



JOÃO FILIPE FERREIRA LEMOS SANTUCCI

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA
PARA GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro de Macaé.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé
Outubro de 2019

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA PARA GALPÃO
EM ESTRUTURA METÁLICA

JOÃO FILIPE FERREIRA LEMOS SANTUCCI

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO COMO REQUISITO
PARCIAL À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL, AO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
DE JANEIRO DE MACAÉ.

Examinado por:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. João Alberto Machado Leite
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Eng. Lucas Marques Pires da Silva
COPPE / UFRJ

Macaé – RJ – Brasil
Outubro de 2019

Santucci, João Filipe

Dimensionamento geotécnico de fundação para galpão em estrutura metálica - Macaé 2019.

IX, 71 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Projeto de Graduação – UFRJ / Macaé / Curso de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p.52.

1. Fundações, 2. Dimensionamento geotécnico, 3. Estimativa de carga, 4. Análise Econômica.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de Mello, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil
III. Dimensionamento geotécnico de fundação para galpão em estrutura metálica.

*Com gratidão, dedico este trabalho a João e
Míriam, os maiores incentivadores dos meus
sonhos e o alicerce do meu ser.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, pela minha criação e sustento, pelos ensinamentos de honestidade e caráter, e por todo apoio recebido.

Agradeço às minhas irmãs Ana Carolina e Beatriz, por toda a cumplicidade, pelos conselhos e fonte de inspiração.

Agradeço ao meu orientador Gustavo Guimarães, pelos ensinamentos acadêmicos e pessoais, por todo o esforço aplicado durante suas aulas e, principalmente, durante a orientação deste trabalho.

Também agradeço ao Engenheiro José Augusto, pelas primeiras orientações profissionais, ao testemunhar que a Engenharia Civil pode ser aplicada no dia-a-dia com amor, ética e dedicação. E a Engenheira Isabella Martins, pelo exemplo de liderança do qual espero espelhar um dia.

Agradeço aos meus amigos de longa data, Gabriela Medeiros, Matheus Bilotta, Miguel Cascaes, Rafael Rodrigues, Raul Menezes e Thales Athayde, e especialmente aos queridos amigos que fiz durante o curso nesta faculdade, Ana Carolina Léo, Igor Martins, Isabelle Freiman, Kevin Couto, Lorena Pessanha, Luiz Bernardo Baptista, Pedro Octávio Branco, Saulo Silva e Thayane Buzzi, por terem acompanhado toda minha jornada durante esses anos acadêmicos, e compartilhado de todos os momentos.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Universidade Federal do Rio de Janeiro/ Campus Macaé como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenharia Civil.

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA PARA GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

João Filipe Ferreira Lemos Santucci

Outubro de 2019

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Curso: Engenharia Civil

RESUMO: Este documento tem como objetivo realizar o dimensionamento geotécnico das estacas de um galpão em estrutura metálica localizado em Cabo-Frio, Região dos Lagos/R.J. Para isso foram realizadas estimativas da capacidade de carga geotécnica das fundações utilizando diferentes métodos semi empíricos tradicionais. Para os métodos utilizados foram verificadas algumas premissas adotadas por projetistas daquela região. As análises também consideraram diferentes tipos e geometrias de fundações em estacas. Por fim, o trabalho apresenta um estudo de otimização de custos de execução das estacas da obra. Após todas as etapas, o autor propõe um projeto de fundação em estacas hélice contínua que garante, ao atender os padrões de segurança mínimos determinados pelas normas regentes, qualidade, economia e agilidade na execução.

Palavras Chave: Fundações; Dimensionamento Geotécnico; Estimativa de Carga; Análise Econômica.

Abstract of Undergraduate Project presented to the Federal University of Rio de Janeiro/ Macaé Campus as part of the requisites required to obtain the degree of Civil Engineer.

GEOTECHNICAL SIZING OF FOUNDATIONS FOR A METALLIC STRUCTURAL
SHED.

