tensão admissível do solo estudado. Teoricamente tem-se que o modelo de Hansen é o mais preciso dentre os métodos teóricos. Aliando ao emprego do método a entrada de parâmetros de resistência obtidos experimentalmente e não por correlação, as incertezas são minimizadas quando se compara com as outras situações e portanto, a margem de segurança a ser empregada pode ser menor, o que acaba conduzindo a dimensões menores.

Quanto à previsão de recalques, a teoria da elasticidade por ser um modelo teórico de determinação da previsão de recalques iniciais deveria, conceitualmente, resultar em valores menos conservadores quando comparados aos métodos empíricos propostos na literatura. Porém, para o solo estudado, a obtenção do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram realizados de forma empírica, o que, além de tornar o método semi-empírico, faz com que os resultados possam apresentar grande variabilidade. Sendo assim, para o presente estudo, a teoria da elasticidade propôs recalques iniciais superiores aos previstos através dos métodos empíricos, os quais se mostraram medianamente uniformes. Desta forma,

pode-se concluir que é mais sensato obter o valor do recalque por uma equação que exija como parâmetro de entrada o valor de N_{SPT} , do que obter valores intermediários por correlações de N_{SPT} para aplicá-los em modelos teóricos baseados na teoria da elasticidade.

O ensaio SPT é uma ferramenta extremamente importante para a comunidade técnica, uma vez que garante aos projetistas a segurança necessária para o adequado dimensionamento das fundações de uma estrutura. Seu baixo custo, praticidade de execução e dados apresentados garantem a eficiência do projeto. Porém, por se tratar de um ensaio onde existe um alto grau de incertezas (na execução quando as variáveis que podem sofrer interferência e no uso dos resultados através da interpretação do projetista e formulações que o mesmo irá utilizar para obter a capacidade de carga, por exemplo), as formulações empíricas existentes acabam por minorar significativamente a tensão admissível do solo objeto de análise, objetivando não transmitir à fundação a insegurança do ensaio.

Porém essa minimização da capacidade de carga do solo repercute diretamente nas dimensões dos elementos de fundação e conseqüentemente nos custos envolvidos. Segundo a pesquisa realizada, a redução da área das sapatas isoladas para os modelos de edificação apresentados foi da ordem de 60 a 70%, o que representa menos da metade do consumo dos insumos necessários para a construção dos elementos de fundação.

Desta forma, conclui-se que o ensaio SPT deve ser utilizado em edificações de baixo porte, sendo que em médio e grande porte deve somente servir como auxiliar no pré-dimensionamento, investindo-se na realização de ensaios de maior precisão, tais como cisalhamento direto, triaxiais ou provas de carga, os quais poderão conduzir a elementos de fundação muito mais enxutos, reduzindo os custos de execução envolvidos.

Toda a análise anteriormente apresentada é realizada a partir dos dados obtidos nos ensaios com o solo estudado, sendo que para outras classificações geológicas geotécnicas tais resultados podem apresentar grande variação, conduzindo a outras conclusões.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodrigues. *Exercícios de fundações*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

ALONSO, Urbano Rodrigues. *Previsão e controle das fundações*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Montgomery County, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____ NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

_____ NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____ NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____ NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____ NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____ NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____ NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____ NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

_____ NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____ NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

BOTELHO, Manoel H. C.. MARCHETTI, Osvaldemar. *Concreto armado eu te amo*. 7. ed. São Paulo: Blucher, 2013. 1.v.

BRASIL. Exército Brasileiro. Geoportail do exército brasileiro. Banco de dados geográficos do exército. Disponível em: <<http://www.geoportail.eb.mil.br> > Acesso em: 13 set. 2014.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Informações sobre geografia física. Disponível em: < <http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em 13 set. 2014.

BRASIL. Serviço Geológico do Brasil – CPRM. Ministério de Minas e Energia. Mapas geológicos. Disponível em: < <http://www.cprm.gov.br/>>. Acesso em 13 set. 2014.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 1377-7: *Methods of test for soils for civil engineering purposes – Shear strength tests (total stress)*. Londres, 1990.

CINTRA, José Carlos A.. AOKI, Nelson. ALBIERO, José H.. *Tensão Admissível em Fundações Diretas*. 1. ed. São Carlos: Rima, 2003.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 1. v.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

HACHICH, W. et al. *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. *Patologia das fundações*. São Paulo: Oficina de textos, 2008.

OLIVEIRA, A. M. DOS S. DE et al. *Geologia de engenharia*. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. São Paulo: Terratek, 2007.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

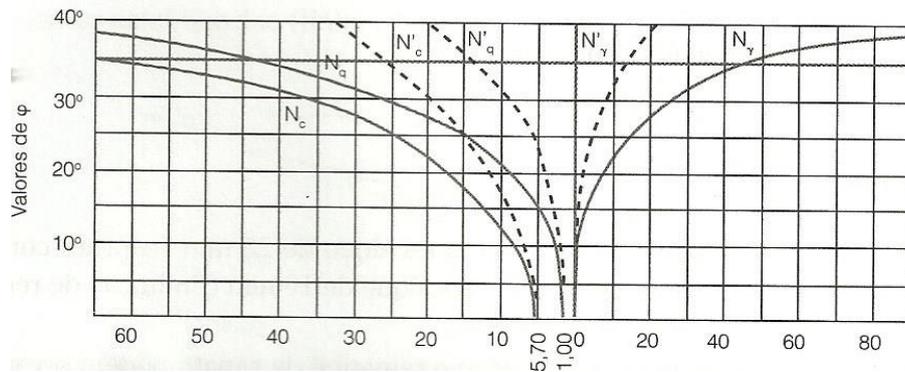
SCHNAID, Fernando. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

STRECK, E. V. et al. *Solos do Rio Grande do Sul*. 2. ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. *Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 1. v.

