



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANTÔNIO SÉRGIO BEZERRA GOMES FILHO

**MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS E VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS**

FORTALEZA

2013

ANTÔNIO SERGIO BEZERRA GOMES FILHO

MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS E VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

FORTALEZA

2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

-
- G614m Gomes Filho, Antônio Sérgio Bezerra.
 Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas e
 verificação da capacidade de carga de estacas / Antônio Sérgio Bezerra
 Gomes Filho. – 2013.
 85 f.: il. color.; 30 cm.
- Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de
 Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Curso
 de Engenharia Civil, Fortaleza, 2013.
 Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.
1. Geotecnia. 2. Capacidade de Carga I. Título.

ANTÔNIO SERGIO BEZERRA GOMES FILHO

MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS E VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Aprovada em 30/07/2013.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)

Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota

Universidade Federal do Ceará

À minha mãe, Cláudia, por tudo nessa vida.

AGRADECIMENTOS

É chegada a hora de agradecer a tudo e a todos que me ajudaram, de alguma forma, a obter este tão almejado título de Engenheiro Civil.

Inicialmente a minha família, desde as minhas avós, tios e tias até os primos: muito obrigado. Em especial a quatro pessoas insubstituíveis: minha mãe, Claudia, e minha irmã, Lara, ambas sempre por perto me incentivando, e ao meu pai, Sérgio, e minha irmã, Ticiania, que apesar da distância muito me ensinaram em toda a vida.

Em termos acadêmicos gostaria de agradecer de forma geral a todos os professores e servidores que ali estiveram para me proporcionar um local de estudo e trabalho decente e confortável. Aos zeladores pela limpeza e organização, ao pessoal da coordenação pelas ajudas com os “pepinos” e matrículas e a todos os professores pelo aprendizado. Em especial aos que estiveram mais presentes durante minha graduação: Chagas Filho, Tereza Denyse, Evandro Parente, Joaquim Mota, Magnólia Mota, Alfran Moura e Fernando Beserra.

Agradeço também a todos meus colegas de curso, ou melhor, agora, colegas de profissão. Não somente os da minha turma como todos os outros com quem reparti as salas de aulas, dividi dúvidas e compartilhei conhecimentos. Em especial gostaria de citar apenas dois nomes, pois se passasse disso teria que citar uns 30 ou 40 que também muito me ajudaram. Rafael Montenegro e Guilherme de Azevedo, pelas centenas de trabalhos em equipe e grupos de estudos madrugada adentro.

A todos com quem eu estagiei: chefes, supervisores, engenheiros, mestres de obras, o meu muito obrigado. Em especial ao eng. Roberto Otto, pelo infinito conhecimento passado.

A todos os meus amigos e amigas, estudantes e profissionais de outras áreas, que muito me incentivaram, mesmo sem entender que tamanha dedicação e luta foi essa para que eu me formasse em engenharia. Em especial a Paula, que me ajudou demasiadamente nos momentos bons e nos difíceis, tanto na faculdade como na vida.

E por último, porém não menos importante, à Deus, Supremo, pela energia positiva, que nunca me permitiu desistir.

“Nós somos aquilo que fazemos repetidamente. Excelência,
então, não é um modo de agir, mas um hábito.”

- Aristóteles

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE GRÁFICOS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

LISTA DE SÍMBOLOS

RESUMO

ABSTRACT

1. INTRODUÇÃO.....	17
1.1. Problemática.....	19
1.2. Objetivos.	20
1.2.1. Geral.....	20
1.2.2. Específicos.....	20
1.3. Metodologia.....	21
1.4. Estrutura da Monografia.....	21
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	23
2.1. Solos e Geotecnia.....	23
2.2. Fundações.....	27
2.3. Investigação Geotécnica.....	32
2.4. Capacidade de Carga.....	33
2.5. Previsão de Recalque.....	38
2.6. Métodos de Determinação de Capacidade de Carga em Estacas.....	39
2.6.1. Método de Aoki-Velloso (1975).....	39
2.6.2. Método de Décourt-Quaresma (1978).....	41
2.6.3. Método de Cabral (1986).....	44
2.6.4. Método de Velloso (1981).....	45

2.6.5. Método de Teixeira (1996).....	46
2.7. Elementos Finitos.....	47
3. METODOLOGIA DE PESQUISA.....	50
3.1. Estratégia de Pesquisa.....	50
3.2. Estudo de Caso.....	51
3.3. <i>Software Plaxis 3D Foundation</i>	52
3.4. Correlações Semi-empíricas.....	58
3.5. Métodos de Determinação de Capacidade de Carga em Estacas.....	60
4. RESULTADOS.....	67
5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....	76
REFERÊNCIAS.....	78
ANEXO I – Previsão de Capacidade de Carga – Método de Aoki-Velloso	
ANEXO II – Previsão de Capacidade de Carga – Método de Décourt-Quaresma	
ANEXO III – Previsão de Capacidade de Carga – Método de Cabral	
ANEXO IV – Previsão de Capacidade de Carga – Método de Velloso	
ANEXO V – Previsão de Capacidade de Carga – Método de Teixeira	

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Relação tensão-deformação para o critério de Mohr-Coulomb.....	25
Figura 2.2 – Limites de Atterberg.....	26
Figura 2.3 – Fundações superficiais.....	28
Figura 2.4 – Fundações profundas.....	29
Figura 2.5 – Processo executivo estaca raiz.....	31
Figura 2.6 – Equipamento de sondagem a percussão.....	33
Figura 2.7 – Ensaio de prova de carga estático.....	34
Figura 2.8 – Método da norma NBR 6.122: carga de ruptura convencional.....	35
Figura 2.9 – Estaca submetida a esforço de carga axial.....	37
Figura 2.10 – Modelos de solução do mecanismo de ruptura do solo.....	38
Figura 2.11 – Recalque de estaca de fundação.....	39
Figura 2.12 – Malha de elementos finitos.....	48
Figura 3.1 – Esquema representativo do caso estudado.....	51
Figura 3.2 – Visão do software: terreno e escavação.....	52
Figura 3.3 – Visão do software: “workplanes”	53
Figura 3.4 – Visão do software: definições da estaca.....	53
Figura 3.5 – Visão do software: parâmetros do solo.....	54
Figura 3.6 – Visão do software: camadas do maciço de solo.....	55
Figura 3.7 – Visão do software: malha 2D de elementos finitos.....	56
Figura 3.8 – Visão do software: malha 3D de elementos finitos.....	56
Figura 3.9 – Visão do software: menu da carga.....	57
Figura 3.10 – Visão do software: estaca carregada.....	57
Figura 4.1 – Visão do software: curva “carga x recalque”.....	67
Figura 3.2 – Visão do software: tensões efetivas (malha 3D).....	75
Figura 4.3 – Visão do software: detalhe do topo da estaca carregada (malha 3D).....	75
Figura 4.4 – Visão do software: deslocamentos verticais.....	75

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Curva “Carga x recalque” / Método NBR 6.122/2012.....	69
Gráfico 4.2 – “Capacidade de carga x profundidade”: Método de Aoki-Velloso.....	72
Gráfico 4.3 – “Capacidade de carga x profundidade”: Método de Décourt-Quaresma..	72
Gráfico 4.4 – “Capacidade de carga x profundidade”: Método de Cabral.....	73
Gráfico 4.5 – “Capacidade de carga x profundidade”: Método de Velloso.....	73
Gráfico 4.6 – “Capacidade de carga x profundidade”: Método de Teixeira.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....	25
Tabela 2.2 - Classificação de Solos.....	27
Tabela 2.3 – Tipos de estacas.....	30
Tabela 2.4 – Valores de K e α (Monteiro, 1997).....	40
Tabela 2.5 - Valores de F1 e F2 (Monteiro, 1997).....	41
Tabela 2.6 – Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma, 1978).....	42
Tabela 2.7 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)	42
Tabela 2.8 – Valores do fator α (Décourt, 1996).....	43
Tabela 2.9 – Valores do fator β (Décourt, 1996).....	43
Tabela 2.10 - Coeficientes β_1 e β_2 (Cabral, 1986).....	44
Tabela 2.11 – Fatores λ , α e β (Velloso, 1981).....	45
Tabela 2.12 – Parâmetros de correlação SPT/CPT (Velloso, 1981).....	46
Tabela 2.14 – Parâmetros α e β (Teixeira, 1996)	47
Tabela 3.1 – Parâmetros dos materiais utilizados.....	56
Tabela 3.2 – Fator K de correlação E e N_{SPT}	58
Tabela 3.3 – Fator α de correlação E e N_{SPT}	59
Tabela 3.4 – N_{SPT} em função do módulo de deformabilidade.....	59
Tabela 3.5 – N_{SPT} das camadas de solo.....	59
Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados: método Aoki-Velloso.....	60
Tabela 3.7 – Parâmetros utilizados: método Décourt-Quaresma.....	61
Tabela 3.8 – Parâmetros utilizados: método de Cabral.....	63
Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados: método de Velloso.....	64
Tabela 3.10 – Parâmetros utilizados: método de Teixeira.....	65
Tabela 4.1 – Valores curva “carga x recalque” / método NBR 6.122/2010.....	68
Tabela 4.2 – Valores de capacidade de carga.....	69
Tabela 4.3 – Valores de carga admissível.....	70
Tabela 4.4 – Valores de fatores de segurança reais.....	71

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

MEF – Método dos Elementos Finitos

SPT – *Standard Penetration Test*

CPT – *Cone Penetration Test*

N_{SPT} – Índice de penetração do amostrador (ensaio de sondagem a percussão)

FS – Fator de segurança

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

IP – Índice de plasticidade

FS_p – Fator de segurança de ponta

FS_1 – Fator de segurança de fuste (atrito lateral)

LISTA DE SÍMBOLOS

- τ : Tensão cisalhante (critério Mohr-Coulomb)
- σ_n : Tensão normal (critério Mohr-Coulomb)
- c : Coesão
- φ : Ângulo de atrito
- E : Módulo de elasticidade (ou deformabilidade) do material
- Δr : Recalque de ruptura convencional
- P : Carga de ruptura convencional
- L : Comprimento da estaca
- D : Diâmetro da estaca
- A_b : Área da seção transversal da estaca
- U : Perímetro da seção transversal da estaca
- ρ : Recalque
- ρ_e : Encurtamento elástico (parcela do recalque)
- ρ_s : Deformações verticais de compressão (parcela do recalque)
- Q_r : Capacidade de carga total da estaca
- Q_p : Capacidade de carga de ponta da estaca
- Q_l : Capacidade de carga do fuste (atrito lateral) da estaca
- q_p : Resistência de ponta da estaca
- τ_l : Resistência do fuste (atrito lateral) da estaca
- Δl : Trecho do comprimento da estaca onde τ_l se aplica
- N_{SPT} : Número de golpes do ensaio SPT para cada Δl
- q_c : Resistência de ponta pelo ensaio de cone (CPT)
- τ_c : Resistência do fuste (atrito lateral) pelo ensaio de cone (CPT)

α : Fator de correlação de E com NSPT (método de Aoki-Velloso)

K: Coeficiente de correlação de E com N_{SPT} (método de Aoki-Velloso)

F1 / F2: Fatores do tipo de estaca (método de Aoki-Velloso)

N_l : N_{SPT} médio ao longo do fuste (método de Décourt-Quaresma)

N_p : N_{SPT} médio da ponta da estaca (método de Décourt-Quaresma)

C: Coeficiente característico dos tipos de solo (método de Décourt-Quaresma)

α : Fator de correção da parcela de ponta (método de Décourt-Quaresma)

β : Fator de correção da parcela de atrito lateral (método de Décourt-Quaresma)

β_o : Coeficiente pressão de injeção/diâmetro (método de Cabral)

β_1 / β_2 : Coeficientes tipos de solos (método de Cabral)

p: Pressão de injeção (método de Cabral)

λ : Fator de carregamento (método de Velloso)

α : Fator de execução (método de Velloso)

β : Fator de dimensão (método de Velloso)

D_b : Diâmetro da base da estaca (método de Velloso)

a / b: Parâmetros de correlação CPT/SPT para ponta (método de Velloso)

a' / b': Parâmetros de correlação CPT/SPT para fuste (método de Velloso)

$\overline{N_b}$: valor médio do NSPT obtido no intervalo de 4 diâmetros acima e 1 abaixo da ponta

$\overline{N_l}$: valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca (método de Teixeira)

α : Parâmetro tipo de solo / tipo de estaca (método de Teixeira)

β : Parâmetro tipo de estaca (método de Teixeira)

K: Coeficiente de correlação E e N_{SPT} (correlação semi-empírica: Teixeira e Godoy)

α : Fator de correlação E e N_{SPT} (correlação semi-empírica: Teixeira e Godoy)

$Q_{r,plaxis}$: Capacidade de carga total da estaca (*software* Plaxis 3D)

RESUMO

A geotecnia, dentro do universo da engenharia, apresenta-se ainda como um ramo bastante recente. Isso porque ainda há muito que se descobrir, explorar e principalmente desenvolver e aprimorar nas técnicas e teorias hoje utilizadas. As incertezas a respeito do material solo implicam, na maioria das vezes, em estudos com baixas probabilidades de conclusões precisas e generalizadas, que se apliquem a diferentes ocasiões. Isto acontece mais facilmente quando se cria uma grande delimitação da pesquisa, restringindo-a a casos particulares. Neste intuito, o presente trabalho analisa diferentes métodos de determinação de capacidade de carga em estacas de fundação propostos pela literatura. Esta é feita a partir de um comparativo entre os métodos e uma modelagem numérica realizada em um *software* de elementos finitos, tendo em vista a verificação de qual deles apresenta resultados mais próximos da implementação computacional, uma vez que esta última foi realizada com dados reais de ensaio de prova de carga. Para tanto se fez necessário uma vasta fundamentação teórica do assunto, relevante a estimativa de parâmetros para os tipos de solo encontrado no terreno. Finalmente é feita uma análise para chegar a conclusão mais recomendável para o caso estudado.

Palavras chave: Fundação. Estaca. Capacidade de carga. Elementos finitos.

ABSTRACT

The geotechnical, within the engineering's universe, presents as an area still fairly recent. That's because there is still much to discover, explore and mainly develop and improve techniques and theories used today. The uncertainties about the ground material involve, in most cases, in studies with low probability of accurate conclusions and generalized, applicable to several cases. This happens easily when it creates a large limit of the search, by restricting to particular cases. Therefore, this study analyzes different methods for determining load capacity in foundation piles proposed in the literature. This is made from a comparison between the methods and a numerical modeling performed in a finite element software, in order to check which one has the closest matches of the computational implementation, once this was powered by real data from a load test. To this end, it was necessary a vast theoretical foundation of the subject, relevant to parameter estimation for the soil types found on the ground. Finally an analysis is made to reach the conclusion most advisable for the case study.

Key words: Foundation. Pile. Load capacity. Finite elements.

1. INTRODUÇÃO

A engenharia é uma ciência que se renova a cada instante, segundo as necessidades do mercado. Apesar de apresentar inúmeros aprimoramentos com o passar dos anos, a mesma conserva elementos utilizados há bastante tempo.

Há um crescimento significativo ocorrendo atualmente no setor de engenharia e construção civil em várias partes do país, e no mundo como um todo, tanto no porte quanto na quantidade das obras em execução. Estas se apresentam em diversos tipos, desde construções de simples casas e edifícios até grandes obras de infra-estrutura de estradas, pontes, barragens, etc.

As edificações, porém, não existem de forma isolada. Elas são concebidas para abrigar, sustentar e inspirar uma variedade de atividades humanas em resposta as necessidades socioculturais, econômicas e políticas, e são erguidas em ambientes construídos e naturais que condicionam ao mesmo tempo em que oferecem oportunidades de desenvolvimento (CHING, 2010).

É fácil notar que o terreno é um elemento de suma importância para a integridade da obra. Isso por que é nele que a estrutura irá se apoiar e fixar, permanecendo devidamente em pé. Além deste fato, não raramente, pode-se observar a ocorrência de pavimentos abaixo do nível do terreno, os subsolos, que muitas vezes tem de ser escavados além dos níveis das águas subterrâneas (lençóis freáticos), evidenciando mais ainda a importância deste elemento.

O projeto estrutural tem com objetivo a concepção de uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo as condições de segurança, de utilização, econômicas, estéticas, ambientais, construtivas e legais. O resultado final do projeto estrutural é a especificação de uma estrutura de forma completa, isto é, abrangendo todos os aspectos gerais, tais como locação, e todos os detalhes necessários para a sua construção (MARTHA, 2010).

O conjunto formado pelos elementos estruturais de alicerce e o maciço de solo presente no terreno é denominado de fundação. Esta tem a função de receber todas as cargas da edificação e dissipá-las para o solo, que por sua vez, deve ter resistência

suficiente para suportá-las. Para o sucesso na elaboração do projeto de fundação de uma estrutura é necessário conhecer primeiramente as características do solo, para então pensar-se na solução a se adotar.

É válido salientar que o solo é um material bastante anisotrópico e imensamente heterogêneo, o que dificulta acertar ou atribuir uma característica ou parâmetro geral para determinado tipo. Isto, porém, é bastante feito pela literatura, apesar de a própria Associação Brasileira de Normas Técnicas citar, na NBR 6.122/2010, que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza.

Para o conhecimento de um terreno onde queremos construir uma edificação é necessário fazer o que chamamos de investigação geotécnica. Trata-se de uma busca por características, tipos, comportamento dos solos ali presentes. Geralmente, um maciço de solo não é homogêneo, apresentando diferentes tipos de materiais principalmente à medida que se aprofunda. Há inúmeros processos de investigação do subsolo, dos quais pode-se citar os ensaios de cone, de palheta (*vanetest*) e pressiométrico, assim como as sondagens a percussão, rotativas e mistas.

Sem dúvida o método mais usual de investigação, principalmente na realidade da geotecnia nacional, é a sondagem a percussão. O processo de investigação mede um índice, chamado N_{SPT} , além de coletar amostras dos solos desde a superfície até a profundidade investigada, para que se possa verificar de que tipo realmente se trata. O índice supracitado servirá de parâmetro para estimar a resistência de cada material coletado. Porém, como o próprio nome faz referência, por se tratar de uma sondagem não se pode ter certeza do que está ali de fato, mas sim ter uma estimativa do todo.

Um tipo bem comum de elemento de fundação é a estaca. Podendo ser de concreto, aço ou até mesmo de madeira, as estacas apresentam diversos modelos de execução e são como grandes colunas enterradas no solo. Trabalham geralmente complementadas por blocos de coroamento, que solidarizam os topos de uma ou de um grupo delas.

Hoje em dia há diversos métodos para determinação da capacidade de cargas destas estacas. A grande maioria destes métodos, incluindo os mais utilizados pelos projetistas, são de caráter semiempíricos. Estes são baseados, principalmente, nos

resultados das investigações geotécnicas do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) ou CPT (*Cone Penetration Test*).

Uma solução bastante explorada em diversas regiões do Brasil e do mundo é a estaca raiz. Apesar de ter perdido bastante mercado para as estacas do tipo hélice contínua, introduzidas em meados da década de 1990, a estaca executada sob pressão é muito utilizada, por seu equipamento alcançar locais mais restritos e ser executada em diversas direções.

Como é comum na engenharia, quando se faz algum processo é ideal testar a veracidade de seus resultados, verificando se estes atendem à necessidade requerida. Não fugindo a este aspecto, as estacas devem passar por um teste chamado “prova de carga”. Neste, que não deixa de ser também um processo de investigação geotécnica, o elemento ensaiado recebe uma carga aplicada por um equipamento hidráulico que irá simular os esforços da futura estrutura que ali se apoiará. Ao longo do tempo e do aumento da carga, são medidos deslocamentos verticais, qual chamamos de recalque, que devem alcançar no máximo um limite pré-estabelecido, para que peça seja então considerada aceite ao ensaio.

O efeito de grupo é um fator determinante na determinação da capacidade de carga de fundações. Quando essa carga é estimada para uma só estaca, como sugerem os métodos propostos pela literatura, ocorre mais uma vez um distanciamento da realidade, porém a favor da segurança, já que o grupo de estacas terá uma capacidade maior do que o somatório das cargas individuais de cada elemento.

1.1. Problemática

Devido ao aumento considerável no setor de obras, os projetistas de fundações estão sendo cada vez mais solicitados, tendo de enfrentar projetos desafiadores, necessitando soluções mais complexas para casos bem específicos. Motivado então por essa necessidade, propõe-se estudar a verificação da viabilidade de uma ferramenta de elementos finitos para a determinação de capacidade de carga de estacas, baseado em dados de ensaios de campo, para diversificar e aumentar as possibilidades de trabalhos destes profissionais.