João Filipe Ferreira Lemos Santucci

October/2019.

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Course: Civil Engineering

ABSTRACT: This document has as main goal, to perform the geotechnical sizing of the foundation of a metallic structural shed, as well the analysis and optimization of this project, as a way of ensure a well-planned project providing quality and less cost of execution and materials. To do so will be estimated the geotechnical loads of foundations using different traditional methods, for different types and geometry of foundation, following these steps an analysis of optimization shall be carried out, comparing the results with its respective costs. Making through all this process the author will provide a foundation project for a metallic structural shed that grants, while attending all the security standards, quality and economy.

Key Words: Foundation; Geotechnical Sizing, Load Estimation; Economic Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Distribuição de carga nas fundações

Figura 2.2 – Exemplos de fundações superficiais

Figura 2.3 – Etapas de execução da estaca Strauss

Figura 2.4 – Etapas de execução da estaca Hélice Contínua

Figura 2.5 – Gráfico carga x recalque de um exemplo de fundação

Figura 2.6 – Capacidade de carga de uma estaca

Figura 2.7 – Exemplos de blocos sobre estacas

Figura 3.1 – Localização do empreendimento

Figura 3.2 – Croqui de furos de sondagem realizados

Figura 3.3 – Boletim de sondagem SP01

Figura 3.4 – Perfil Estratigráfico do terreno de localização do empreendimento

Figura 4.1 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL

Figura 4.2 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO

Figura 4.3 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL

Figura 4.4 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO

Figura 4.5 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL

Figura 4.6 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO

Figura 4.7 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL

Figura 4.8 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO

Figura 4.9 – Planta de formas da fundação

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de K e α para método Aoki-Velloso (1975)

Tabela 2.2 – Valores de F_1 e F_2 para método Aoki-Velloso (1975)

Tabela 2.3 – Valores de K e α sugeridos por Monteiro (1997)

Tabela 2.4 – Valores de F_1 e F_2 sugeridos por Monteiro (1997)

Tabela 2.5 – Coeficiente C para os tipos de solo

Tabela 2.6 – Valores de atrito lateral para a média dos N_{SPT}

Tabela 2.7 – Coeficiente α de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo

Tabela 2.8 – Coeficiente β de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo

Tabela 4.1 – Resumo das hipóteses de cálculo consideradas

Tabela 4.2 – Número de estacas por pilar

Tabela 4.3 - Comparação de custos entre os tipos executivos de estacas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVO	12
1.2	METODOLOGIA	12
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	FUNDAÇÕES	14
2.1.1	Fundações Superficiais	15
2.1.2	Fundações profundas	16
2.1.3	Descrição dos tipos de estaca	16
2.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	19
2.2.1	A Engenharia brasileira e o SPT	20
2.3	CAPACIDADE DE CARGA	21
2.4	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA	22
2.5	MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CARGA	22
2.5.1	Método Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al. (1978)	23
2.5.2	Método Décourt Quaresma (1978) e Décourt et al (1996)	25
2.6	BLOCOS SOBRE ESTACAS	27
3	A OBRA	29
3.1	LOCALIZAÇÃO	29
3.2	CARACTERÍSTICAS DA OBRA	29
3.3	CAMPANHA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	30
4	O PROJETO DE FUNDAÇÕES	34
4.1	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	34
4.1.1	Hipóteses de cálculo	34
4.1.2	Capacidade de carga última ou de ruptura (Q_{RUP})	34
4.1.3	Capacidade de carga de segurança (Q_{SEG})	39
4.1.4	Observações gerais acerca da capacidade de carga pelos diferentes métodos para as estacas tipo hélice contínua e tipo Strauss analisadas	43
4.2	MATERIAIS, EXECUÇÃO E MOBILIZAÇÃO	44
4.2.1	Definição do número de estacas	45
4.2.2	Planta de formas da fundação	47