ANEXO A – Ábaco e tabela para obtenção dos fatores necessários para aplicação na equação de Terzaghi

Ábaco para obtenção dos fatores de capacidade de carga:



Fonte: Alonso (2010)

Tabela dos fatores de forma:

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S _c	S _γ	S _q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Alonso (2010)

ANEXO B – Formulações para obtenção dos fatores necessários para aplicação na equação de Hansen

Fatores de forma:

Forma da base	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \text{tg } \phi$	$1 - 0,4 \left(\frac{B'}{L'}\right)$
Circular e quadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \text{tg } \phi$	0,6

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Fatores de inclinação da carga (VELLOSO e LOPES, 2011):

$$i_c = 1 - \frac{mH}{B'L'cN_c} \quad (\text{para } \phi = 0)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B'L'c \cot \phi} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + B'L'c \cot \phi} \right]^{m+1}$$

Inclinação da carga paralelamente a menor dimensão B – $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$

Inclinação da carga paralelamente a maior dimensão L – $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

Fatores de profundidade:

Condição	D_c	D_q	D_γ
$D/B \leq 1$	$1 + 0,4 \frac{D}{B}$	$1 + 2 \text{tg } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \frac{D}{B}$	1,0
$D/B \geq 1$	$1 + 0,4 \text{arctg} \left(\frac{D}{B}\right)$	$1 + 2 \text{tg } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \text{arctg} \frac{D}{B}$	1,0

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Fatores de inclinação da base da fundação (VELLOSO e LOPES, 2011):

$$b_c = 1 - \left[\frac{2\alpha}{(\pi + 2)} \right]$$

$$b_q = b_\gamma = \left(\frac{1 - \alpha}{\text{tg } \phi} \right)^2$$

Fatores de inclinação do terreno, em função de talude ao lado da fundação (VELLOSO e LOPES, 2011):

$$g_c = 1 - \left[\frac{2\omega}{(\pi + 2)} \right]$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg } \omega)^2$$

ANEXO C – Coeficiente de Poisson

Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3
Silte	0,3 – 0,5
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4

Fonte: Hachich et al. (1998)

ANEXO D – Determinação de I_s , I_d , I_h

Fator de profundidade/embutimento I_d : conforme Velloso e Lopes (2011), Lopes (1979) aconselha desprezar esse fator, ou seja, para carregamentos na superfície, adotar $I_d=1,0$.

Fator de espessura da camada compressível I_h : conforme Velloso e Lopes (2011), numa correlação com Ruver (2005), pode-se notar a generalização da adoção de $I_h=1,0$.

Fator de forma I_s para carregamento na superfície ($I_d=1,0$) de um meio de espessura infinita (Perloff, 1975):

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo (L/B)				
1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

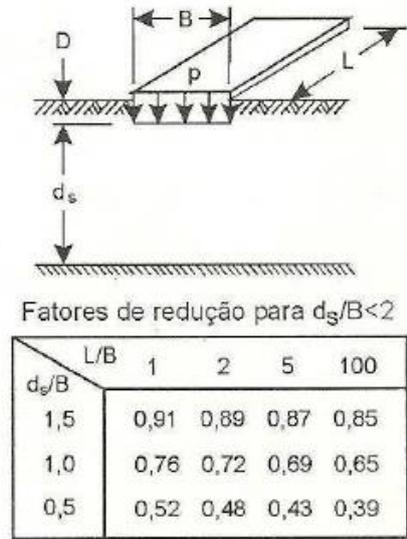
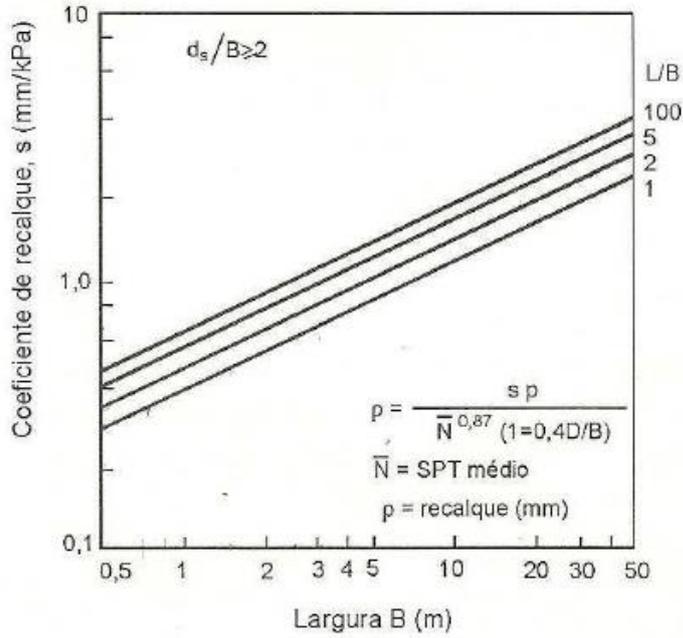
Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Fator de forma I_s para carregamento na superfície ($I_d=1,0$) de um meio de espessura fina (Harr, 1966):

Z/B	Círculo	Retângulo ($n = L/B$)						
		$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 5$	$n = 7$	$n = 10$	$n = \infty$
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
1,0	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
2,0	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
4,0	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
6,0	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
10,0	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
14,0	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
20,0	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

ANEXO E – Ábaco para determinação s e d_s



Fonte: Schnaid (2000)

ANEXO F – Planta baixa do modelo de edificação térrea

ANEXO G – Planta baixa do modelo de edificação de 2 pavimentos

ANEXO H – Planta baixa do modelo de edificação de 4 pavimentos

ANEXO I – Boletim de Sondagem SPT