Pode-se, então, afirmar que o modelo numérico proposto pelo software atende aos requisitos dos métodos de estimativa do comprimento de estacas utilizados nos projetos estruturais de fundações? Os valores por ele encontrados podem ser aplicados em casos reais, garantindo os estados limites último e de serviço da estrutura? Nesta linha de trabalho, está pesquisa visa responder estes questionamentos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

Este trabalho tem como objetivo principal fazer a análise de cinco diferentes métodos de determinação do comprimento de estacas através da comparação de seus resultados com a modelagem numérica do comportamento de um caso real imposto por um software de elementos finitos. Com isso poderá se aferir se os métodos são razoáveis na determinação da capacidade de carga da estaca estudada, considerando a solução numérica por elementos finitos a mais acurada, uma vez que está é alimentada por dados do ensaio de prova de carga.

1.2.2. Específicos

Os objetivos específicos dessa monografia são:

- Modelar numericamente a estaca estudada para obtenção da carga de ruptura do elemento estrutural;
- Estimar índices de resistência à penetração, N_{SPT} , em função dos parâmetros dos solos estudados no caso;
- Calcular a capacidade de carga de ruptura da estaca através dos cinco métodos propostos pela literatura;
- Supondo a utilização em uma situação real, verificar os fatores de segurança reais de cada caso.

1.3. Metodologia

Para o desenvolvimento deste trabalho foram realizadas as seguintes etapas:

- Revisão da literatura: nesta etapa foram selecionados alguns trabalhos acadêmicos e publicações, incluindo dissertações de mestrado e doutorado, com o intuito de obter conhecimento e informações a respeito de fundações, métodos de determinação de comprimento de estacas, previsões de recalque, entre outros assuntos;

- Implementação no *software*: o caso da estaca raiz foi implementado no programa computacional. Nesta etapa foram alcançados resultados importantes para a comparação com os métodos de determinação do comprimento de estacas, objetivo central do trabalho;

- Obtenção de dados: através dos parâmetros do solo, presentes no caso estudado, foi necessário estimar outros parâmetros do solo para serem utilizados na determinação da capacidade de carga do elemento estrutural;

- Determinação da capacidade de carga da estacas: cinco métodos semiempíricos propostos pela literatura foram utilizados, buscando-se resultados a serem comparados com o do *software*;

- Elementos finitos x métodos semiempíricos: esta etapa concentrou o intuito principal da pesquisa, que é a comparação dos métodos buscando a aplicabilidade dos resultados ao caso específico de estacas raiz, tomando como hipótese verdadeira os resultados encontrados com o *software* de elementos finitos.

1.4. Estrutura da monografia

Este trabalho está dividido em cinco capítulos e sua estrutura apresenta-se da seguinte forma:

Capítulo 1 – O primeiro capítulo é composto da introdução, uma contextualização geral do assunto a ser abordado na monografia. Além disso, conta também com a os objetivos do estudo, um resumo da metodologia adotada para desenvolvê-lo e por fim a estrutura da monografia.

Capítulo 2 – É apresentada a revisão de literatura, onde é discorrido sobre os principais assuntos pertinentes ao estudo, tais com geotecnia (estudo dos solos), fundações de edificações, ensaios técnicos de sondagem a percussão e prova de carga, modelagem numérica com a utilização de software de elementos finitos e determinação de capacidade de carga de estacas.

Capítulo 3 – Trata a metodologia utilizada no estudo, onde apresentar-se-á os dados coletados, as simulações implementadas no software, os métodos propostos pela literatura e a descrição de todos os processos inerentes a estas atividades.

Capítulo 4 – Mostra os resultados alcançados com o estudo. Tabelas e gráficos comparativos entre os métodos ilustram o texto, que se complementa com a análise dos resultados obtidos.

Capítulo 5 – Relata as conclusões do trabalho e suas recomendações para trabalhos futuros na mesma área.

Referências bibliográficas e anexos encerram a monografia.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica contemplando os temas que contribuem diretamente para o desenvolvimento desta pesquisa. Inicialmente são abordados os temas gerais relativos a solos e geotecnia. Em seguida há uma abordagem sobre as fundações e seus diversos tipos, além dos processos de investigações geotécnicas aplicáveis ao tema. Adiante é fundamentado assuntos a respeito da interação solo-estrutura, da capacidade de carga das estacas e previsões de recalques. Por fim discorre-se a respeito dos métodos de determinação do comprimento de estacas propostos pela literatura e sobre elementos finitos.

2.1. Solos e Geotecnia

Toda obra de engenharia civil assenta-se sobre um terreno e, inevitavelmente, é necessário que o desempenho do solo seja devidamente estudado e considerado. A mecânica dos solos, que estuda o comportamento dos solos quando tensões são aplicadas, no caso das fundações, ou aliviadas, no caso das escavações, constitui uma ciência da engenharia (PINTO, 2006).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 6.502/1995, definiu-se solo como sendo material proveniente da decomposição das rochas por processos físicos e químicos, contendo ou não matéria orgânica. Pinto (2006) afirma que os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediário, e que estas partículas encontram-se, em geral, livres para deslocar-se entre si.

A ABNT separa os solos em quatro classificações distintas (NBR 6.502, 1995):

- Classificação geológica: de natureza genética, segundo seus processos de formação e evolução, tendo por base os princípios da geologia;
- Classificação geotécnica: segundo as propriedades e características de seus elementos constituintes, tendo por base os princípios da mecânica dos solos;
- Classificação granulométrica: segundo as dimensões de seus grãos ou partículas e suas diferentes percentagens de ocorrência;

- Classificação pedológica: definição de classes de solos e suas subdivisões segundo diversos critérios.

Karl Terzaghi, conhecido internacionalmente como o “Pai da Mecânica dos Solos”, foi um engenheiro civil, estudioso, de larga experiência, de importância ímpar para a geotecnia. Embasado por estudos clássicos desenvolvidos em séculos passados, como os de Coulomb (1773), Rankine e Darcy (1856), seus trabalhos identificaram o papel das pressões da água no estudo das tensões nos solos, apresentaram soluções matemáticas para a evolução dos recalques das argilas com o tempo após o carregamento, entre outras descobertas, além de servir como base para todos os estudos da engenharia geotécnica moderna (PINTO, 2006).

O critério de Mohr-Coulomb foi introduzido pela primeira vez em 1773, por Charles Coulomb, sendo ainda muito utilizado devido à sua simplicidade. Pelo critério ocorre ruptura quando se alcança a resistência ao cisalhamento do material e é sugerido pela seguinte expressão (FERNANDES, 2013):

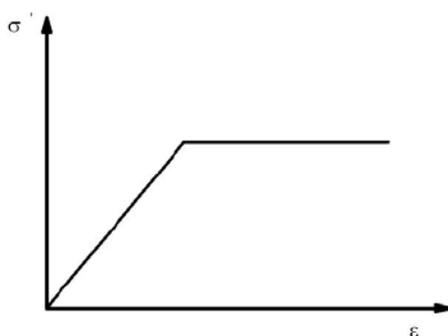
$$\tau = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2.1)$$

Onde:

- τ : tensão cisalhante
- c : coesão
- σ_n : tensão normal
- φ : ângulo de atrito

Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura de solos e rochas. É assim classificado devido a hipótese de que o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. A Figura 2.1 ilustra a relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb, onde o material apresenta o comportamento citado até atingir uma determinada tensão de escoamento e se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (SANTOS, 2007).

Figura 2.1 – Relação tensão-deformação para o critério de Mohr-Coulomb



Fonte: Santos, 2007.

Todos os solos, em sua fase sólida, contêm partículas de diferentes tamanhos em proporções bastante variadas. A determinação do tamanho das partículas e suas respectivas porcentagens de ocorrência permitem obter a função distribuição de partículas do solo, que é denominada distribuição granulométrica (FONTELES, 2003).

O conjunto de silte e argila é denominado como a fração de finos do solo, enquanto a areia e o pedregulho são designados fração grossa do solo. Os valores adotados pela ABNT são indicados na tabela abaixo (PINTO, 2006):

Tabela 2.1 – Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos

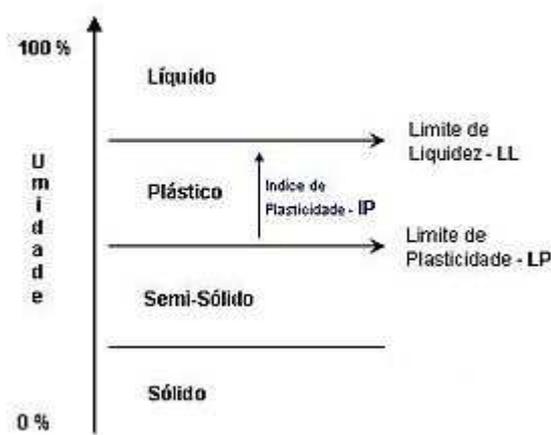
FRAÇÃO	GRANULOMETRIA
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia Grossa	de 2,0 mm a 4,8 mm
Areia Média	de 0,42 mm a 2,0 mm
Areia Fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto, 2006

Porém, somente a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos. O comportamento de partículas com superfícies específicas bastante distintas perante a água é muito diferenciado e o estudo de sua influência muito complexo. Buscando uma forma mais prática de identificar esta influência, empregou-se os ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Attenberg (PINTO, 2006).

Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem diferentes conforme seu teor de umidade. Numa escala, que pode ser observado na Figura 2.2, os teores de umidade correspondentes as mudanças de estado são definidos como limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). O índice de plasticidade (IP) é então a diferença entre os dois limites anteriores, e indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico (PINTO, 2006).

Figura 2.2 – Limites de Atterberg



Fonte: Pinto, 2006

A diversidade e a diferença de comportamento dos solos perante as solicitações de interesse da engenharia levaram a separação em conjuntos distintos, as quais podem ser atribuídas algumas propriedades. Surgiram então os sistemas de classificação dos solos. Estes têm o objetivo de poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema (PINTO, 2006).

No Brasil, para classificação e caracterização dos solos, é usado principalmente o Sistema Unificado de Classificação de Solos. Proposto em um simpósio no ano de 1948 pelo engenheiro Arthur Casagrande, sofreu até hoje diversas revisões e usa os Limites de Atterberg e a granulometria dos solos como principais parâmetros. Neste, são divididos inicialmente em três grandes grupos (FONTELES, 2003):

- Solos grossos: maioria absoluta dos grãos tem diâmetro maior que 0,075 mm;
- Solos finos: maioria absoluta dos grãos tem diâmetro menor que 0,075 mm;
- Turfas: solos bastante orgânicos e demasiadamente compressíveis.

De acordo com Pinto (2006), nesse sistema os solos são identificados pelo conjunto de duas letras. Na tabela 2.2, as cinco primeiras letras representam o tipo principal do solo e as quatro seguintes correspondem a informações complementares. O primeiro aspecto que o método considera é a porcentagem de finos presente no solo. Se esta for inferior a 50%, o solo será considerado de granulação grosseira (G ou S). Caso contrário será de granulação fina (M, C ou O).

Tabela 2.2 - Classificação de Solos

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO
G	Pedregulhos
S	Areias
M	Siltes
C	Argilas
O	Solos Orgânicos
W	Solos bem graduados
P	Solos mal graduados
H	Solos com alta compressibilidade
L	Solos com baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Pinto, 2006

Logo, quando se classifica um solo como, por exemplo, “CL” significa dizer que este é uma argila de baixa compressibilidade.

2.2. Fundações

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural da fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as rasas ou superficiais, como as fundações por sapata, e as profundas, como as fundações por estacas. Outra forma de classificar as fundações considera o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo. No caso das sapatas, a carga é transmitida unicamente pela base, o que resulta na fundação direta. Nas estacas, como ocorre transferência de carga para o maciço de solo por atrito lateral ao longo do fuste, temos a fundação indireta (CINTRA, 2011).

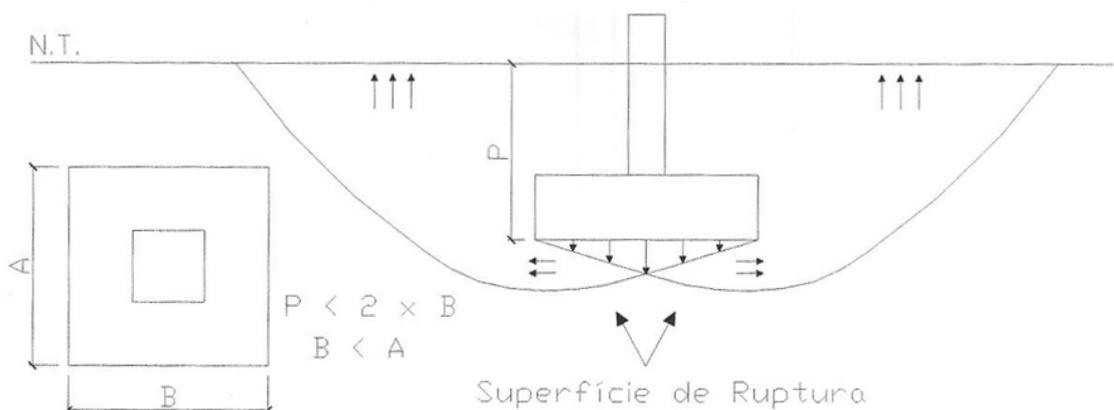
Segundo Velloso e Lopes (2011), existem também as fundações mistas, que combinam soluções de fundação superficial com profunda. Alguns exemplos que podem ser citados são as sapata associada a estaca (“estaca T”), sapata associada a estaca com material compressível entre elas (“estapata”) e o *radier* sobre estacas ou tubulões.

Quanto aos tipos de fundações superficiais há (VELLOSO E LOPES, 2011):

- Bloco: elemento de fundação de concreto simples, sem presença de armadura;
- Sapata: elemento de fundação em concreto armado, com alturas menores que as dos blocos (devido as tensões de tração serem absorvidas pela armadura);
- Sapata associada: sapata que recebe mais de um pilar;
- Sapata corrida: sapata sujeita a uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (caso particular da anterior);
- *Radier*: elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares da estrutura;
- Grelha: elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.

Segundo a norma NBR 6.122 (2010), nas fundações superficiais a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento estrutural. A Figura 2.3, a seguir, mostra a superfície de ruptura do solo e a relação destas profundidades.

Figura 2.3 – Fundações superficiais

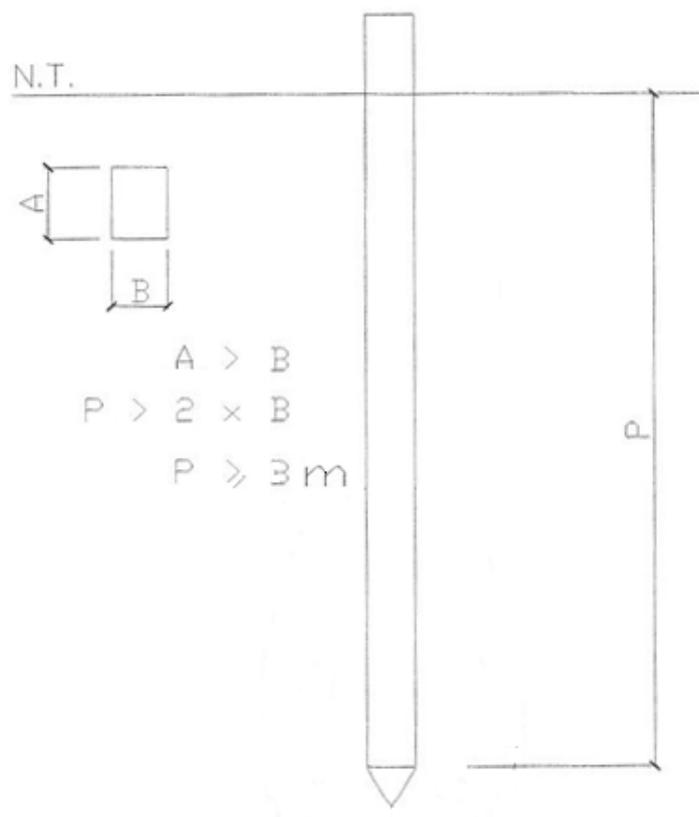


As fundações profundas, por sua vez, são separadas em três grupos (VELLOSO E LOPES, 2011):

- Estaca: elemento de fundação profunda executado por ferramenta ou equipamentos, através de cravação ou escavação;
- Tubulão: elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na fase final de execução, requer a descida do operário a sua base;
- Caixão: elemento de fundação de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

As fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3 metros (NBR 6.122, 2010).

Figura 2.4 – Fundações profundas



As fundações em estacas podem ser classificadas segundo diferentes critérios. De acordo com o material, classificam-se em estacas de madeira, de concreto, de aço ou ainda mistas, quando ocorre mais de um tipo de material. Quando o processo executivo do elemento estrutural é levado em conta, as estacas são separadas de acordo com o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que a execução provoca. Neste caso temos (VELLOSO E LOPES, 2011):

- Estacas de deslocamento: quando o solo do espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente). Em geral, as estacas cravadas;
- Estacas de substituição: quando o solo do espaço que a estaca vai ocupar é retirado, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas. Em geral, as estacas escavadas;
- Estacas sem deslocamento: categoria intermediária, ocorre quando não há praticamente remoção do solo e medidas são tomadas no processo executivo para se restabelecer as tensões geostáticas dissipadas (ou parte delas).

Dentro destas classificações há também diferentes tipos de estacas. A Tabela 2.3, apresentada por Velloso e Lopes (2011), cita as mais usuais, referenciando-as a seu processo executivo.

Tabela 2.3 – Tipos de estacas

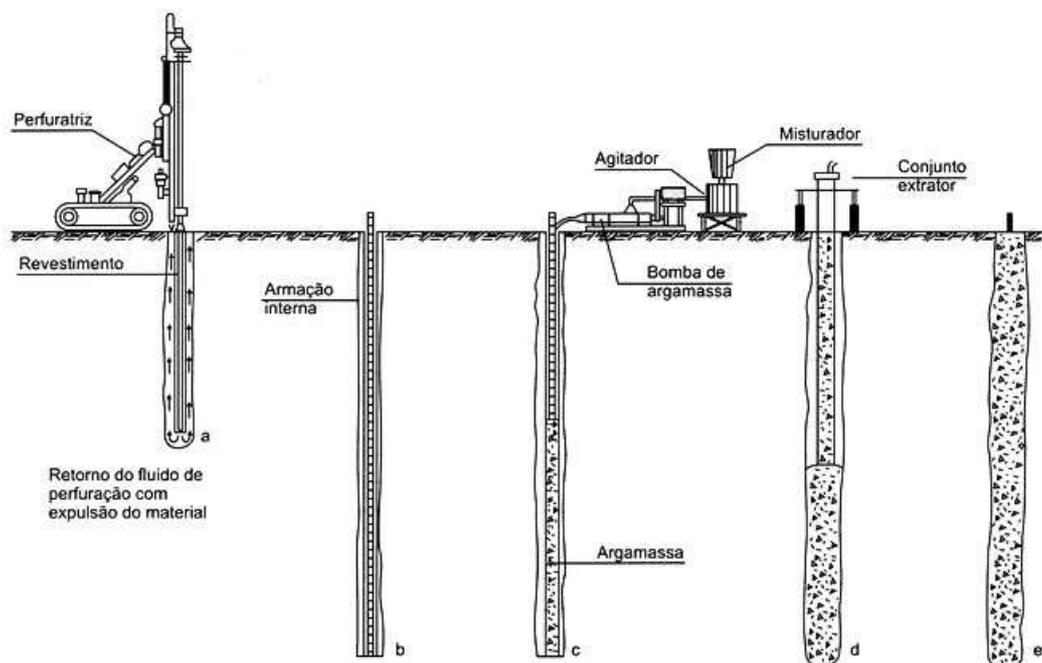
TIPO DE EXECUÇÃO		TIPO DE ESTACA
Estacas de Deslocamento	Grande	Madeiras
		Pré-moldadas de concreto
		Tubos de aço de ponta fechada
		Franki
	Pequeno	Perfis de aço
		Tubos de aço de ponta aberta
Estacas sem Deslocamento		Estacas com revestimento metálico
		Raiz
Estacas de Substituição		Estacas com uso de lama
		Strauss
		Hélice contínua

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Segundo Velloso e Lopes (2011), as estacas raiz foram desenvolvidas, inicialmente, para a contenção de encostas, cravadas formando reticulados. Posteriormente foram utilizadas em reforços de fundações e somente depois começaram a utilizá-las como fundações propriamente dita. Elas têm particularidades que permitem sua utilização em casos em que outras se restringem, pois não produzem choques nem vibrações, possuem ferramentas que permitem atravessar obstáculos como blocos de rocha e concreto, maquinário pequeno para trabalhar em ambientes restritos e podem ser executadas na vertical ou em qualquer inclinação.