5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	49
5.1	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	51
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	52
	ANEXO I.....	53
	ANEXO II.....	55
	ANEXO III	71

1 INTRODUÇÃO

A fim de desenvolver um projeto, o engenheiro civil deve entender como se dá a associação dos elementos estruturais de uma obra, para que seja capaz de dimensioná-los de modo em que sejam cumpridos todos os critérios de segurança e estabilidade. A fundação é uma das partes do sistema estrutural de uma obra, responsável por suportar e transmitir os esforços para o solo onde se localiza a estrutura, com estas funções atribuídas, a fundação é considerada uma das partes de maior importância de um sistema estrutural, visto que é responsável por manter a estrutura sólida e equilibrada, minimizando recalques e outros danos possíveis à estrutura.

É de suma importância para um engenheiro de fundações que se tenha conhecimentos de geotécnica e análise estrutural, uma vez que este deve ser responsável pela análise dos parâmetros fornecidos pelos ensaios para determinação da resistência do solo local, ao mesmo tempo em que seja capaz de realizar o dimensionamento correto da estrutura de fundação.

Tem-se o conhecimento de que, no Brasil, mesmo com diversas técnicas difundidas e procedimentos normatizados, ainda são raros os casos de obras em que são executados todos estes procedimentos e quando tal fato acontece, que seja de maneira correta. É fundamental que estes procedimentos tenham devida fiscalização e acompanhamento, em razão de que os resultados destes são a base para o dimensionamento das estruturas de fundação.

Neste trabalho será realizado o dimensionamento geotécnico (estimativa de carga de ruptura do solo) da fundação de um galpão em estrutura metálica, que será construído na cidade de Cabo Frio, no Rio de Janeiro.

1.1 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é determinar o tipo de estaca com o melhor custo benefício para o empreendimento em questão, levando em consideração vantagens e desvantagens dos métodos executivos utilizados, ao passo em que são analisados diferentes métodos de dimensionamento geotécnico.

1.2 METODOLOGIA

Baseando-se na revisão bibliográfica realizada, a metodologia utilizada corresponde à análise dos resultados obtidos das estimativas de carga geotécnica para as diferentes situações de cálculo, e diferentes características das fundações propostas. Estes por sua vez baseados nas medidas de N_{SPT} obtidas através dos ensaios de sondagem a percussão realizados na campanha de investigação geotécnica do empreendimento.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta introdução é sucedida pelo segundo capítulo, onde são apresentadas as caracterizações das fundações, assim como os diferentes tipos executivos de estacas. Procedendo são descritos os métodos de estimativas de cargas, assim como uma breve explanação a respeito de blocos sobre estacas.

No terceiro capítulo é apresentado o empreendimento em questão, sua localização e características técnicas, assim como a campanha de investigação geotécnica realizada durante o planejamento do empreendimento.

Já no quarto capítulo, são apresentados os resultados obtidos através da aplicação dos métodos de estimativa de carga e suas respectivas análises, executadas com o auxílio do engenheiro responsável pelo projeto de cálculo estrutural do empreendimento.

Por fim, no quinto capítulo estão dispostas as considerações finais e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES

As fundações são os elementos da obra responsáveis por receber e transmitir os esforços da supra estrutura para o solo. Cabe ao engenheiro geotécnico determinar o tipo de fundação a ser utilizado em uma construção após avaliar as características do projeto, como a natureza e a intensidade da carga a ser transmitida para o solo e o nível em que se encontram as camadas resistentes responsáveis por suportá-las com um recalque admissível. Com base nas informações do projeto, a fim de reduzir os custos e o tempo para sua execução, o engenheiro de fundações deve determinar apropriadamente a melhor situação que atenda os critérios de segurança estabelecidos pelas normas regentes. De uma forma geral, toda fundação tem que atender dois requisitos básicos: segurança adequada com relação a ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

A **NBR 6122:2019: Projeto e execução de fundações**, determina as condições básicas que devem ser observadas e atendidas durante o planejamento e execução de projetos de fundações, também indica as características dos diferentes tipos de fundação. Na figura 2.1 está indicado como se dá a distribuição de cargas de acordo com o tipo de fundação – superficial ou profunda.

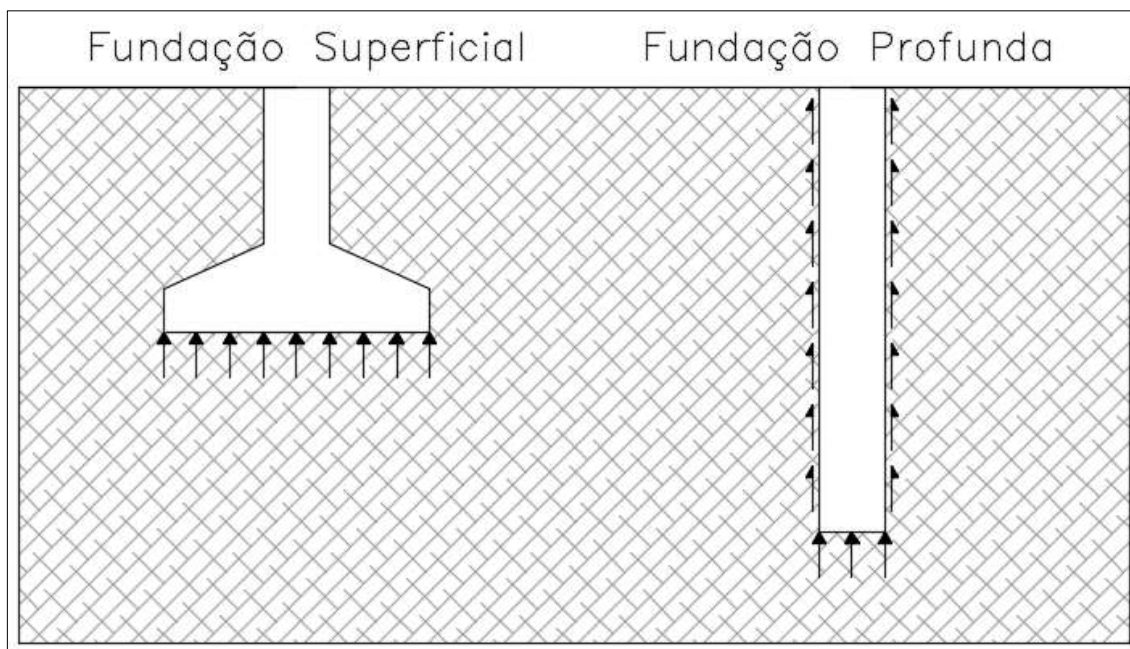


Figura 2.1 – Distribuição de cargas nas fundações

2.1.1 Fundações Superficiais

Abordando os conceitos estabelecidos pela NBR 6122:2010, a definição para uma fundação superficial se dá como um elemento de fundação em que as cargas oriundas da supra estrutura são transmitidas ao solo majoritariamente pela área de sua base. A norma também determina que sua profundidade de assentamento não seja superior a duas vezes a menor dimensão de sua base, que deve ser de no mínimo 60 centímetros.

Os seguintes tipos de fundações superficiais são descritos na **NBR 6122:2019**:

Blocos – São elementos de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura.

Sapatas – São elementos de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para este fim.

Dentre os tipos de sapata destacam-se as sapatas isoladas; as sapatas corridas, sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura; e as sapatas associadas, que são comuns a 2 pilares ou mais do que dois pilares não alinhados, desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura.

Radier – É um elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura.

Na figura 2.2 estão exemplificados alguns dos modelos mais utilizados de fundações superficiais de acordo com a prática da engenharia.