A estaca raiz caracteriza-se pela execução por perfuração rotativa ou rotopercussiva, por uso de revestimento (conjunto de tubos recuperáveis) integral no trecho do solo e completada por colocação de armação em todo comprimento e preenchimento com argamassa cimento-areia (NBR 6.122, 2010).

Figura 2.5 – Processo executivo estaca raiz



Fonte: www.tenge.com.br

O projeto de fundações de uma obra exige que seja feito um estudo prévio à decisão de suas características, por apresentar diversos fatores determinantes para sua solução. Dentre estes fatores, pode-se listar alguns essenciais (ARAÚJO, 2006):

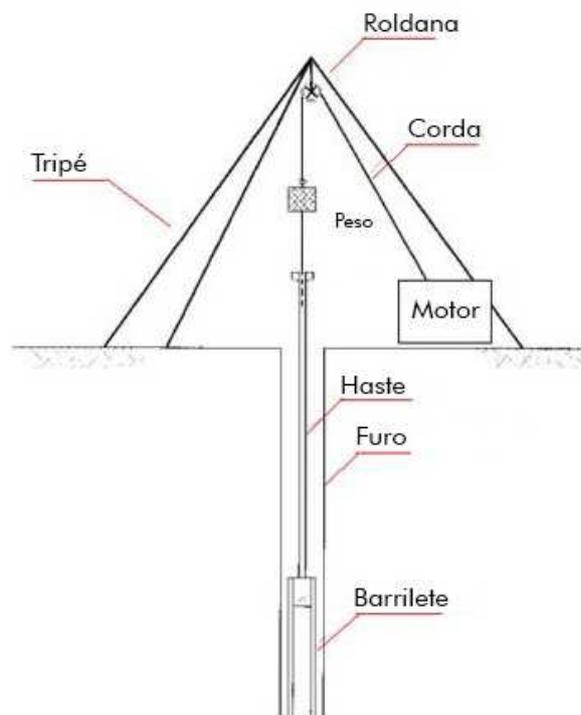
- Topografia do terreno: é importante o conhecimento dos obstáculos que o terreno pode apresentar (aterros com lixo, matações, etc), pois estes podem impedir algum tipo de solução;
- Vizinhança: há tipos de fundações que podem interferir em construções vizinhas, tanto no processo executivo, através de vibrações como interferir fisicamente em outros terrenos, nos casos dos tirantes;
- Tipo de solo: é indispensável o conhecimento do subsolo para saber onde apoiar a edificação a ser construída. Cada camada apresenta diferentes resistências, que determinarão a profundidade dos elementos;
- Estrutura: tanto o tipo e uso como os valores das cargas são fatores decisivos na escolha das fundações. Para uma solução segura, os esforços devem ser majorados e as resistências minoradas;
- Aspectos econômicos: de posse de duas ou mais soluções que atendem aquele projeto, deve-se analisar economicamente qual delas será melhor para a obra, considerando, por exemplo, a disponibilidade de cada solução naquela determinada região.

2.3. Investigação Geotécnica

As sondagens de simples reconhecimento se constituem de instrumento básico de investigação dos solos em geologia e em engenharia de fundações. Sua simplicidade de execução e baixo custo associado são os principais atrativos para sua ampla utilização por parte de empresas de geotecnia no Brasil. Neste tipo de sondagem é possível se obter uma classificação expedita dos solos amostrados por exame tátil-visual, uma caracterização da compacidade/consistência dos solos, um perfil estratigráfico, a profundidade do nível d'água no momento da execução da sondagem e amostras para análises (FONTELES, 2003).

Os procedimentos de execução de sondagens de simples reconhecimento do solo são padronizados segundo a norma NBR 6.448 da ABNT. Segundo esta norma, o equipamento é constituído por hastes metálicas e por um amostrador que pode apresentar uma geometria convexa (trado concha) com uma abertura composta por lâminas cortantes ou por uma peça de geometria helicoidal (LIMA, 1979).

Figura 2.6 – Equipamento de sondagem a percussão



Fonte: www.forumdaconstrução.com.br

Ainda segundo Fonteles (2003), o Standard Penetration Test (SPT) ou ensaio de penetração padronizado é caracterizado pela cravação dinâmica de um amostrador com ponta em sapata cortante. O ensaio normalmente é executado concomitantemente ao avanço por trado a cada metro perfurado. O SPT foi desenvolvido para aquisição em campo de uma medida local de resistência do solo (N_{SPT}).

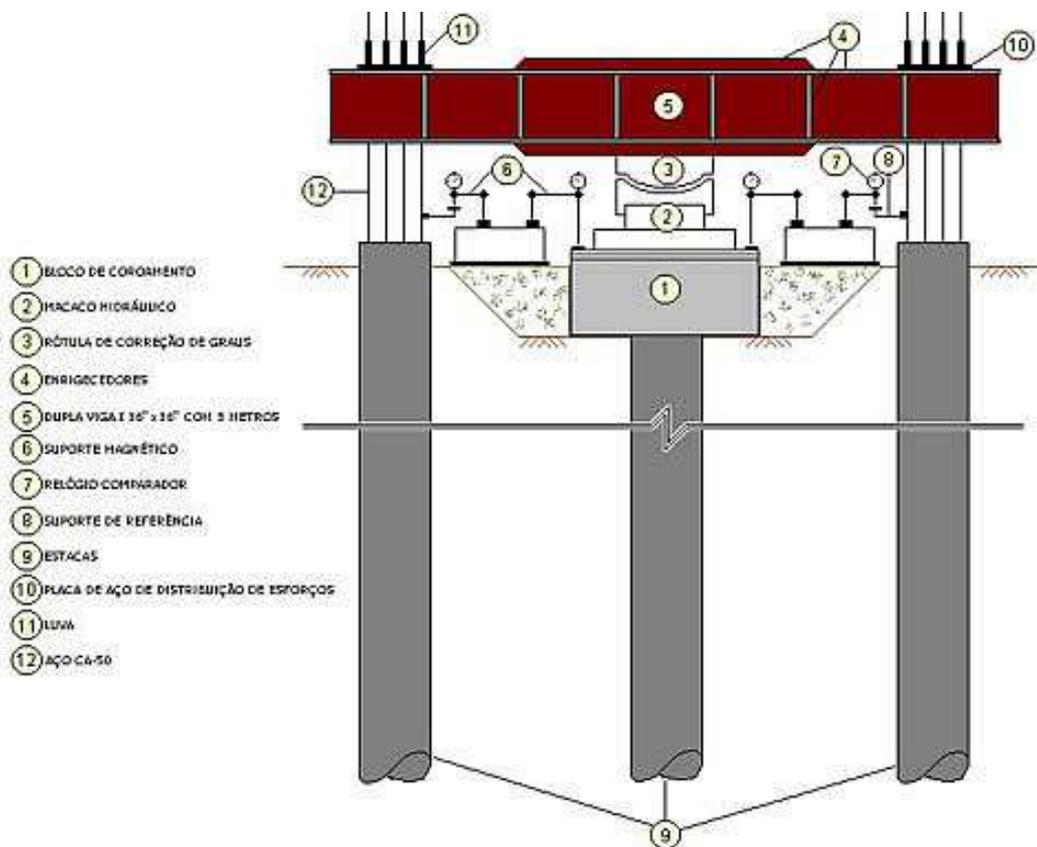
Conforme a norma NBR 6.484 da ABNT, a amostragem é realizada a cada metro, bem como anotação do N_{SPT} . Eventualmente, o ensaio pode ser realizado em um intervalo menor ou maior, ficando a critério das necessidades do executante.

2.4. Capacidade de Carga

A prova de carga é o método que representa de forma real o comportamento de uma fundação. No caso das estacas, esta pode ser realizada por ensaios de cargas estática ou dinâmica, ambas regidas pela associação brasileira de normas técnicas.

Apesar de exigir um grande sistema de reação, a prova de carga estática representa melhor, de maneira geral, a forma de carregamento a qual a fundação será solicitada (MAGALHÃES, 2005).

Figura 2.7 – Ensaio de prova de carga estático



Fonte: www.solotecgeo.com.br

Segundo a NBR 12.131 (1992), a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

A carga de ruptura de uma estaca pode ser determinada por provas de cargas, normatizadas pela NBR 12.131 (1992). A capacidade de carga desse elemento deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura do solo, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Porém, este comportamento pode não ser nítido e, nesses casos, pode-se fazer um método para avaliar a carga de ruptura. Neste se faz extrapolar a curva carga-recalque resultante do ensaio, convencionando-se a carga

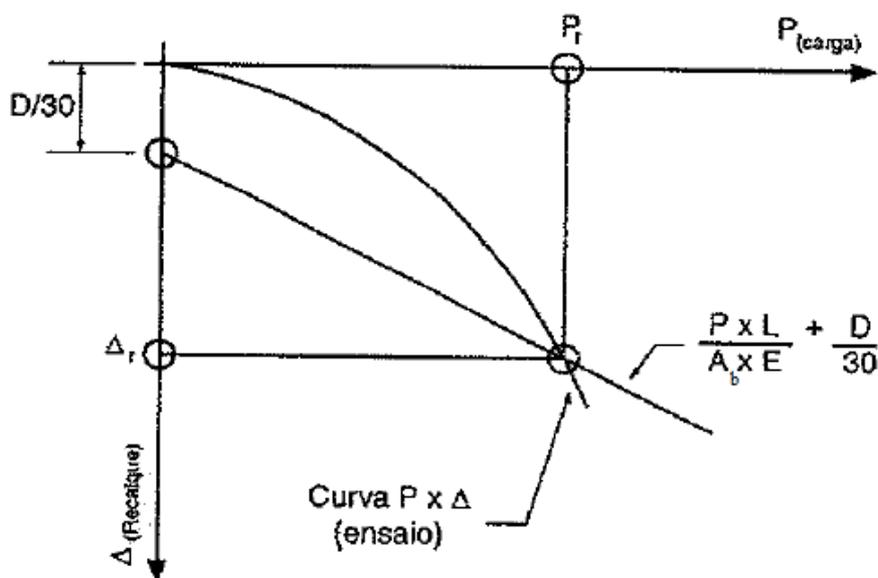
última como aquela que corresponde ao recalque obtido pela expressão (NBR 6.122, 2010):

$$\Delta_r = \frac{P \cdot L}{E \cdot A_b} + \frac{D}{30} \quad (2.2)$$

Onde:

- Δ_r : recalque de ruptura convencional
- P: carga de ruptura convencional
- L: comprimento da estaca
- A_b : área de seção transversal da estaca
- E: módulo de elasticidade (deformabilidade) do material da estaca
- D: diâmetro da estaca

Figura 2.8 – Método da norma NBR 6.122: carga de ruptura convencional



Fonte: NBR 6.122 (2010)

Na interpretação da prova de carga deve ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade do carregamento, a estabilização dos recalques, entre outros aspectos. Além disso, deve-se observar que durante a prova de carga o atrito lateral é sempre positivo, ainda que venha a ser negativo durante a vida útil (NBR 6.122, 2010).

Uma análise de interação solo-estrutura tem por objetivo fornecer os deslocamentos reais da fundação – e também da estrutura, se esta estiver incluída na análise – e seus esforços internos. Esses esforços podem ser obtidos diretamente pela

análise da interação, ou, indiretamente, por meio das pressões de contato. A determinação da pressão de contato é necessária para o cálculo dos esforços interno da fundação, a partir dos quais é feito seu dimensionamento estrutural (VELLOSO E LOPES, 2011).

Segundo Velloso e Lopes (2011), a análise de interação solo-estrutura pode ser feita com um modelo computacional, em que um programa de análise de estruturas usa molas nos pontos correspondentes às fundações. Porém, quando as fundações são próximas e podem impor tensões umas sobre as outras, os apoios em molas devem ser substituídos por uma solução de meio elástico contínuo para várias áreas carregadas.

A capacidade de carga de um elemento de fundação, valor que sugere o quanto aquela estaca pode suportar naquele determinado solo, pode ser calculada por diferentes métodos: os estáticos (teóricos ou racionais, e semiempíricos) e os empíricos. Neste último caso a capacidade de carga é estimada com base apenas na classificação das camadas de solo atravessadas, sendo assim utilizada somente para estimativas grosseiras e não quando se necessita conhecer bem o maciço (VELLOSO E LOPES, 2011).

Nos métodos estáticos, a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo. Os métodos racionais são baseados em modelos teóricos que usam parâmetros de resistência e deformação representativos do comportamento real do solo, obtidos através de ensaios de laboratório ou *in situ*. Os métodos semiempíricos utilizam modelos corretos ou adaptações deles, mas os parâmetros do solo são obtidos através de correlações com ensaio de campo (SPT e CPT) (BRUGGER, 1990).

É imaginado, então, o equilíbrio entre as forças atuantes em uma estaca: carga aplicada, peso próprio do elemento estrutural e a resistência oferecida pelo solo. Apesar disso, na maioria dos casos práticos, o peso próprio da peça é desprezado, em virtude das cargas elevadas envolvidas, expressando então a seguinte fórmula para o equilíbrio supracitado (VELLOSO E LOPES, 2011):

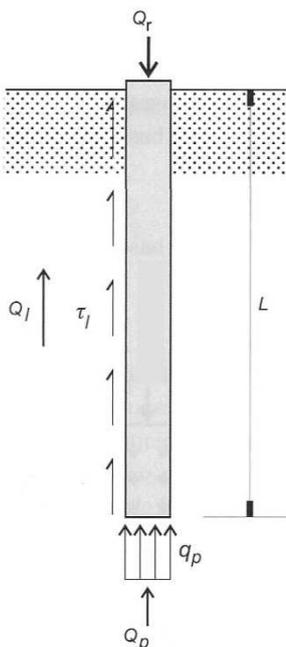
$$Q_r = Q_p + Q_l = (A_b \cdot q_p) + U \cdot \sum (\tau_l \cdot \Delta l) \quad (2.3)$$

Onde (além dos já citados):

- Q_r : capacidade de carga total da estaca
- Q_p : capacidade de carga de ponta da estaca

- Q_l : capacidade de carga do fuste da estaca
- q_p : resistência de ponta da estaca
- U : perímetro da área da seção transversal da estaca
- τ_l : resistência do fuste da estaca
- Δl : trecho do comprimento da estaca onde τ_l se aplica

Figura 2.9 – Estaca submetida a esforço de carga axial

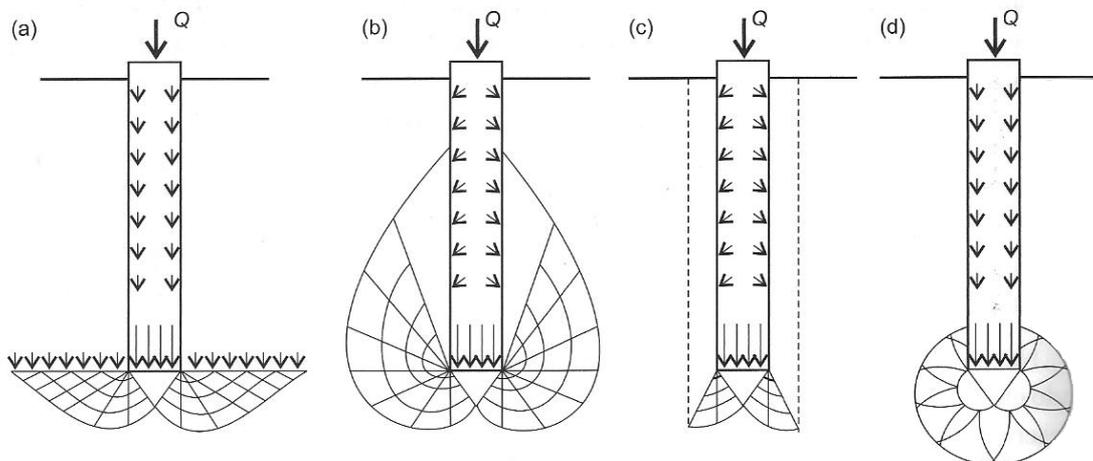


Fonte: Velloso e Lopes, 2011

As primeiras fórmulas teóricas desenvolvidas datam do início do século XX e foram instituídas por Verendeel. As fórmulas estudadas para a resistência de ponta da estaca baseiam-se na Teoria da Plasticidade, enquanto a parcela da resistência lateral do elemento tem um tratamento teórico análogo ao usado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo (VELLOSO E LOPES, 2011).

Velloso e Lopes (2011) explica que diferentes soluções foram estudadas para os mecanismos de ruptura do solo. As mais relevantes estão apresentadas na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Modelos de solução do mecanismo de ruptura do solo
(a – Terzaghi / b – Meyerhof / c – Berezantzev / d – Vesic).



Fonte: Velloso e Lopes, 2011

2.5. Previsão de Recalque

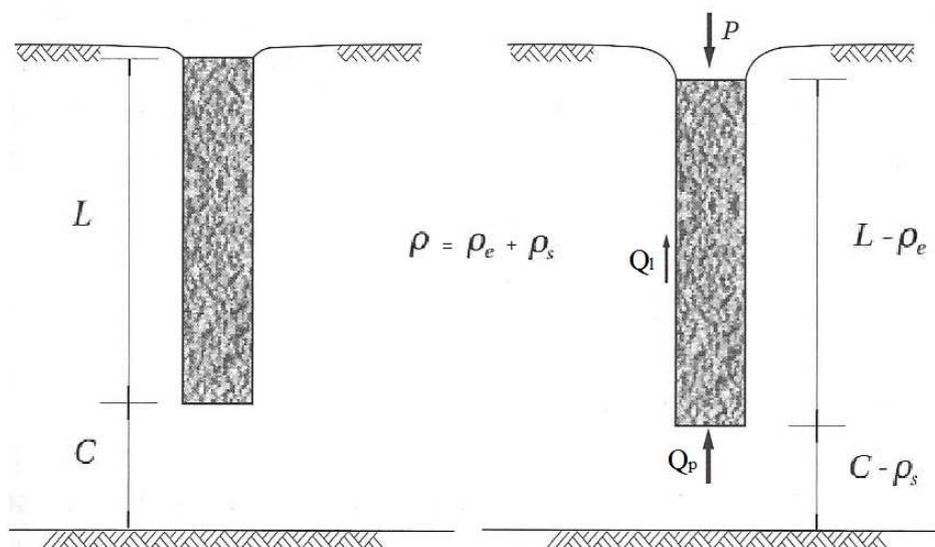
Quando se realiza um número adequado de provas de carga em uma estaca, o fator de segurança global mínimo é de 1,6 enquanto sem prova de carga este fator é de 2 (NBR 6.122, 2010).

Porém, o fato de uma fundação ter coeficiente de segurança à ruptura não garante que a mesma tenha um bom desempenho, pois há a necessidade de verificar se os recalques, absolutos e diferenciais, também satisfazem as condições de funcionalidade (ALONSO, 1991).

Segundo Alonso (1989), recalque absoluto é definido pelo deslocamento vertical descendente de um elemento de fundação. A diferença entre os recalques absolutos de dois elementos de fundação denomina-se recalque diferencial. No conceito de recalque admissível, os valores admissíveis são fixados pelos especialistas envolvidos com o projeto, a execução e o acompanhamento do desempenho da obra. Seus valores decorrem da experiência local ao longo de períodos que permitam concluir que, para aqueles tipos de estruturas, com aqueles carregamentos, naqueles tipos de solos, tais valores de recalque podem ser considerados aceitáveis e, portanto, admissíveis.

A aplicação de uma carga vertical na cabeça de uma estaca provocará dois tipos de deformação. O primeiro será o encurtamento elástico (ρ_e) do próprio elemento estrutural submetido a compressão, mantida a base da estaca imóvel. A segunda parcela será as deformações verticais de compressão (ρ_s) dos estratos de solo subjacentes à base da estaca, até a rocha sã indeslocável, o que resulta em um recalque da base. Portanto, consideramos que a estaca sofre um deslocamento total, vertical, para baixo, dado pela soma das duas parcelas, conhecido como recalque ρ (AOKI, 2010).

Figura 2.11 – Recalque de estaca de fundação



Fonte: Aoki, 2010

2.6. Métodos de determinação de capacidade de carga em estacas

2.6.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de cargas em estacas e de *standart penetration test*. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio de cone (CPT). A primeira expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência da ponta e o atrito lateral da estaca com os resultados do CPT (VELLOSO E LOPES, 2011):

$$Q_r = A_b \cdot q_p + U \cdot \sum(\tau_l \cdot \Delta l) = A_b \cdot \left(\frac{q_c}{F_1}\right) + U \cdot \sum\left[\left(\frac{\tau_c}{F_2}\right) \cdot \Delta l\right] \quad (2.4)$$

Onde F1 e F2 são fatores de escala e execução da estaca.

Quando deseja-se utilizar o método com os resultados de ensaio SPT, deve-se utilizar as correlações entre com o ensaio de cone a seguir

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad (2.5)$$

$$\tau_c = \alpha \cdot q_c = a \cdot k \cdot N_{SPT} \quad (2.6)$$

Onde (além dos já citados):

- q_c : resistência de ponta pelo ensaio de cone
- τ_c : resistência lateral pelo ensaio de cone

obtendo-se a expressão (VELLOSO E LOPES, 2011):

$$Q_r = A_b \cdot q_p + U \cdot \sum(\tau_l \cdot \Delta l) = A_b \cdot \left(\frac{k \cdot N_{spt}}{F_1}\right) + U \cdot \sum\left[\left(\frac{a \cdot k \cdot N_{spt}}{F_2}\right) \cdot \Delta l\right] \quad (2.7)$$

Os valores de k e a, como também os de F1 e F2, adotados por Aoki e Velloso em 1975 foram ao longo dos anos sendo atualizados por estudos e experimentos, com os realizados por Laprovitera e Benegas, em 1988 e 1993. A Tabela 2.4 mostra os valores mais recentes, sugeridos pelo autor Monteiro (1997) (VELLOSO E LOPES, 2011).

Tabela 2.4 – Valores de k e α (Monteiro, 1997)

TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilosiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossilto	3,0	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Os valores de F1 e F2 foram obtidos a partir da retro análise de resultados de provas de carga em estacas (cerca de 100 provas entre os vários tipos). Com a equação da capacidade de carga, conhecidas todas as variáveis a partir dos resultados de SPT e da Tabela 2.2, é possível calcular os fatores F1 e F2. Como não dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim, adotou-se $F2 = 2 \cdot F1$. Porém, mais uma vez os valores propostos inicialmente foram revisados e atualizados. A Tabela 2.5 mostra os valores sugeridos novamente por Monteiro (1997), para outros tipos de estacas (VELLOSO E LOPES, 2011).

Tabela 2.5 - Valores de F1 e F2 (Monteiro, 1997)

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki de fuste apiloado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama betonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Para o método, o autor recomenda o valor $FS = 2,0$ para o fator de segurança global (MIRANDA, 2008).

2.6.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Este é um método expedito de estimativa da capacidade de carga de ruptura baseado no valor dos resultados de ensaio SPT. Inicialmente esta metodologia foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto e posteriormente foi estendida para outros tipos de estacas, com as de execução escavadas em geral, hélice contínua e injetadas (LOBO, 2005).

O método contava com valores pré-determinados, apresentados na Tabela 2.6, para a capacidade de carga por atrito lateral da estaca, sendo calculada por formulação semi-empírica somente a parcela de carga da ponta. Apenas em 1982 Décourt e

Quaresma realizaram novos estudos e aperfeiçoaram o método na estimativa da carga lateral (LORENZI, 2012).

Tabela 2.6 – Valores de atrito médio (Décourt-Quaresma, 1978)

N_{SPT} (médio ao longo do fuste)	ATRITO LATERAL (tf/m²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

Fonte: Lorenzi, 2012

A resistência por atrito lateral é determinada a partir da seguinte expressão:

$$Q_l = U \cdot \Sigma \left(\left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot \Delta l \right) \quad (2.8)$$

Onde (além dos já citados):

- N_l: N_{SPT} médio ao longo do fuste

Já a resistência de ponta pode ser obtida por:

$$Q_p = C \cdot N_p \cdot A_b \quad (2.9)$$

Onde (além dos já citados):

- N_p: N_{SPT} médio da ponta da estaca, o imediatamente anterior e posterior
- C: coeficiente característico dos tipos de solo (tabela 2.7)

Tabela 2.7 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

TIPO DE SOLO	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltes argilosos	20
Siltes arenosos	25
Areias	40

Fonte: Lorenzi, 2012

Décourt (1996) também introduziu fatores α e β (ver tabelas 2.8 e 2.9), respectivamente, nas parcelas de resistência de ponta e lateral, para a aplicação do método a estacas de outras tipologias. A formulação final é então (AOKI, 2011):

$$Q_r = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_b + \beta \cdot U \cdot \Sigma \left(10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot \Delta l \right) \quad (2.10)$$

Onde (além dos já citados):

- α : fator de correção da parcela de ponta
- β : fator de correção da parcela de atrito lateral

Tabela 2.8 – Valores do fator α (Décourt, 1996)

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	Escavadas em geral	Escavadas bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Aoki, 2011

Tabela 2.9 – Valores do fator β (Décourt, 1996)

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	Escavadas em geral	Escavadas bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argilas	0,85	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Aoki, 2011

Com relação aos fatores de segurança, há a sugestão do método em considerar diferentes coeficientes de segurança para o atrito lateral e para a ponta. A NBR 6122/2010 indica o fator global de segurança igual a 2,0. O método propõe fator de segurança de ponta igual a 4,0 e para o atrito lateral igual a 1,3. Segundo Lorenzi (2012), têm-se:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{4} + \frac{Q_l}{1,3} \quad (2.11)$$

Onde (além dos já citados):

- Q_{adm} : capacidade de carga admissível para a estaca

2.6.3 Método de Cabral (1986)

O método de David Cabral foi desenvolvido especificamente para estacas injetadas, representadas principalmente pelas do tipo raiz. Trata-se de um método semi-empírico para cálculo da capacidade de carga do elemento, separando as parcelas do atrito lateral e a de ponta. Este leva em consideração a pressão de injeção da nata de cimento e o SPT para obter as cargas laterais e de ponta (NOVAS, 2002).

A pressão de injeção da argamassa no furo da estaca deve ser no máximo de 5 kgf/cm² ($p \leq 5$ kgf/cm²) para o método, e o diâmetro da estaca menor que 45 centímetros ($B \leq 45$ cm). O valor da capacidade de carga pode ser estimado através das seguintes formulações (MIRANDA, 2008):

$$\beta_o = 1 + (0,11 \cdot p) - (0,01 \cdot D) \quad (2.12)$$

$$Q_p = \beta_o \cdot \beta_2 \cdot N_{SPT} \cdot A_b \quad (2.13)$$

$$Q_l = \Sigma (\beta_o \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \cdot U \cdot \Delta l) \quad (2.14)$$

$$Q_r = Q_p + Q_l \quad (2.15)$$

Onde (além dos já citados):

- β_o : coeficiente pressão de injeção/diâmetro
- p : pressão de injeção
- β_1 e β_2 : coeficientes tipos de solos

Os valores propostos por Cabral (1986) para os coeficientes β_1 e β_2 em função dos tipos de solos estão apresentados na Tabela 2.10 (MIRANDA, 2008):

Tabela 2.10 - Coeficientes β_1 e β_2 (Cabral, 1986)

TIPO DE SOLO	β_1 (%)	β_2 (kgf/cm ²)
Areia	7,0	3,00
Areia siltosa	8,0	2,80
Areia argilosa	8,0	2,30
Silte	5,0	1,80
Silte arenoso	6,0	2,00
Silte argiloso	3,5	1,00
Argila	5,0	1,00
Argila arenosa	5,0	1,50
Argila siltosa	4,0	1,00

Fonte: Miranda, 2008

O autor do método ainda propõe valores limites para a aplicação do método, e sugere que sejam usados fatores de segurança para ponta e fuste diferenciados (NOVAS, 2002):

$$(\beta_o \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT}) \leq 2,0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$(\beta_o \cdot \beta_2 \cdot N_{SPT}) \leq 50,0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$FS_p = 3,00$$

$$FS_l = 2,00$$

2.6.4 Método de Velloso (1981)

Pedro Paulo Velloso apresentou um critério para o cálculo da capacidade de carga de estacas e grupos de estacas. O método utiliza fatores para o carregamento da estaca, para sua execução e para as dimensões de sua base. Estes valores podem ser vistos na Tabela 2.11 (VELLOSO E LOPES, 2011).

Tabela 2.11 – Fatores λ , α e β (Velloso, 1981)

FATOR		VALOR	
λ	Fator de carregamento	1,0 (comprimidas)	0,70 (tracionadas)
α	Fator de execução	1,0 (cravadas)	0,50 (escavadas)
β	Fator de dimensão	$1,016 - 0,016 \cdot \left(\frac{D_b}{D}\right)$	1,00 ($D_b = D$)

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

Onde:

- D_b : diâmetro da base da estaca
- D : diâmetro do fuste da estaca

Segundo Velloso e Lopes (2011), para uma dada estaca de comprimento e diâmetros do fuste e base conhecidos, pode-se estimar a partir das formulações a seguir a capacidade de carga do elemento:

$$Q_l = U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \Sigma(\tau_l \cdot \Delta l) \quad (2.16)$$

$$Q_p = A_b \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_p \quad (2.17)$$

O método pode ser utilizado quando se dispõe tanto de resultados de ensaio de cone quando de resultados de ensaio SPT. Neste segundo caso, deve-se utilizar parâmetros de correlação entre os valores do SPT e CPT, definidos de acordo com o tipo de solo. A expressão da correlação, assim como a tabela dos valores dos parâmetros, estão apresentados a seguir (VELLOSO E LOPES, 2011):

$$\tau_l = a' \cdot N_{SPT}^{b'} \quad (2.18)$$

$$q_p = a \cdot N_{SPT}^b \quad (2.19)$$

Tabela 2.12 – Parâmetros de correlação SPT/CPT (Velloso, 1981)

Tipo de solo	Ponta		Fuste	
	a (tf/m ²)	b	a' (tf/m ²)	b'
Areias sedimentares	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenos-siltosos	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos	40	1	0,80	1

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

2.6.5 Método de Teixeira (1996)

Alberto Henriques Teixeira apresentou um método, no ano de 1996, para determinação da capacidade de carga à compressão em estacas, além de outro para calcular a tensão admissível em sapatas. A equação de determinação do primeiro método, em função de parâmetros α e β , é (VELLOSO E LOPES, 2011):

$$Q_r = \alpha \cdot \overline{N}_b \cdot A_b + U \cdot \beta \cdot \overline{N}_L \cdot L \quad (2.20)$$

Onde:

- \overline{N}_b : valor médio do N_{SPT} obtido no intervalo de 4 diâmetros acima e 1 abaixo da ponta
- \overline{N}_L : valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca

Os valores do parâmetro α são referentes tanto aos tipos de solos quanto aos tipos de estacas, enquanto o β se refere somente as estacas. A Tabela 2.13 mostra estes valores (VELLOSO E LOPES, 2011):

Tabela 2.13 – Parâmetros α e β (Teixeira, 1996)

PARÂMETRO	TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA*			
		I	II	III	IV
α (tf/m ²)	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	Areia argilosa	30	24	20	19
	Areia siltosa	36	30	24	22
	Areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
β (tf/m ²)	-	0,4	0,5	0,4	0,6

Fonte: Velloso e Lopes, 2011

*tipos de estacas: I – pré-moldadas e perfis metálicos / II – franki / III – escavadas / IV – raiz

O autor também limita o N_{SPT} para os valores máximo de 40 golpe e mínimo de 4 para o uso do método. O fator de segurança global por ele recomendado é 2,00 para os grupos I, II e IV e 4,00 e 1,50, respectivamente, para ponta e atrito lateral em estacas do grupo III (VELLOSO E LOPES, 2011).

2.7 Elementos Finitos

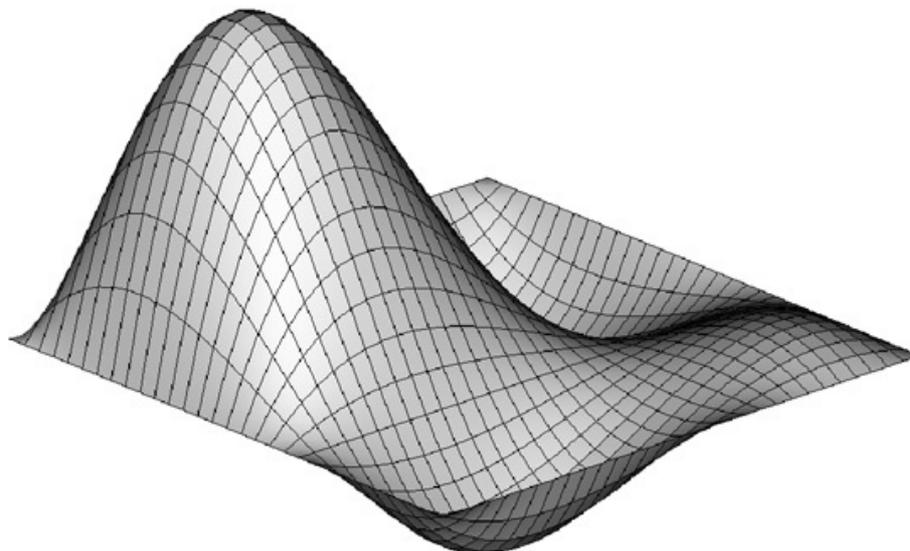
O Método dos Elementos Finitos (MEF) apresenta atualmente um nível de desenvolvimento que permite a sua utilização pela maioria dos projetistas de estruturas. Devido à grande complexidade associada ao desenvolvimento de modernos programas de computador dispendo de uma interface gráfica intuitiva, o desenvolvimento de software tem sido cada vez mais restringido às empresas especializadas. Por este motivo, o utilizador programador quase desapareceu, dando lugar ao mero utilizador (AZEVEDO, 2003).

Perante um problema de análise de estruturas e dispendo de um software interativo, é perfeitamente acessível a um projetista a obtenção de resultados credíveis, mesmo quando não tem acesso à fonte do código computacional ou quando se desconhece as características do modelo que está utilizando (AZEVEDO, 2003).

O método dos elementos finitos surgiu como uma nova possibilidade para resolver problemas da teoria da elasticidade. O MEF comumente utilizado é baseado no

método de Rayleigh-Ritz e prevê a divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos (ASSAN, 1999).

Figura 2.12 – Malha de elementos finitos



Fonte: www.engenhariacivil.com

A divisão do domínio é denominada rede de elementos finitos e a malha deste reticulado pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos finitos. Os pontos de interseção das linhas da rede são chamados de nós. Uma característica bem peculiar é que ao invés de buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, no método dos elementos finitos as funções admissíveis são definidas no domínio de cada elemento (ASSAN, 1999).

Segundo Azevedo (2003), no âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. Quando existe a necessidade de projetar uma estrutura, é habitual proceder-se a uma sucessão de análises e modificações das suas características, com o objetivo de se alcançar uma solução satisfatória, tanto em termos econômicos, como na verificação dos pré-requisitos funcionais e regulamentares.

Antes do aparecimento do MEF, a análise dos meios contínuos era efetuada por resolução direta dos sistemas de equações de derivadas parciais que regem o fenômeno, tendo em consideração as necessárias condições fronteira. Para facilitar a aplicação desta técnica a problemas não elementares, era comum recorrer a séries de Fourier. Devido à sua complexidade, estes procedimentos só eram aplicáveis a meios contínuos homogêneos e de geometria simples. Para tentar ultrapassar algumas destas limitações, era freqüente a substituição de derivadas exatas por derivadas aproximadas, calculadas com base em grelhas de pontos. Da aplicação desta técnica resulta o método das diferenças finitas, que, antes do aparecimento dos computadores, apresentava o inconveniente de requerer a resolução de grandes sistemas de equações lineares. Para evitar este inconveniente foram propostos diversos métodos de relação baseados na sucessiva diminuição de um conjunto de resíduos (AZEVEDO, 2003).

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo apresenta o método de pesquisa adotado para o desenvolvimento deste trabalho. É descrita a estratégia escolhida para o desenvolvimento do trabalho, assim como suas atividades e etapas. Também é apresentada a descrição do software e do caso estudado.

3.1 Estratégia de pesquisa

Segundo Yin (2003) há diversas estratégias de pesquisa utilizadas para o desenvolvimento de trabalhos científicos, dentre os mais ocorrentes podemos citar o experimento, a análise de arquivo, a pesquisa histórica e o estudo de caso. O autor também define três fatores que determinam a escolha dessa estratégia: o tipo de questão definida, a amplitude de controle que o pesquisador possui sobre os eventos e o grau de foco em eventos históricos ou contemporâneos.

A partir da exposição do problema e das questões de pesquisa levantadas, a estratégia de pesquisa escolhida para o foco principal do trabalho foi o estudo de caso, que é uma investigação empírica de um fenômeno contemporâneo dentro do seu contexto da vida real. Este tem como objetivo estudar uma unidade social, analisando-a profunda e intensamente, permitindo uma penetração na realidade (YIN, 1994 apud VIEIRA, 2013).

Yin (2003) alerta sobre a importância de realizar uma revisão bibliográfica antes de iniciar estudos de casos de forma que se possa obter uma base teórica que irá auxiliar na compreensão dos fenômenos observados. Ressaltam-se também as limitações do estudo de caso quanto à generalização dos resultados, visto que não se busca uma generalização estatística de dados e fatos, mas sim uma generalização analítica com base no contexto da pesquisa realizada, procurando compreender e interpretar os fatos e fenômenos normalmente isolados.

Sendo assim, fundamentando-se nos conceitos apresentados foi definida como estudo de caso a estratégia de pesquisa deste trabalho.

3.2 Estudo de Caso

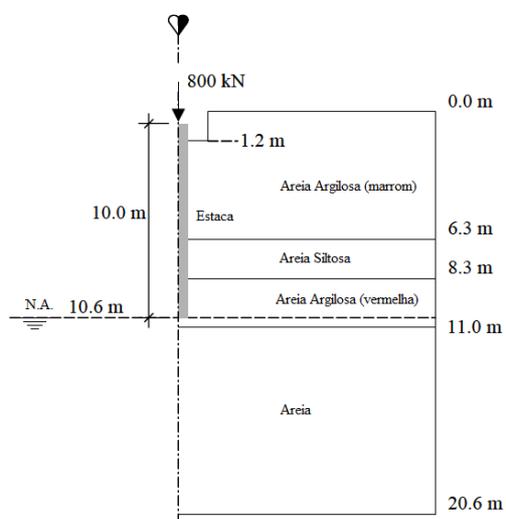
O estudo abordado neste trabalho trata-se de um caso real, fornecido pelo próprio desenvolvedor do software utilizado na implementação, a Plaxis. Os dados do ensaio de prova de carga foram adquiridos através de uma publicação da empresa, que realizou estudos com as estaca ensaiadas.

A estaca estudada é do tipo raiz, com diâmetro de 400 milímetros e comprimento de 10 metros. Para ter um melhor acesso ao topo da estaca foi feita uma escavação de um metro quadrado ao redor do elemento estrutural, com profundidade de 1,2 metros. A cota de início da estaca está 60 centímetros abaixo do nível do terreno. A estaca foi carregada axialmente até a ruptura, aplicando-se uma carga de 800 kN.

O maciço de solo onde a estaca foi executada possui quatro camadas distintas ao longo da profundidade. Uma camada de 6,30 m de areia argilosa, cor marrom, seguida de uma fina fatia de areia siltosa com dois metros de espessura, se estendendo até a cota -8,30 m. A região onde se apóia a ponta da estaca é a mesma onde se encontra o nível do lençol freático, sendo outro tipo de areia argilosa, de cor vermelha, com 2,70 m de espessura, alcançando a cota -11,00 m. Por fim, uma grossa camada de areia até o final da investigação geotécnica realizada, na cota -20,60 m.

A Figura 3.1 representa o esquema descrito acima, facilitando o entendimento dos níveis de estratificação do solo.

Figura 3.1 – Esquema representativo do caso estudado



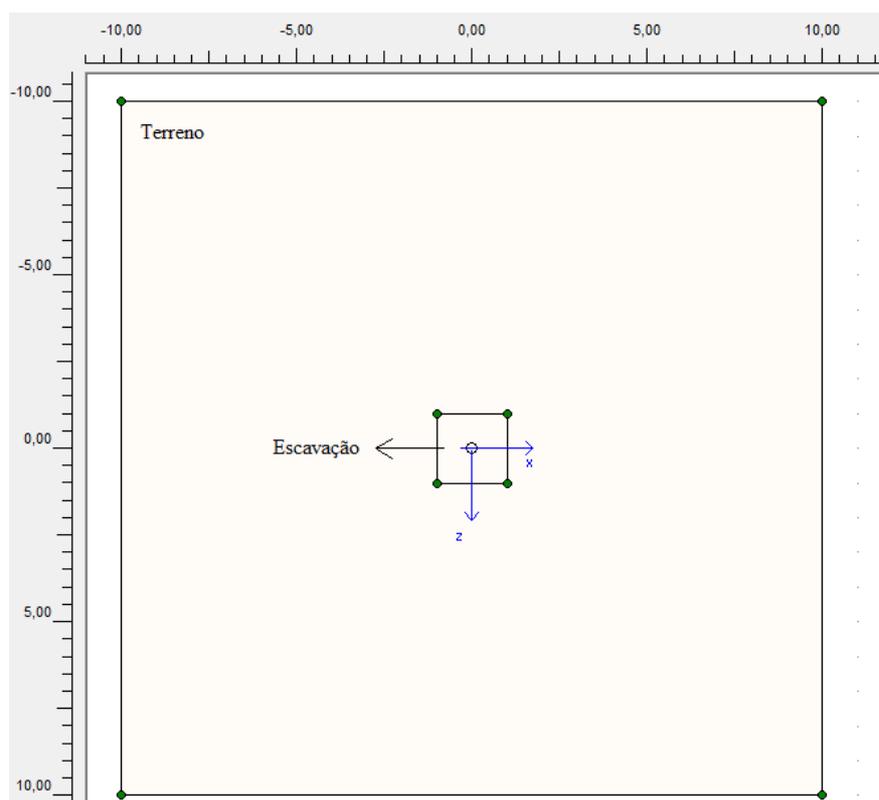
Fonte: Plaxis 3D Foundation (Lesson 2)

3.3 Software Plaxis 3D Foundation

O software *Plaxis 3D Foundation* foi utilizado na modelagem numérica do comportamento da estaca. Abaixo será descrito o passo a passo dos procedimentos realizados no programa, mostrando as considerações a respeito da geotecnia e do elemento estrutural em si.

Inicialmente definiram-se algumas características, como a força gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$) e o peso específico da água ($10,00 \text{ KN/m}^3$). Fixaram-se também as dimensões do terreno onde a estaca seria instalada: uma área quadrada de 100 m^2 , com lado igual a 10 metros. Com a opção “linha geométrica” foi desenhada a escavação ao redor da estaca.

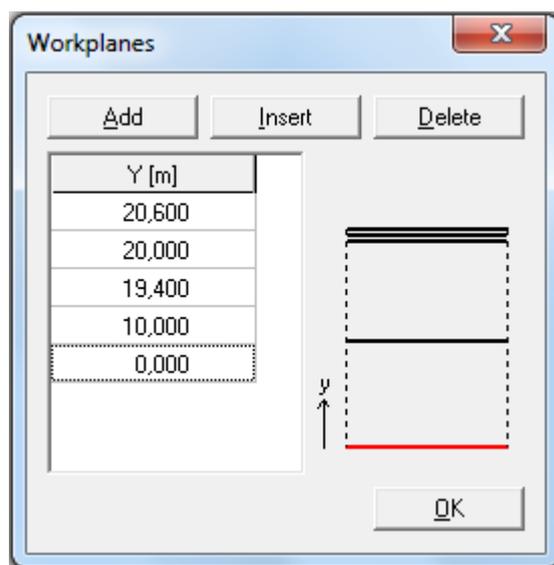
Figura 3.2 – Visão do software: terreno e escavação



Fonte: Autor

Na terceira dimensão, eixo-y, criou-se as “*work planes*”, os níveis de profundidade que interessavam para implementar o caso, com o início e término da estaca, a escavação e o profundidade máxima. Estas foram definidas nas cotas 20,60 m, 20,00 m, 19,40 m, 10,00 m e 0,00 m.

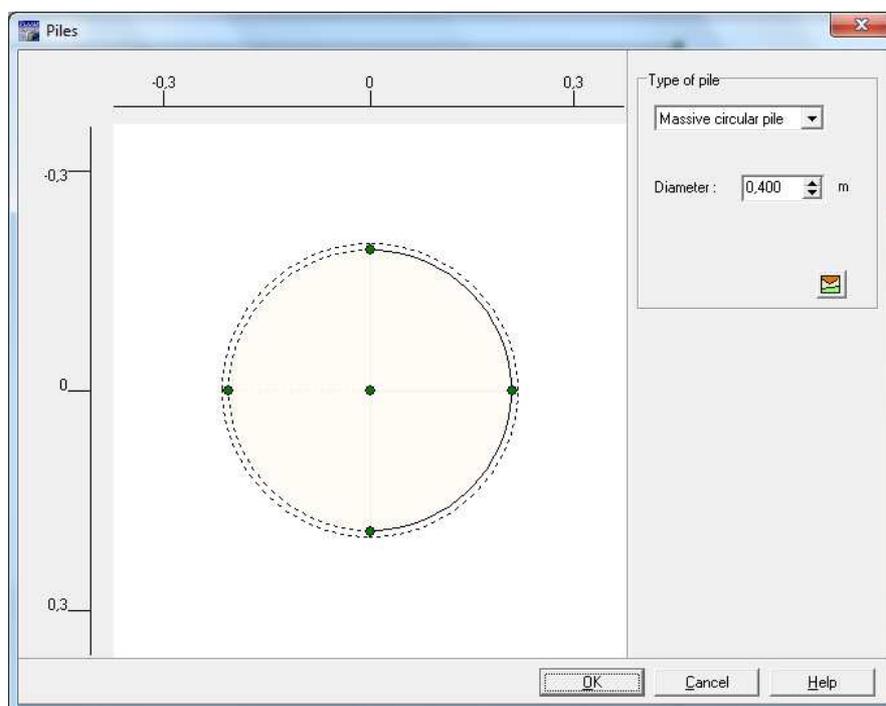
Figura 3.3 – Visão do software: “workplanes”



Fonte: Autor

Foi introduzida, então, a estaca. Na opção “*pile*” definiu-se a seção transversal da estaca: circular e maciça (“*massive circular*”) e diâmetro de 0,40 m. Após definir suas características, determinou-se em quais planos a estaca deveria aparecer: entre as cotas 20,00 m e 19,40 m (por a estaca iniciar 60 centímetros abaixo do nível do terreno) e entre 19,40 m e 10,00 m (onde finaliza a estaca).

Figura 3.4 – Visão do software: definições da estaca



Fonte: Autor

Para o carregamento foi colocado uma força concentrada vertical para baixo, no centro da seção transversal da estaca, na camada de cota $y = 20,00$ m, onde se encontrava a cabeça da estaca. A intensidade da carga, 800 kN, é definida somente posteriormente, no momento do cálculo das fases do ensaio.

Em seguida foi necessária a criação dos materiais envolvidos no problema, indicando as características geotécnicas das camadas de solos e os parâmetros da argamassa injetada, material da estaca. Juntamente com este processo definiram-se os níveis de profundidade que cada material se encontrava no maciço, como representado anteriormente na Figura 3.1.

Figura 3.5 – Visão do software: parâmetros do solo

The image displays two screenshots of a software dialog box titled "Mohr-Coulomb - Areia Argilosa (marrom)".

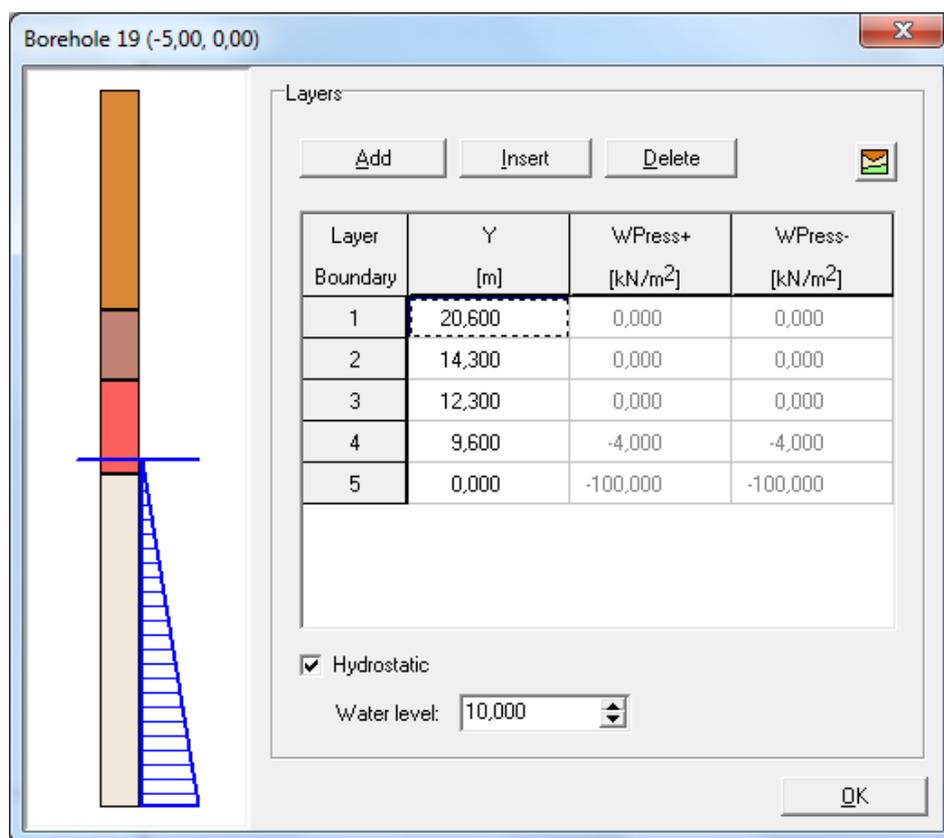
The top screenshot shows the "General" tab. It includes the following fields:

- Material Set: Identification: Areia Argilosa (marrom)
- Material model: Mohr-Coulomb
- Material type: Drained
- General properties: γ_{unsat} : 16,700 kN/m³; γ_{sat} : 16,700 kN/m³
- Permeability: Advanced...

The bottom screenshot shows the "Parameters" tab. It includes the following fields:

- Stiffness: E_{ref} : 9150,000 kN/m²; ν (nu): 0,300
- Strength: c_{ref} : 13,000 kN/m²; ϕ (phi): 26,000 °; ψ (psi): 0,000 °

Figura 3.6 – Visão do software: camadas do maciço de solo



Fonte: Autor

Para definir os tipos de solo são necessários ao programa sete parâmetros de entrada para cada material: peso específico (seco e saturado), módulo de elasticidade, coeficiente de *Poisson*, coesão, ângulo de atrito e ângulo de dilatância. Outros parâmetros, como o módulo de rigidez, são calculados automaticamente pelo *software*, através de relações com os demais dados.

Pode-se observar, na figura 3.5, que a modelagem utilizada para os solos é a do modelo de Mohr-Coulomb, cuja teoria foi abordada na fundamentação teórica no capítulo 2, e que o comportamento do material é drenado, isto é, a água tem condições de sair do material, e é expulsa dos poros do solo com a aplicação da carga. Já no material da estaca, a modelagem é do tipo linear elástica e seu comportamento é não poroso. A Figura 3.6 mostra o nível d'água, em meio as camadas do maciço. Na Tabela 3.1 são apresentados todos os parâmetros referentes aos tipos de solos e a argamassa utilizada. Os valores foram retirados da publicação citada no início do texto.

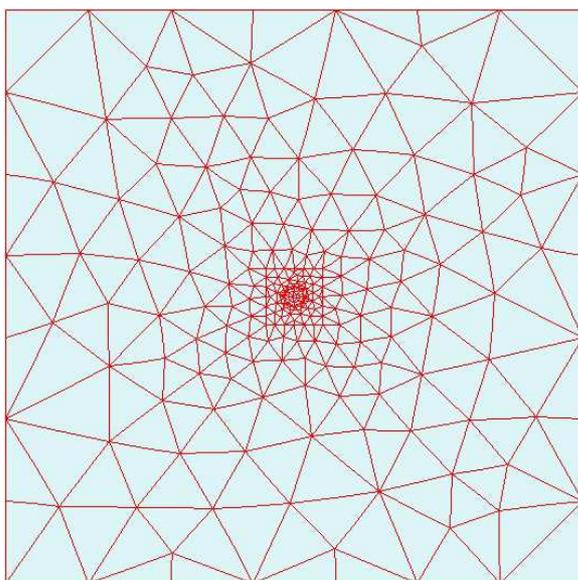
Tabela 3.1 – Parâmetros dos materiais utilizados

PARÂMETRO	Areia Argilosa (marrom)	Areia Siltosa	Areia Argilosa (vermelha)	Areia	Argamassa (estaca)	Und
Peso específico seco	16,7	18,8	19,8	17,6	24,0	kN/m ³
Peso específico saturado	16,7	18,8	19,8	20,0	-	kN/m ³
Módulo de elasticidade	9.150	13.000	13.500	19.000	29,2 . 10 ⁶	kPa
Coefficiente de <i>Poisson</i>	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20	-
Coesão	13	12	14	17	-	kPa
Ângulo de atrito	26	23	23	23	-	grau
Ângulo de dilatação	0	0	0	0	-	grau

Fonte: Plaxis 3D Foundation (Lesson 2)

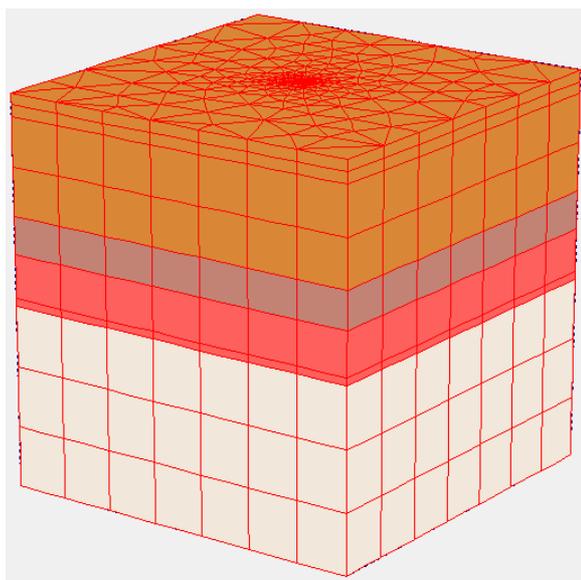
Com o término da definição do solo e da estaca, o passo seguinte foi gerar as malhas de elementos finitos do caso estudado (Figuras 3.7 e 3.8). Foram geradas duas malhas: uma de duas dimensões, com vista superior, e outra 3D, podendo-se visualizar a profundidade do maciço e suas camadas.

Figura 3.7 – Visão do software: malha 2D de elementos finitos



Fonte: Autor

Figura 3.8 – Visão do software: malha 3D de elementos finitos



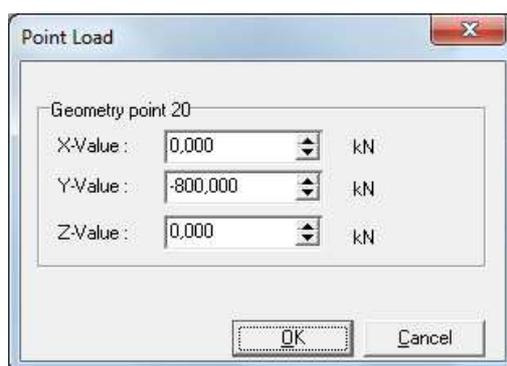
Fonte: Autor

A seguir foi feito o procedimento referente às fases da modelagem numérica. Na fase inicial, criada automaticamente pelo programa, foi analisado o maciço de solo

ainda sem a estaca, seu comportamento devido ao peso próprio dos materiais e à contribuição das pressões da água. Em seguida foi criada uma fase de instalação da estaca, aonde foram definidos os materiais em cada cota, aplicando agora o material argamassa no local delimitado para a estaca. Porém, estas duas primeiras fases pouco influenciaram nos objetivos buscados neste estudo, sendo necessárias somente para o desenvolvimento do software.

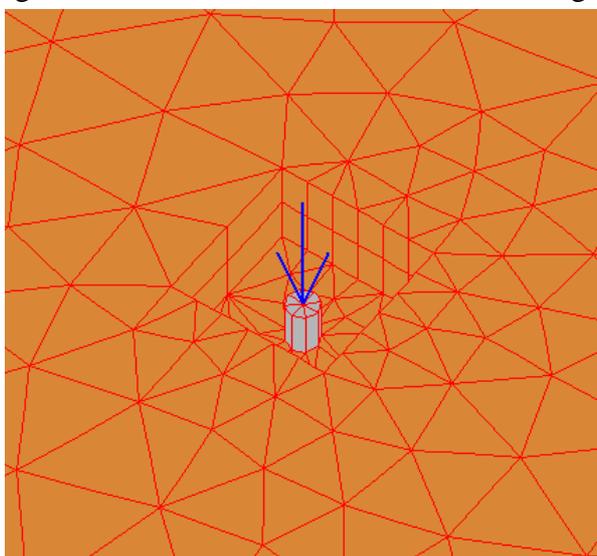
A terceira fase, qual representa de fato o experimento, trata-se do carregamento da estaca. A força pontual, que já havia sido colocada sobre a cabeça da estaca, ganhou magnitude nesta etapa. O valor de 800 kN foi alterado no menu da carga (Figura 3.9), que possibilita carregar o ponto escolhido em todos os três eixos e em qualquer direção, alterando o sinal para negativo para mudar seu sentido. Na Figura 3.10 pode-se observar o detalhe do topo da estaca carregada, assim como a escavação do maciço em volta dele.

Figura 3.9 – Visão do software: menu da carga



Fonte: Autor

Figura 3.10 – Visão do software: estaca carregada



Fonte: Autor

Foi assim finalizada a implementação do caso estudado no Plaxis 3D. O último procedimento foi colocar o programa para executar o caso, acionando a função “calcular”. A partir daí o software calculou o comportamento do solo e da estaca nas três fases, retornando resultados de distribuição de tensões, deformações das malhas e gráficos de curva “carga x recalque”, que serão apresentados no capítulo 4.

3.4 Correlações Semi-empíricas

Para alcançar o próximo objetivo do estudo, foram determinadas as capacidades de carga da estaca estudada através dos métodos propostos pela literatura, fazendo-se necessário o uso de correlações semi-empíricas.

Teixeira e Godoy (1996 *apud* CINTRA, 2012) sugerem uma correlação entre o módulo de deformabilidade (E) e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), para casos onde não se dispõe de ensaios de laboratório para determinação destes.

$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

Onde α e K são fatores de correlação entre os dois parâmetros anteriormente citados. No caso em estudo, já se possui os módulos de deformabilidade dos solos e, através da correlação citada, buscou-se o valor do N_{SPT} . As Tabelas 3.2 e 3.3 apresentam os valores para tais parâmetros.

Tabela 3.2 – Fator de correlação E e N_{SPT}

SOLO	K
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila Arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Tabela 3.3 – Fator de correlação E e N_{SPT}

SOLO	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Aoki, 2010

Assim, obtiveram-se os seguintes valores de N_{SPT} das camadas de solo.

Tabela 3.4 – N_{SPT} em função do módulo de deformabilidade

CAMADA	ESPESSURA	E (KPa)	α	K	N_{SPT}
Areia argilosa (marrom)	6,30 m	9.150	3	0,55	6
Areia siltosa	2,00 m	13.000	3	0,70	6
Areia argilosa (vermelha)	2,70 m	13.500	3	0,55	8
Areia	9,60 m	19.000	3	0,90	7

Fonte: Autor

O valor do N_{SPT} é o principal parâmetro para determinação da capacidade de carga de estacas pelos métodos semi-empíricos propostos pela literatura, além dos coeficientes específicos de cada metodologia. Com os dados determinados e os tipos de solos conhecidos, pode-se então criar, metaforicamente, o resultado da sondagem a percussão.

Tabela 3.5 – N_{SPT} das camadas de solo

PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO	N_{SPT}
0,00	-	-
1,00	SC	6
2,00	SC	6
3,00	SC	6
4,00	SC	6
5,00	SC	6
6,00	SC	6
7,00	SM	6
8,00	SM	6
9,00	SC	8
10,00	SC	8
11,00	SC	8
12,00	S	7
13,00	S	7
14,00	S	7
15,00	S	7

16,00	S	7
17,00	S	7
18,00	S	7
19,00	S	7
20,00	S	7
20,60	S	7

Fonte: Autor

Na seção a seguir será apresentado o memorial de cálculo dos cinco métodos utilizados na pesquisa.

3.5 Métodos de determinação de capacidade de carga em estacas

Os dados pertencentes a todos os métodos estão apresentados a seguir:

- $L = 10,00 \text{ m}$
- $D = 0,40 \text{ m} = 40,00 \text{ cm}$
- $Ab = \pi \cdot \left(\frac{D^2}{4}\right) = \pi \cdot \left(\frac{0,40^2}{4}\right) = 0,1257 \text{ m}^2 = 1.256,64 \text{ cm}^2$
- $U = \pi \cdot D = \pi \cdot 0,40 = 1,26 \text{ m} = 125,66 \text{ cm}$

a) Método Aoki-Velloso

Para o cálculo da capacidade de carga por este método foi necessário os seguintes parâmetros mostrados na tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados: método Aoki-Velloso

TIPO DE SOLO	CLASSIFICAÇÃO	K (kgf/cm ²)	α (%)
S	Areia	7,3	2,1
SC	Areia argilosa	5,4	2,8
SM	Areia siltosa	6,8	2,3
TIPO DE ESTACA		F1	F2
Raiz		2,20	2,40

Fonte: Autor

Através das fórmulas citadas na fundamentação teórica acerca do método e com auxílio de planilha eletrônica para facilitação dos cálculos, determinou-se a capacidade de carga da estaca para um comprimento de 10 metros. No anexo I é apresentada a planilha utilizada, com os valores por metro de estaca.

$$Q_p = A_b \cdot \left(\frac{k \cdot N_{spt}}{F_1} \right) = 0,1257 \cdot \left(\frac{5,40 \cdot 8}{2,20} \right) = 2,46 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_p = 24,68 \text{ tf}$$

$$Q_l = U \cdot \sum \left[\left(\frac{\alpha \cdot k \cdot N_{spt}}{F_2} \right) \cdot \Delta l \right] = 4,46^* + \left[1,26 \cdot \left(\frac{0,028 \cdot 5,40 \cdot 8}{2,40} \right) \right] = 5,09 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_l = 50,99 \text{ tf}$$

*parcela de atrito lateral acumulada nos nove primeiros metros

$$Q_r = Q_p + Q_l = 24,68 + 50,99$$

$$Q_r = 75,67 \text{ tf}$$

Para a carga admissível do método temos:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

$$Q_{adm} = \frac{75,67}{2}$$

$$Q_{adm} = 37,84 \text{ tf}$$

b) Método de Décourt-Quaresma

No cálculo da capacidade de carga pelo método de Décourt-Quaresma foram utilizados os seguintes valores. Como mostrado no capítulo 2, o autor define o coeficiente característico C apenas para quatro tipos de solos. Para os demais utilizados, foi feita a interpolação dos valores:

Tabela 3.7 – Parâmetros utilizados: método Décourt-Quaresma

TIPO DE SOLO	CLASSIFICAÇÃO	TIPO DE ESTACA	C (tf/m ²)	α	β
S	Areia	Raiz	40	0,50	1,50
SC	Areia argilosa		30*	0,50	1,50
SM	Areia siltosa		34*	0,50	1,50

Fonte: Autor

*valores interpolados

Novamente utilizou-se planilha eletrônica (ver anexo II) para o cálculo do método. Abaixo estão apresentados os valores referentes a estaca com 10 metros de comprimento.

$$N_p = (8 + 8 + 8) / 3 = 8$$

$$Q_p = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_b = 0,50 \cdot 30 \cdot 8 \cdot 0,1257$$

$$Q_p = 15,08 \text{ tf}$$

$$N_l = (6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 6 + 8 + 8) / 10 = 6,40$$

$$Q_l = \beta \cdot U \cdot \Sigma \left(\left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot \Delta l \right) = 51,03^* + [1,50 \cdot 1,26 \cdot \left(\left(\frac{6,40}{3} + 1 \right) \cdot 1 \right)]$$

*parcela de atrito lateral acumulada nos nove primeiros metros

$$Q_l = 56,94 \text{ tf}$$

$$Q_r = Q_p + Q_l = 15,08 + 56,94$$

$$\mathbf{Q_r = 72,02 \text{ tf}}$$

Conforme mostrado na fundamentação teórica, temos:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{4} + \frac{Q_l}{1,3}$$

$$Q_{adm} = \frac{15,08}{4} + \frac{56,94}{1,3}$$

$$\mathbf{Q_{adm} = 47,57 \text{ tf}}$$

c) Método de Cabral

No método criado por Davi Cabral foram utilizados os parâmetros utilizados na tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Parâmetros utilizados: método de Cabral

TIPO DE SOLO	β_1 (%)	β_2 (kgf/cm ²)
Areia	7,0	3,00
Areia siltosa	8,0	2,80
Areia argilosa	8,0	2,30

Fonte: Autor

A pressão de injeção utilizada na execução da estaca foi considerada, para o cálculo do coeficiente β_0 , $p = 1$ Kgf/cm² (ver anexo III).

$$\beta_0 = 1 + (0,11 \cdot p) - (0,01 \cdot D) = 1 + (0,11 \cdot 1) - (0,01 \cdot 40)$$

$$\beta_0 = 0,71$$

$$Q_p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_{SPT} \cdot A_b = 0,71 \cdot 2,30 \cdot 8 \cdot 0,1257 = 1,64 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_p = 16,42 \text{ tf}$$

$$Q_l = \Sigma (\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \cdot U \cdot \Delta l) = 3,99^* + (0,71 \cdot 0,08 \cdot 8 \cdot 1,26 \cdot 1) = 4,56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_l = 45,68 \text{ tf/m}^2$$

*parcela de atrito lateral acumulada nos nove primeiros metros

$$Q_r = Q_p + Q_l$$

$$Q_r = 16,42 + 45,68$$

$$Q_r = \mathbf{62,10 \text{ tf}}$$

As verificações dos limites impostos pelo autor também foram atendidas:

$$(\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT}) = 0,71 \cdot 0,08 \cdot 8 = 0,45 \text{ kgf/cm}^2$$

$$0,45 < 2,0 \rightarrow \text{OK!}$$

$$(\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_{SPT}) = 0,71 \cdot 2,3 \cdot 8 = 13,06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$13,06 < 50,0 \rightarrow \text{OK!}$$

O valor da carga admissível foi calculada com base nos fatores de segurança de ponta e fuste citados na fundamentação teórica.

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_l}{2}$$

$$Q_{adm} = \frac{16,42}{3} + \frac{45,68}{2}$$

$$Q_{adm} = 28,31 \text{ tf}$$

d) Método de Velloso

A capacidade de carga da estaca calculada pelo método proposto pelo engenheiro Pedro Paulo Velloso utilizou os valores da tabela abaixo.

Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados: método de Velloso

TIPO DE SOLO	PONTA		FUSTE		PARÂMETROS		
	a (tf/m ²)	b	a' (tf/m ²)	b'	λ	α	β
Areia	60	1	0,50	1	1	0,50	1

Fonte: Autor

$$\tau_l = a' \cdot N_{SPT}^{b'} = 0,50 \cdot 8^1$$

$$\tau_l = 4 \text{ tf/m}^2$$

$$q_p = a \cdot N_{SPT}^b = 60 \cdot 8^1$$

$$q_p = 480 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_l = U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \Sigma(\tau_l \cdot \Delta l) = 17,59^* + (1,26 \cdot 0,50 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 1)$$

$$Q_l = 20,11 \text{ tf/m}^2$$

*parcela de atrito lateral acumulada nos nove primeiros metros

$$Q_p = A_b \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_p = 0,1257 \cdot 0,50 \cdot 1 \cdot 480$$

$$Q_p = 30,16 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_r = Q_l + Q_p$$

$$Q_r = 20,11 + 30,16$$

$$Q_r = 50,27 \text{ tf}$$

Como o autor não especifica nenhum valor para o coeficiente de segurança global, este será considerado 2,00, como sugere a norma brasileira.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

$$Q_{adm} = \frac{50,27}{2}$$

$$Q_{adm} = 25,13 \text{ tf}$$

e) Método de Teixeira

Neste caso foram utilizados os valores mostrados abaixo para calcular a capacidade de carga da estaca.

Tabela 3.10 – Parâmetros utilizados: método de Teixeira

PARÂMETRO	TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACAS
		IV (raiz)
α (tf/m ²)	Areia argilosa	19
	Areia siltosa	22
	Areia	26
β (tf/m ²)	-	0,6

Fonte: Autor

$$\overline{N}_b \rightarrow \text{Acima: } 4 \cdot D = 4 \cdot 0,40 = 1,60 \text{ m (adota-se 2,00m)}$$

$$\text{Abaixo: } 1 \cdot D = 1 \cdot 0,40 = 0,40 \text{ m (adota-se 1,00m)}$$

$$\overline{N}_b = (6 + 8 + 8 + 8) / 4 = 7,50$$

$$Q_p = \alpha \cdot \overline{N}_b \cdot A_b = 19 \cdot 7,5 \cdot 0,1275$$

$$Q_p = 17,91 \text{ tf/m}^2$$

$$\overline{N}_L = N_1 = 6,40$$

$$Q_1 = U \cdot \beta \cdot N_1 \cdot L = 1,26 \cdot 0,6 \cdot 6,40 \cdot 10$$

$$Q_1 = 48,25 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_r = 17,91 + 48,25$$

$$Q_r = 66,16 \text{ tf}$$

Para estacas do tipo raiz, conforme descrito no capítulo 2, o fator de segurança global para o método é $FS = 2,00$.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

$$Q_{adm} = \frac{66,16}{2}$$

$$Q_{adm} = 33,08 \text{ tf}$$

Por se fazer necessário o gráfico “carga x recalque” para a execução do método recomendado pela norma na determinação da carga de ruptura, este será feito somente na sessão seguinte, juntamente com a apresentação dos resultados.

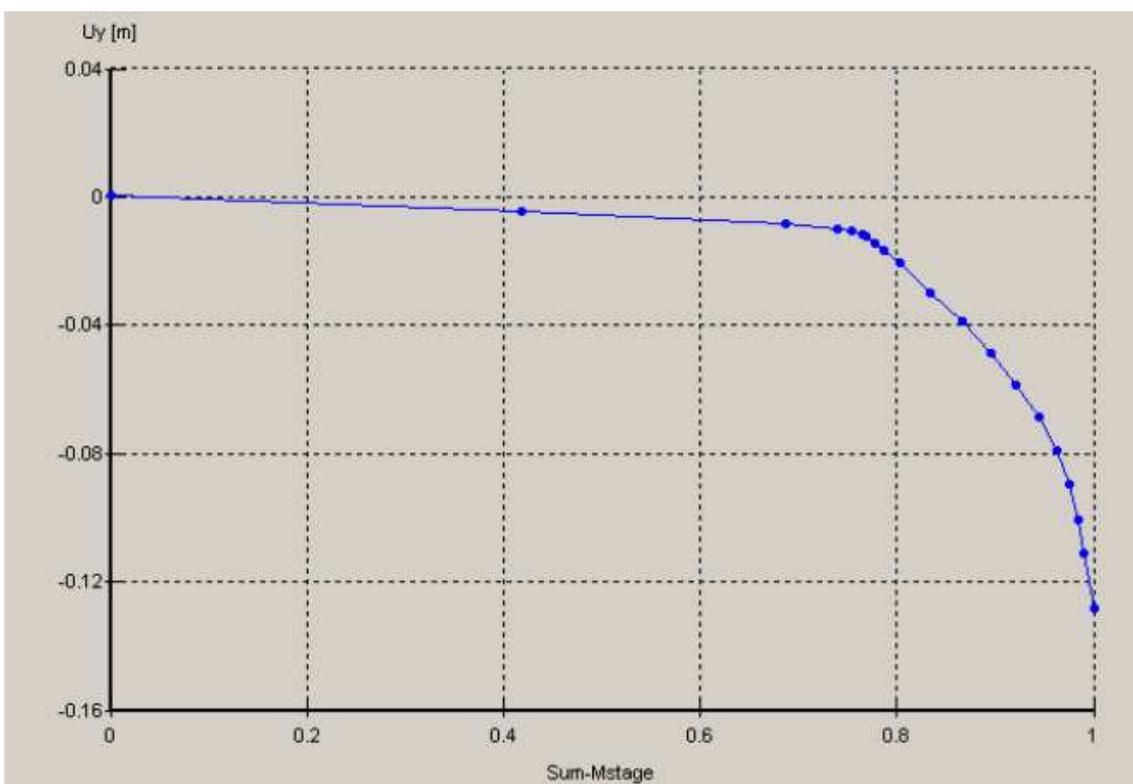
4. RESULTADOS

Inicia-se o capítulo de resultados apresentando a curva gerada pelo software Plaxis 3D, que corresponde ao gráfico “carga x recalque” do carregamento da estaca, mostrando as deformações do elemento à medida que a carga aplicada é acrescida.

O eixo-x, representado por “*Sum-Mstage*” pelo programa, representa os estágios de porcentagem da carga, e não o valor da carga propriamente dita, como geralmente é apresentado em relatórios do ensaio de capacidade de carga.

Com base em análises de gráficos desse tipo, nota-se que o solo apresenta características de ruptura antes mesmo de atingir a carga total aplicada (800KN), através da verticalização da curva. Isto mostra que o solo não está mais mobilizando resistência à medida que o carregamento aumenta, mas ainda recalcando.

Figura 4.1 – Visão do software: curva “carga x recalque”



Fonte: Autor

Para obter-se o valor da carga de ruptura, qual não é totalmente nítida no gráfico, utilizou-se o método sugerido pela NBR 6.122/2010, através da equação mostrada a seguir:

$$\Delta r = \frac{P \cdot L}{E \cdot A_b} + \frac{D}{30} \quad (4.1)$$

$$\Delta r = \frac{P \cdot 10}{29,2 \cdot 10^6 \cdot 0,1257} + \frac{0,40}{30}$$

$$\Delta r = 2,7253 \cdot 10^{-6} \cdot P + 0,0133$$

Para cada valor de carga “P” encontrou-se um valor de recalque convencional “ Δr ”, dados necessários para traçar a reta (função do tipo “ $y = a \cdot x + b$ ”), cujo ponto de interseção com a curva “carga x recalque” resulta na capacidade de carga da estaca. Os valores de carga apresentados na Tabela 4.1, que correspondem a porcentagens aleatórias da carga total, foram escolhidos de forma a melhor representar o estágio onde o solo rompeu, concentrando-se mais representativamente entre 60% e 100% do carregamento.

Tabela 4.1 – Valores curva “carga x recalque” / método NBR 6.122/2010

Carga (kN)	Porcentagem (%)	Recalque (mm)	Δr (mm)
0,0	0,0	0,00	-13,3333
160	20,0	-1,26	-13,3769
320	40,0	-4,57	-13,4205
480	60,0	-7,31	-13,4641
512	64,0	-7,53	-13,4729
544	68,0	-8,00	-13,4816
576	72,0	-9,41	-13,4903
608	76,0	-11,29	-13,4990
620	77,5	-13,71	-13,5023
640	80,0	-20,57	-13,5077
672	84,0	-31,53	-13,5165
704	88,0	-43,76	-13,5252
720	90,0	-51,43	-13,5296
736	92,0	-58,35	-13,5339
768	96,0	-79,06	-13,5426
800	100,0	-129,71	-13,5514

Fonte: Autor

Assim, conforme pode observar-se no gráfico 4.1, a carga de ruptura estabelecida pelo método foi de 628,00 kN.

É importante salientar que a principal hipótese desta pesquisa é a que considera que o valor encontrado através do software de elementos finitos é o tido como mais próximos da realidade e tratado, então, como a carga de ruptura real da estaca, funcionando como base do comparativo com os outros métodos.

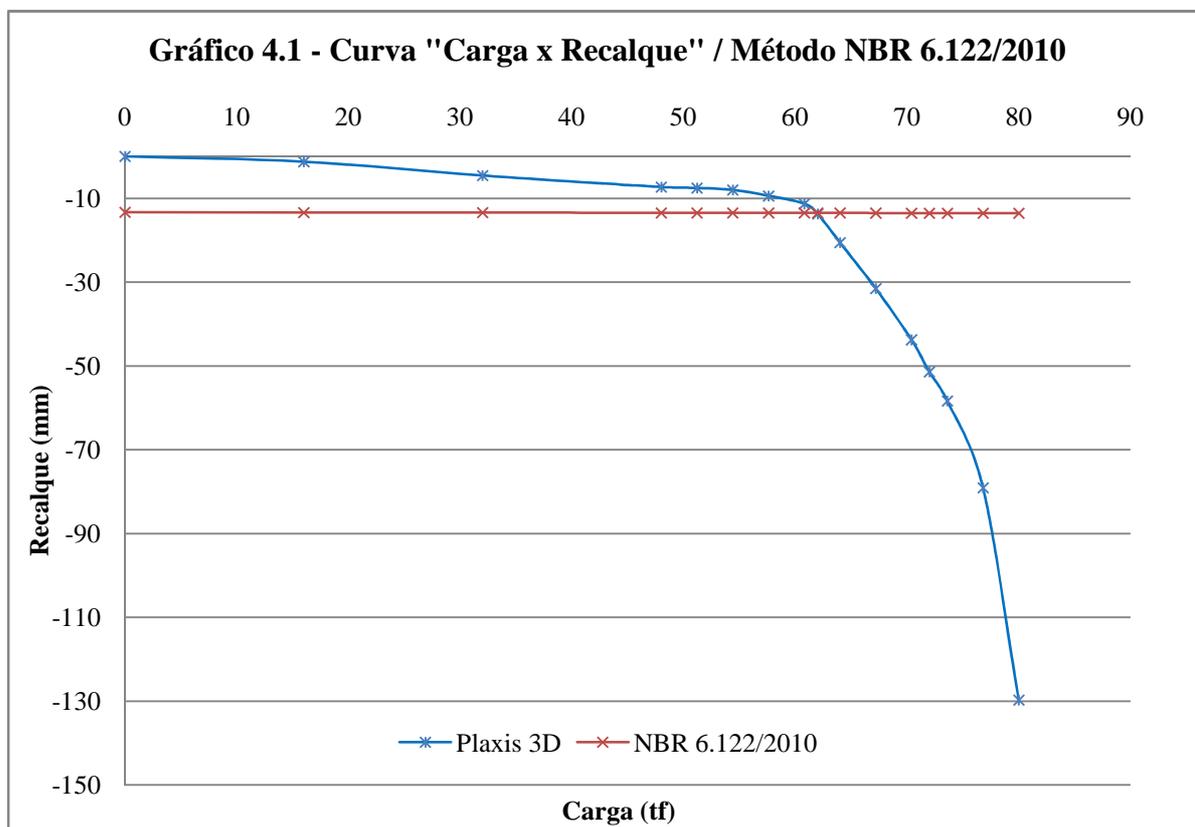


Tabela 4.2 – Valores de capacidade de carga

MÉTODO	CAPACIDADE DE CARGA				
	Ponta		Fuste		Total
	kN	(%)	kN	(%)	kN
Aoki-Velloso	246,80	(32,61)	509,90	(67,39)	756,70
Décourt-Quaresma	150,80	(20,94)	569,40	(79,06)	720,20
Cabral	164,20	(26,44)	456,80	(73,56)	621,00
Velloso	301,60	(60,00)	201,10	(40,00)	502,70
Teixeira	178,10	(27,07)	482,50	(72,93)	661,60
Plaxis 3D					628,00

Fonte: Autor

A Tabela 4.2 mostra os valores das capacidades de carga da estaca encontrados por cada método, separadas em parcela de ponta e fuste e a total. Além disso, apresenta as porcentagens referentes a quanto cada uma das duas parcelas representa do total. No caso da carga determinada pelo software, só é determinada o valor da carga integral.

Em primeira análise, nota-se que o valor mais próximo da carga de ruptura real é o calculado pelo método de Cabral. O método de Teixeira também se aproximou bastante, enquanto os outros três tiveram valores mais distantes. Os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma apresentaram valores consideravelmente acima do esperado (mais de 10 tf), na mesma medida que o valor encontrado por Velloso, sendo desta vez para baixo. Porém, apesar da faixa de valores ter se estendido de 50 a 75 tf, pode-se considerar todos os resultados razoáveis, uma vez que todas as aproximações feitas, relativas às determinações dos parâmetros, tornam os valores de alguma forma imprecisos.

Na Tabela 4.3, podemos verificar a utilização dos resultados em um caso real. Para tanto, a carga a ser utilizada no cálculo de dimensionamento da fundação seria a carga admissível, e não a de ruptura mostrada anteriormente. Assim, aplicam-se os fatores de segurança recomendados em cada método a capacidade de carga e obtém-se as cargas admissíveis. Como citado no capítulo de revisão da literatura, alguns métodos utilizam fatores de segurança globais, enquanto outros diferenciam os valores do coeficiente para as contribuições de ponta e fuste.

Tabela 4.3 – Valores de carga admissível

MÉTODO	CARGA ADMISSÍVEL				
	Q_r		Fator de Segurança do Método		Q_{adm}
	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	
	kN	kN	kN	kN	
Aoki-Velloso	756,70		2,00		378,40
Décourt-Quaresma	150,80	569,40	4,00	1,30	475,70
Cabral	164,20	456,80	3,00	2,00	283,10
Velloso	502,70		2,00		251,30
Teixeira	661,60		2,00		330,80

Fonte: Autor

Considerando-se a ocasião dos métodos para o cálculo da estrutura, todos eles estariam seguros para serem utilizados, pois a carga admissível de cada caso foi menor do que a carga de ruptura do elemento estrutural. Assim, qualquer um deles que fosse utilizado resultaria em uma fundação estável, umas mais e outras menos econômicas.

Com o resultado das cargas admissíveis de cada método e a carga de ruptura da estaca, encontrada pelo *software*, é possível verificar o coeficiente de segurança real utilizado em cada caso. A divisão do segundo pelo primeiro resultará nele. Nos dois métodos onde os FS recomendados pelos autores são diferentes para as parcelas, Décourt-Quaresma e Cabral, as mesmas porcentagens de contribuição foram aplicadas a carga de ruptura, para que assim se pudesse chegar ao valor real do coeficiente de segurança da ponta e do fuste.

Tabela 4.4 – Valores de fatores de segurança reais

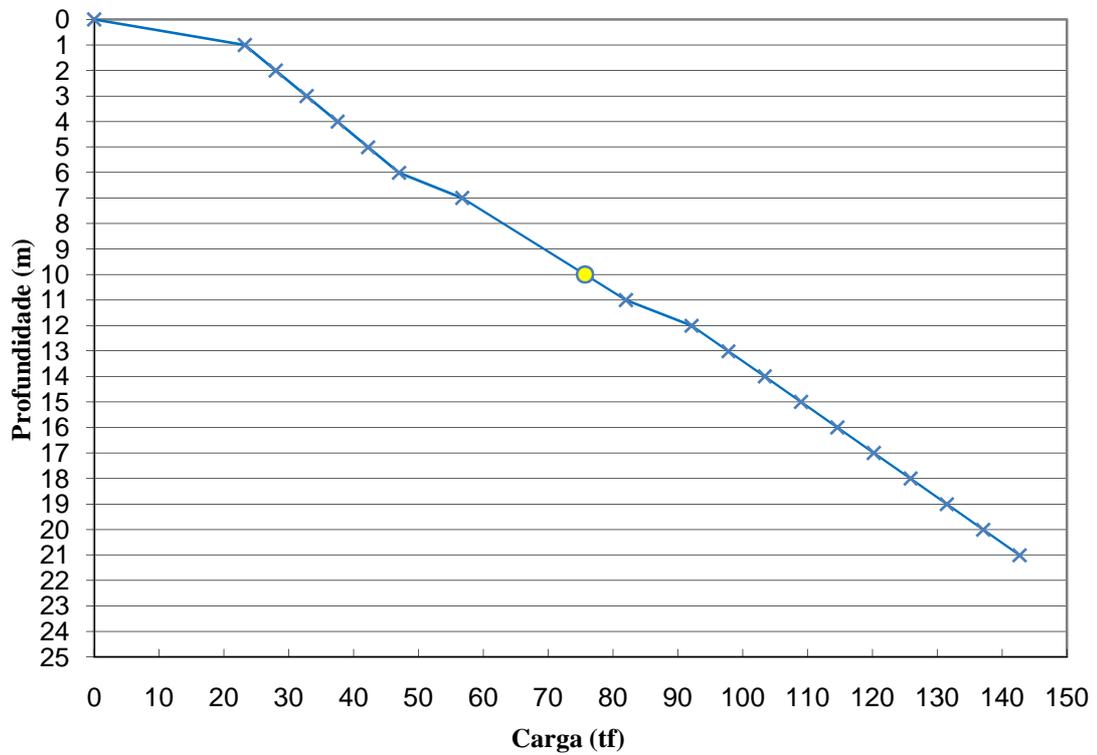
MÉTODO	FATORES DE SEGURANÇA REAIS					
	Q _{adm}		Q _{r,real} (Plaxis 3D)		Fator de Segurança	
	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste	Ponta	Fuste
	kN	kN	kN	kN		
Aoki-Velloso	378,40		628,00		1,66	
Décourt-Quaresma	37,70	438,00	131,50	496,50	3,49	1,13
Cabral	54,70	228,40	166,10	461,90	3,03	2,02
Velloso	251,30		628,00		2,50	
Teixeira	330,80		628,00		1,90	

Fonte: Autor

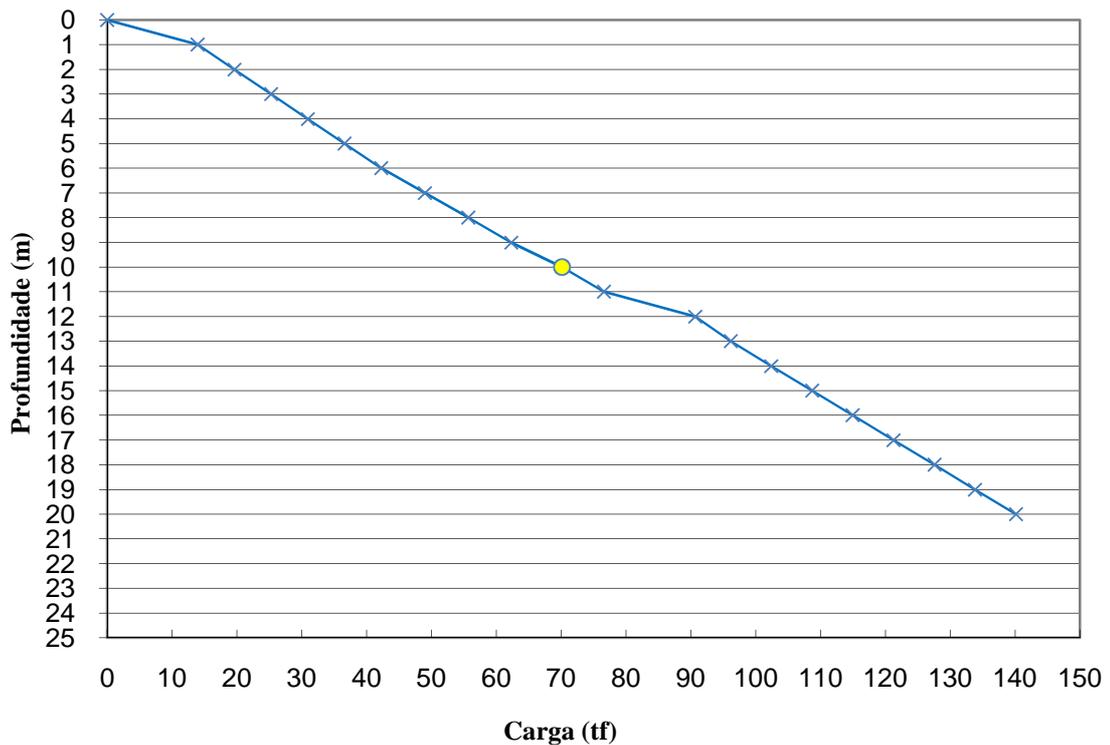
Analisando os valores encontrados para os fatores de segurança nota-se que apenas os dos métodos de Cabral e Velloso deram acima dos valores recomendados por eles mesmos, sugerindo a situação ideal. Os outros métodos, cujo fatores deram abaixo dos recomendados podem ser, a grosso modo, considerados não a favor da segurança.

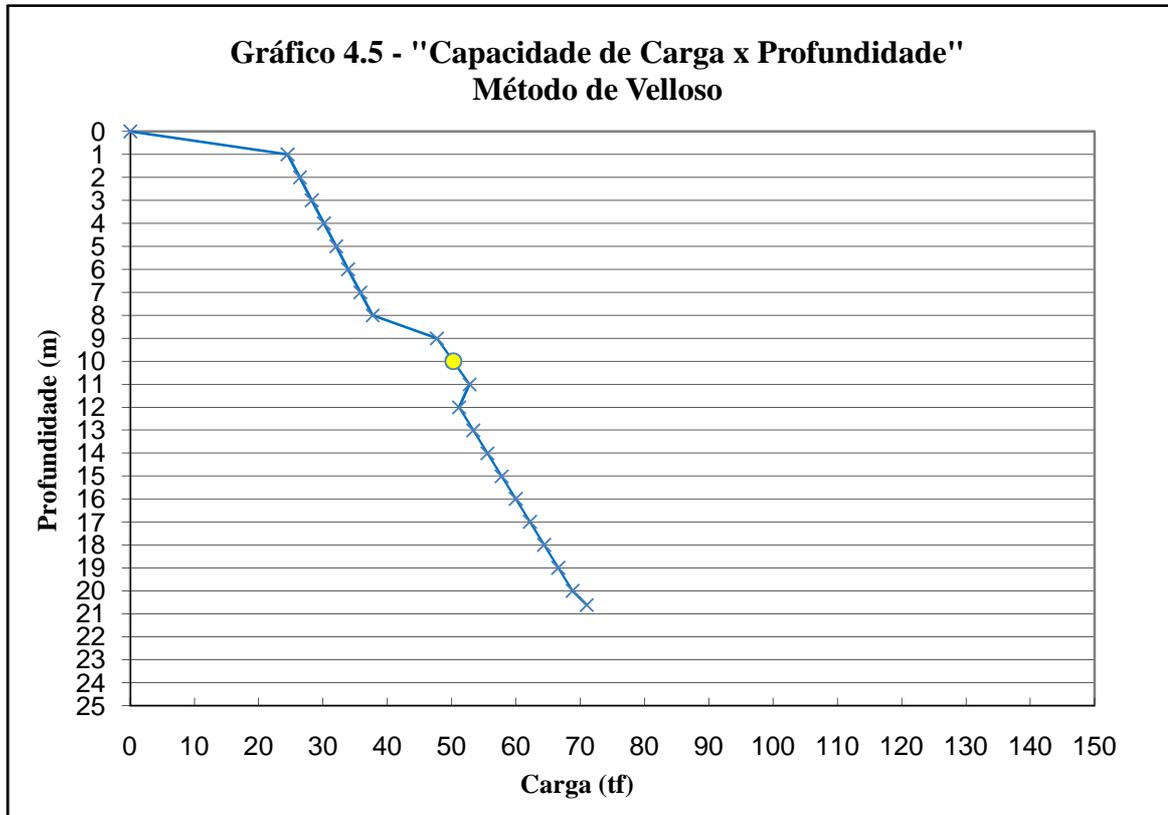
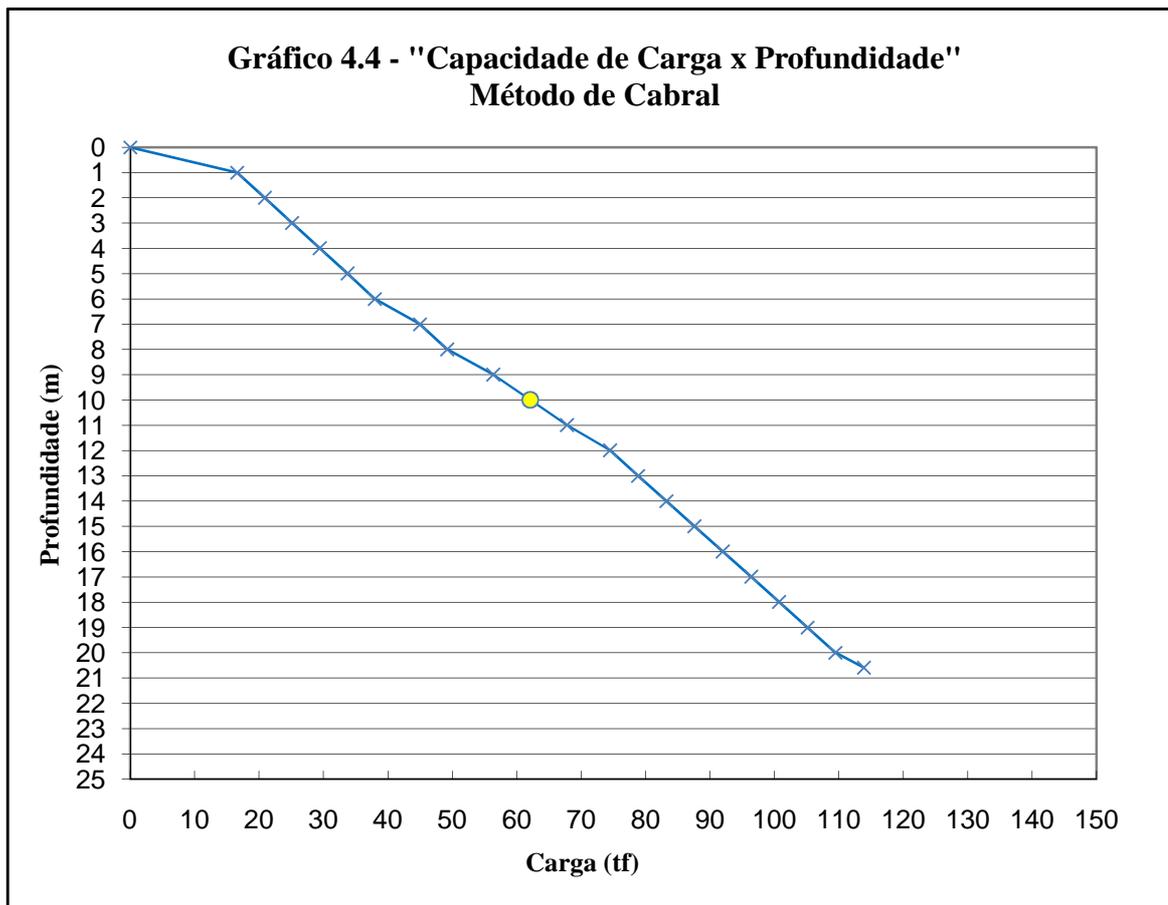
Outro aspecto que pode ser analisado é o crescimento da resistência à medida que se aprofunda o elemento estrutural. Para isso foram traçados gráficos “capacidade de carga x profundidade” ao longo dos 21 metros do maciço de solo estudado. A seguir são mostrados os cinco gráficos, um para cada método. A ponto amarelo marca a capacidade de carga nos 10 metros de comprimento da estaca.

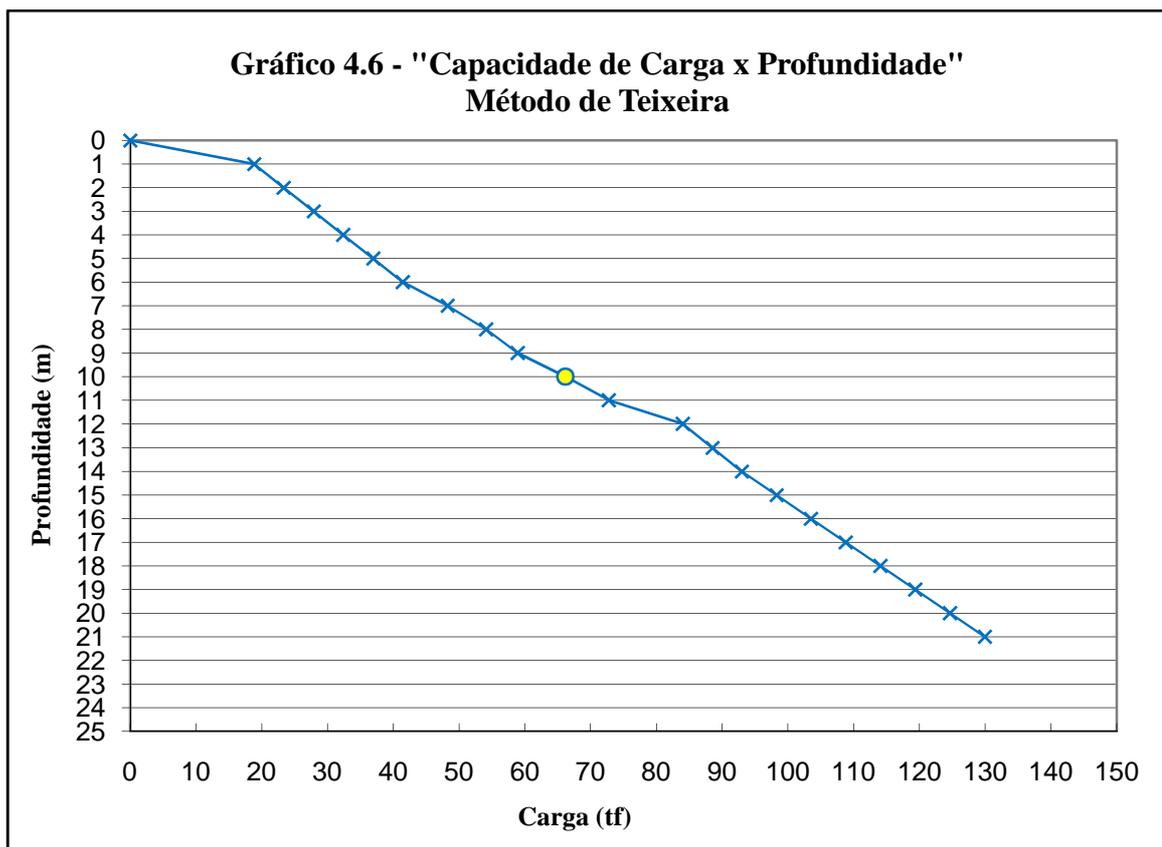
**Gráfico 4.2 - "Capacidade de Carga x Profundidade"
Método Aoki-Veloso**



**Gráfico 4.3 - "Capacidade de Carga x Profundidade"
Método de Décourt-Quaresma**





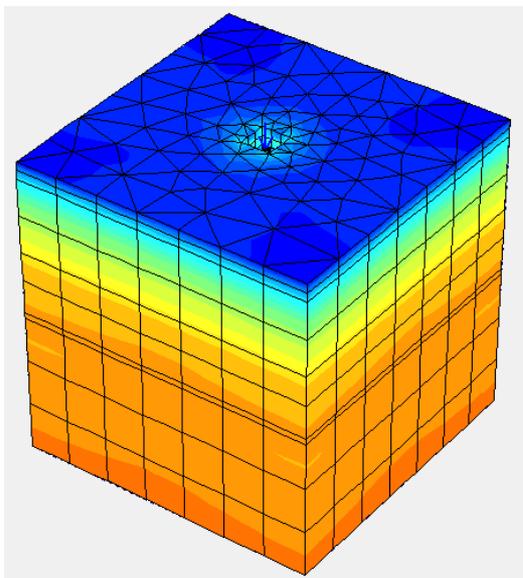


É possível notar uma regularidade nos valores encontrados de capacidade de carga na profundidade máxima estudada, exceto para o método de Velloso. Todos os quatro outros métodos atingiram uma carga na faixa de 110 e 140 tf na cota de 21m, enquanto o outro citado acima atingiu apenas 70 tf.

Dentre todas as análises feitas, pode-se afirmar que o método mais adequado para o caso é o de Cabral. Primeiramente, sua carga de ruptura (62,10 tf) resultou um valor muito próximo do atingido pela implementação do *software* (62,80 tf). Em seguida, e nesse caso para todos os métodos, a carga admissível foi menor do que a de ruptura, garantindo a segurança. E por fim, os valores dos fatores de segurança, tanto de ponta como de fuste ($FS_{p,real} = 3,03 / FS_{l,real} = 2,02$), deram valores maiores e bem próximos dos sugeridos pelo autor ($FS_p = 3,00 / FS_l = 2,00$).

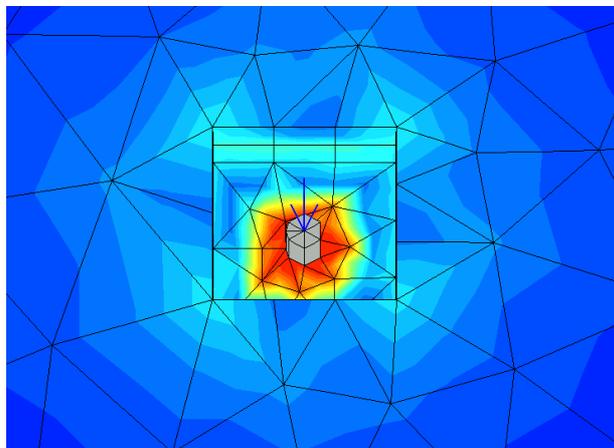
Para finalizar os resultados, aplicando-se apenas a caráter ilustrativo, pode-se observar a seguir imagens dos resultados das malhas de elementos finitos do maciço do solo, mostrando seu comportamento com a carga aplicada.

Figura 4.2 – Visão do software: tensões efetivas (malha 3D)



Fonte: Autor

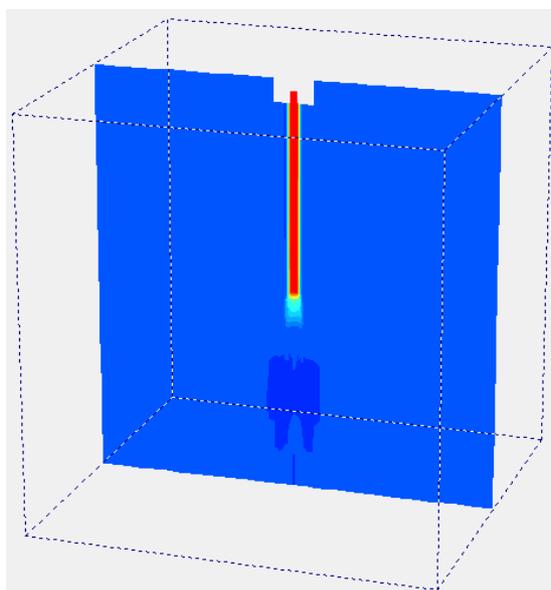
Figura 4.3 – Visão do software: detalhe do topo da estaca carregada (malha 3D)



Fonte: Autor

As cores azuis indicam níveis de tensões mais suaves. A medida que vão ficando em tons mais fortes, do amarelo ao laranja, mostra o aumento das tensões no maciço. Na Figura 4.2 observa-se com clareza que as tensões aumentam progressivamente com a profundidade. Já na Figura 4.3 pode-se ver que o nível de tensões ao redor do elemento é elevado, mostrando que aquela região é, principalmente, onde está sendo absorvida a carga. A imagem abaixo mostra um corte de sessão transversal da figura 4.2, evidenciando os maiores níveis de deslocamento vertical concentrando-se na estaca e na sua ponta.

Figura 4.4 – Visão do software: deslocamentos verticais



Fonte: Autor

5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Ao término desta pesquisa é possível dizer que os objetivos buscados inicialmente foram alcançados. O estudo do comportamento da fundação profunda foi devidamente implementado no *software* de elementos finitos, alcançando resultados bem próximos dos esperados, assim como os cálculos das capacidades de carga utilizando métodos consagrados pela literatura.

Quanto à revisão bibliográfica, os resultados obtidos com seu auxílio também foram satisfatórios, uma vez que os índices de resistência a penetração, calculados por relações semi-empíricas propostas em seu escopo, atingiram valores dentro dos previstos na realidade do caso. O conhecimento e aprendizagem dos assuntos referentes ao tema constituem importantíssima ferramenta para a conclusão do trabalho, pois nenhum objetivo seria devidamente alcançado sem um embasamento teórico.

As análises limite de casos de geotecnia, tais como estabilidade de taludes e as próprias previsões de capacidade de carga de fundações, desprezam a consideração do trecho elástico do gráfico “tensão x deformação” proposto por Mohr-Coulomb, sendo este comportamento rígido plástico. Porém, mesmo a modelagem numérica sendo baseada neste critério, é razoável dizer que esta se aproxima bastante da realidade, levando em conta que utiliza diversos parâmetros de caracterização do solo.

Outro ponto que se deve considerar é o efeito de grupo. A análise aqui descrita trata apenas uma estaca isolada, caso que raramente ocorre na vida real. A influência das outras estacas da obra, principalmente as que complementam o mesmo bloco, interfere nas capacidades de carga e comportamento do solo.

Com relação aos experimentos realizados, pode-se concluir que a solução mais acurada para o determinado caso é a do método de Cabral. O método, que foi desenvolvido especialmente para estacas do tipo raiz, atingiu resultados muito próximos dos apresentados pelo *software*. Apesar de todos os cinco métodos terem resultado valores numa faixa aceitável, na análise comparativa não deixou dúvidas de que o método a se recomendar para a situação seria o de Cabral.

As obtenções dos valores pelas relações semi-empíricas trazem incertezas junto a seus resultados. Coeficientes, por exemplo, como “ α ” para obtenção do N_{SPT} se restringem a três únicos valores, enquanto podemos encontrar na realidade infinitudes de tipos diferentes do material. O que também, porém, é válido considerar é que mesmo que todos os parâmetros estivessem totalmente acurados, os valores encontrados por cada método ainda seriam diferentes, visto que cada um deles leva em consideração diferentes atribuições.

Como já foi citado, todo estudo geotécnico é, de certa, forma, aproximado, motivo pelo qual os fatores de segurança empregados são geralmente altos. As limitações impostas também pelas próprias dimensões do trabalho, assim como o tempo disponível para realizá-lo, fizeram restringir o estudo a um caso único, de uma estaca raiz em um determinado maciço de solo, impossibilitando-me de chegar a qualquer conclusão ou indicação mais abrangente ou generalizada.

A partir daí, podem ser feitas recomendações para trabalhos futuros que envolvam o mesmo assunto ou área, tais como:

- A continuação dos próprios horizontes do trabalho como está hoje, isto é, realizar o comparativo para outros casos, o que traria melhores e mais abrangentes resultados;
- Utilização de ensaios de provas de cargas reais, assim como relatórios de sondagens para que a implementação computacional se aproxime mais ainda da realidade;
- Fazer estudos numa determinada região, limitada, com diferentes ensaios dos tipos de solos ali encontrados, a fim de obter resultados e conclusões mais precisas e gerais, que se apliquem a diversos casos;
- Em casos que se fizessem possível, realizar ensaios de prova de carga no local antes mesmo de definir a solução estrutural das fundações, pois assim, juntamente com o *software*, seria possível dimensionar mais precisamente os elementos da fundação e economizar recursos

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 1ª ed. São Paulo – SP: Editora Edgard Blucher LTDA., 1989. 169 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações**. 1ª ed. São Paulo – SP: Editora Edgard Blucher LTDA., 1991. 142 p.

AOKI, Nelson. CINTRA, José Carlos A. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

ARAÚJO, Arielton Fonteles. **Estudo, Projeto e Execução de Estaca Hélice Contínua em Fortaleza – CE**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza – CE, 2006. 65 p.

ASSAN, Aloisio Ernesto. **Método dos Elementos Finitos: Primeiros Passos**. 1ª ed. Campinas – SP: Editora da Unicamp, 1999. 298 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro – RJ: 2010. 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.484: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro – RJ: 1980. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro – RJ: 1995. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.131: Estacas - Prova de carga estática**. Rio de Janeiro – RJ: 1992. 4 p.

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1ª ed. Porto – Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2003. 248 p.

BRUGGER, Paulo José. **Análise Numérica de Estacas Submetidas a Esforços de Compressão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 1990. 147 p.

CHING, Francis D. K. **Técnicas de Construção Ilustradas**. 4ª ed. Porto Alegre – RS: Bookman, 2010. 522 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2011. 140 p.

FERNANDES, Joana. **Crítério de Mohr-Coulomb**. Aveiro, Portugal, 2013. Disponível em: <http://geo.web.ua.pt/index.php?option=com_k2&view=item&id=187:criterio-mohr&Itemid=38>. Acesso em 9 mai. 2013.

FONTELES, Helano Régis da Nóbrega. **Caracterização Geotécnica do Subsolo da Porção Nordeste do Município de Fortaleza (CE) com Base em Geoestatística**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2003. 135 p.

LIMA, Maria José C. Porto A. de. **Prospecção Geotécnica do Subsolo**. Rio de Janeiro – RJ: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 106 p.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2005. 121 p.

LORENZI, Vinícius. **Avaliação do Desempenho de Estacas Escavadas com o Método de Alargamento do Fuste**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2012. 109 p.

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua Via Prova de Carga**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília – DF, 2005. 243 p.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas: Conceitos e métodos básicos**. 2ª ed. Rio de Janeiro – RJ: Elsevier, 2010. 524 p.

MIRANDA, Ricardo; NETO, Antônio de Mattos Brito; SANTOS FILHO, Manuel Lourenço dos. **Fundações e Contensões: Caderno de Encargos**. 1ª ed. Fortaleza – CE: 2008. 148 p.

NOVAS, Leonardo Abreu. **Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro nos Solos Argilosos da Formação "Libertad", Uruguai**. Dissertação (Mestrado em Engenharia)

– Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2002. 149 p.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

SANTOS, Mariana Duarte dos. **Contribuição ao Estudo da Influência de Escavações nos Recalques Superficiais de Construções Vizinhas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2007. 148 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. Volume Completo. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2011. 568 p.

VIEIRA, João Paulo Pierre. **Desdobramento da Perspectiva Financeira do Balanced Scorecard Cooperativo para a Estratégia de Produção: Análise do Alinhamento em uma Empresa de Construção Civil**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Curso Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza – CE, 2013. 59 p.

YIN, Robert K. **Case Study Research: Design and Methods**. 3rd Edition. Applied Social Research Methods Series. Volume 5. Sage Publications: Thousand Oaks, 2003.

ANEXOS

**ANEXO I - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS
ESTACA RAIZ**

MÉTODO DE AOKI - VELLOSO

DIÂMETRO ESTACA: 400 mm COTA TERRENO: 20,60 m
 CARGA: 80,00 tf FATOR DE SEGURANÇA: 2,00
 SEÇÃO ESTACA: U = 1,26 m (perímetro) F1 = 2,20
 Ab = 1.256,54 cm² (área seção transversal) F2 = 2,40

Cota (m)	Profundidade (m)	N _{SP1}	Tipo de Solo	k (Kgf/cm ²)	a (%)	Capacidade de Carga			Comprimento estaca (m.)
						Arrito Lateral (tf)	At. Lateral Acumulado (tf)	Ponta (tf)	
20,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	0
19,60	1,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	4,75	18,51	23,26
18,60	2,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	9,50	18,51	28,01
17,60	3,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	14,25	18,51	32,76
16,60	4,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	19,00	18,51	37,51
15,60	5,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	23,75	18,51	42,26
14,60	6,00	6	SC	5,40	2,80	4,75	28,50	18,51	47,01
13,60	7,00	6	SM	6,80	2,30	4,91	33,41	23,30	56,72
12,60	8,00	6	SM	6,80	2,30	4,91	38,33	23,30	61,63
11,60	9,00	8	SC	5,40	2,80	6,33	44,66	24,68	69,34
10,60	10,00	8	SC	5,40	2,80	6,33	50,99	24,68	75,67
9,60	11,00	8	SC	5,40	2,80	6,33	57,33	24,68	82,00
8,60	12,00	7	S	7,30	2,10	5,62	62,95	29,19	92,13
7,60	13,00	7	S	7,30	2,10	5,62	68,57	29,19	97,75
6,60	14,00	7	S	7,30	2,10	5,62	74,18	29,19	103,37
5,60	15,00	7	S	7,30	2,10	5,62	79,80	29,19	108,99
4,60	16,00	7	S	7,30	2,10	5,62	85,42	29,19	114,61
3,60	17,00	7	S	7,30	2,10	5,62	91,04	29,19	120,23
2,60	18,00	7	S	7,30	2,10	5,62	96,66	29,19	125,85
1,60	19,00	7	S	7,30	2,10	5,62	102,28	29,19	131,47
0,60	20,00	7	S	7,30	2,10	5,62	107,90	29,19	137,08
0,00	20,60	7	S	7,30	2,10	5,62	113,52	29,19	142,70

**ANEXO II - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS
ESTACA RAIZ**

MÉTODO DE DÉCOURT-QUARESMA

DIÂMETRO ESTACA: 400 mm COTA TERRENO: 20,60 m
 CARGA: 80,00 tf FATOR DE SEGURANÇA: Ponta: 4,00
 SEÇÃO ESTACA: Fuste: 1,30
 U = 1,26 m (perímetro)
 A_s = 1 256,64 cm² (área seção transversal)

Cota (m)	Profundidade (m)	N _{arr}	Tipo de Solo	C (tf/m ²)	α	β	Capacidade de Carga			Comprimento estaca (m)
							Atrito Lateral (tf)	At. Lateral Acumulado (tf)	Ponta (tf)	
20,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0
19,60	1,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	5,65	11,31	16,96
18,60	2,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	11,31	11,31	22,62
17,60	3,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	16,96	11,31	28,27
16,60	4,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	22,62	11,31	33,93
15,60	5,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	28,27	11,31	39,58
14,60	6,00	6	SC	30	0,50	1,50	5,65	33,93	11,31	45,24
13,60	7,00	6	SM	34	0,50	1,50	5,65	39,58	12,82	52,40
12,60	8,00	6	SM	34	0,50	1,50	5,65	45,24	14,24	59,48
11,60	9,00	8	SC	30	0,50	1,50	5,79	51,03	13,82	64,86
10,60	10,00	8	SC	30	0,50	1,50	5,91	56,94	15,08	72,02
9,60	11,00	8	SC	30	0,50	1,50	6,00	62,94	14,45	77,39
8,60	12,00	7	S	40	0,50	1,50	6,02	68,96	18,43	87,39
7,60	13,00	7	S	40	0,50	1,50	6,04	75,00	17,59	92,59
6,60	14,00	7	S	40	0,50	1,50	6,06	81,06	17,59	98,65
5,60	15,00	7	S	40	0,50	1,50	6,07	87,13	17,59	104,73
4,60	16,00	7	S	40	0,50	1,50	6,09	93,22	17,59	110,81
3,60	17,00	7	S	40	0,50	1,50	6,10	99,32	17,59	116,91
2,60	18,00	7	S	40	0,50	1,50	6,11	105,43	17,59	123,02
1,60	19,00	7	S	40	0,50	1,50	6,12	111,54	17,59	129,14
0,60	20,00	7	S	40	0,50	1,50	6,13	117,67	17,59	135,26
0,00	20,60	7	S	40	0,50	1,50	6,22	123,89	17,59	141,48

**ANEXO III - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS
ESTACA RAIZ
MÉTODO DE CABRAL**

DIÂMETRO ESTACA: 400 mm COTA TERRENO: 20,60 m
 CARGA : 80,00 tf Ponta: 3,00
 SEÇÃO ESTACA: U = 1,26 m (perímetro) PRESSÃO DE INJEÇÃO: 1,0 Kgf/cm²
 Ab = 1.256,64 cm² (área seção transversal) COEFICIENTE: β_o = 0,71
 FATOR SEGURANÇA: Fuste: 2,00

Cota (m)	Profundidade (m)	NSPT	Tipo de Solo	β1 (%)	β2 (Kgf/cm ²)	Capacidade de Carga			Comprimento estaca (m)	
						Atrito Lateral (tf)	At. Lateral Acumulado (tf)	Ponta (tf)		Total (tf)
20,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	0	
19,6	1,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	4,28	12,31	16,60	1
18,6	2,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	8,57	12,31	20,88	2
17,6	3,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	12,85	12,31	25,16	3
16,6	4,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	17,13	12,31	29,44	4
15,6	5,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	21,41	12,31	33,73	5
14,6	6,0	6	SC	8,00	2,30	4,28	25,70	12,31	38,01	6
13,6	7,0	6	SM	8,00	2,80	4,28	29,98	14,99	44,97	7
12,6	8,0	6	SM	8,00	2,80	4,28	34,26	14,99	49,25	8
11,6	9,0	8	SC	8,00	2,30	5,71	39,97	16,42	56,39	9
10,6	10,0	8	SC	8,00	2,30	5,71	45,68	16,42	62,10	10
9,6	11,0	8	SC	8,00	2,30	5,71	51,39	16,42	67,81	11
8,6	12,0	7	S	7,00	3,00	4,37	55,76	18,74	74,50	12
7,6	13,0	7	S	7,00	3,00	4,37	60,14	18,74	78,87	13
6,6	14,0	7	S	7,00	3,00	4,37	64,51	18,74	83,24	14
5,6	15,0	7	S	7,00	3,00	4,37	68,88	18,74	87,62	15
4,6	16,0	7	S	7,00	3,00	4,37	73,25	18,74	91,99	16
3,6	17,0	7	S	7,00	3,00	4,37	77,62	18,74	96,36	17
2,6	18,0	7	S	7,00	3,00	4,37	81,99	18,74	100,73	18
1,6	19,0	7	S	7,00	3,00	4,37	86,37	18,74	105,10	19
0,6	20,0	7	S	7,00	3,00	4,37	90,74	18,74	109,47	20
0,0	20,6	7	S	7,00	3,00	4,37	95,11	18,74	113,85	21

**ANEXO IV - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS
ESTACA RAIZ
MÉTODO DE VELLOSO**

DIÂMETRO ESTACA: 400 mm FATOR DE SEGURANÇA: 2,00
CARGA: 80,00 tf

SEÇÃO ESTACA: U= 1,26 m (perímetro) Pouta. a= 60,00 tf/m' Fusie. a'= 0,50 tf/m'
Ab= 1.256,64 cm² (área seção transversal) b= 1,00 Fusie. b'= 1,00

Cota (m)	Profundidade (m)	Ngr	Tipo de Solo	λ	α	β	Capacidade de Carga			Comprimento estaca (m)	
							Atrito Lateral (tf)	At. Lateral Acumulado (tf)	Ponta (tf)		Total (tf)
20,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0	
19,60	1,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	1,88	22,62	24,50	1
18,60	2,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	3,77	22,62	26,39	2
17,60	3,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	5,65	22,62	28,27	3
16,60	4,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	7,54	22,62	30,16	4
15,60	5,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	9,42	22,62	32,04	5
14,60	6,00	6	SC	1,00	0,50	1,00	1,88	11,31	22,62	33,93	6
13,60	7,00	6	SM	1,00	0,50	1,00	1,88	13,19	22,62	35,81	7
12,60	8,00	6	SM	1,00	0,50	1,00	1,88	15,08	22,62	37,70	8
11,60	9,00	8	SC	1,00	0,50	1,00	2,51	17,59	30,16	47,75	9
10,60	10,00	8	SC	1,00	0,50	1,00	2,51	20,11	30,16	50,27	10
9,60	11,00	8	SC	1,00	0,50	1,00	2,51	22,62	30,16	52,78	11
8,60	12,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	24,82	26,39	51,21	12
7,60	13,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	27,02	26,39	53,41	13
6,60	14,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	29,22	26,39	55,61	14
5,60	15,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	31,42	26,39	57,81	15
4,60	16,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	33,62	26,39	60,00	16
3,60	17,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	35,81	26,39	62,20	17
2,60	18,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	38,01	26,39	64,40	18
1,60	19,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	40,21	26,39	66,60	19
0,60	20,00	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	42,41	26,39	68,80	20
0,00	20,60	7	S	1,00	0,50	1,00	2,20	44,61	26,39	71,00	21

**ANEXO V - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS
ESTACA RAIZ
MÉTODO DE TEIXEIRA**

DIÂMETRO ESTACA: 400 mm COTA TERRENO: 20,60 m
 CARGA: 80,00 tf FATOR DE SEGURANÇA: 2,00
 SEÇÃO ESTACA: U = 1,26 m (perímetro)
 Ab = 1.256,64 cm² (área seção transversal)

Cota (m)	Profundidade (m)	Nsrr	Tipo de Solo	α (tf/m ²)	β (tf/m ²)	Capacidade de Carga			Comprimento estaca (m)
						Attrito Lateral (tf)	Ponta (tf)	Total (tf)	
20,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	0
19,60	1,00	6	SC	19,00	0,60	4,52	14,33	18,85	1
18,60	2,00	6	SC	19,00	0,60	9,05	14,33	23,37	2
17,60	3,00	6	SC	19,00	0,60	13,57	14,33	27,90	3
16,60	4,00	6	SC	19,00	0,60	18,10	14,33	32,42	4
15,60	5,00	6	SC	19,00	0,60	22,62	14,33	36,95	5
14,60	6,00	6	SC	19,00	0,60	27,14	14,33	41,47	6
13,60	7,00	6	SM	22,00	0,60	31,67	16,59	48,25	7
12,60	8,00	6	SM	22,00	0,60	36,19	17,97	54,16	8
11,60	9,00	8	SC	19,00	0,60	42,22	16,71	58,94	9
10,60	10,00	8	SC	19,00	0,60	48,25	17,91	66,16	10
9,60	11,00	8	SC	19,00	0,60	54,29	18,50	72,79	11
8,60	12,00	7	S	26,00	0,60	59,56	24,50	84,07	12
7,60	13,00	7	S	26,00	0,60	64,84	23,69	88,53	13
6,60	14,00	7	S	26,00	0,60	70,12	22,87	92,99	14
5,60	15,00	7	S	26,00	0,60	75,40	22,87	98,27	15
4,60	16,00	7	S	26,00	0,60	80,68	22,87	103,55	16
3,60	17,00	7	S	26,00	0,60	85,95	22,87	108,82	17
2,60	18,00	7	S	26,00	0,60	91,23	22,87	114,10	18
1,60	19,00	7	S	26,00	0,60	96,51	22,87	119,38	19
0,60	20,00	7	S	26,00	0,60	101,79	22,87	124,66	20
0,00	20,60	7	S	26,00	0,60	107,07	22,87	129,94	21