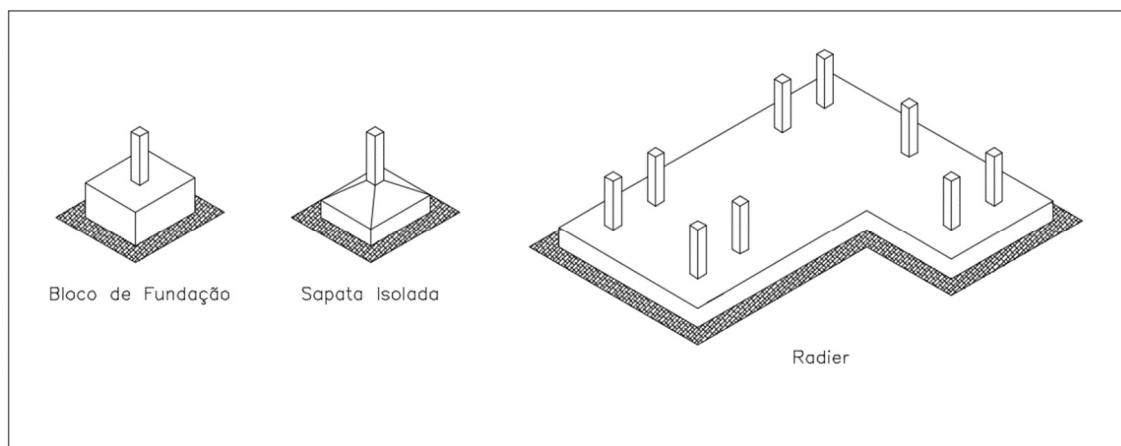


Figura 2.2 – Exemplos de fundações superficiais

2.1.2 Fundações profundas

Seguindo os conceitos da **NBR 6122:2019** para descrição das fundações profundas pode-se dizer que estas são elementos que transmitem para o terreno a carga recebida pela supra estrutura, através das áreas laterais (fuste) e/ou de sua base. Ainda mais é determinado que sua profundidade de assentamento seja superior a 3,0m e que esta seja no mínimo oito vezes a menor dimensão da fundação em planta.

Os seguintes tipos de fundações profundas são descritos na **NBR 6122:2019**:

Tubulão – É um elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, faz-se necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.

Estaca – É um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento ou qualquer combinação dos anteriores.

2.1.3 Descrição dos tipos de estaca

A) Estacas cravadas a percussão

Processo executivo onde a própria estaca ou um molde são introduzidos no local determinado pelo projeto através de golpes de martelo, podendo ser através da gravidade, explosões, vapor ou ar comprimido. As estacas cravadas a percussão podem ser de concreto, metálicas ou de madeira, sendo este último tipo mais utilizado em obras provisórias.

As estacas cravadas de concreto são pré-moldadas e podem ser constituídas de concreto armado ou protendido, possuem boa resistência de esforços de flexão e cisalhamento assim como uma boa capacidade de carga. Por outro lado, durante sua execução geram grande deslocamento e vibrações que podem gerar danos a edificações vizinhas, e por serem constituídas de concreto e aço, possuem elevado peso específico, fator que transmite dificuldade à questão de logística (transporte e movimentação da estaca).

Já as estacas metálicas que podem ser perfis laminados ou soldados, chapas dobradas ou tubos, devem resistir à corrosão pela própria natureza do aço ou por meio de tratamento. Também possuem boa resistência de esforços de flexão e cisalhamento, assim como uma boa capacidade de carga. O processo de manejo e emendas é de fácil realização, o que possibilita o alcance de grandes profundidades, porém são caracterizadas pelo seu alto custo em relação aos outros tipos de estacas. Das estacas executadas a percussão é a que gera menos deslocamento do solo durante a cravação.

E por fim as estacas de madeira que são utilizadas, na maioria das vezes, para obras provisórias, porém se projetadas para uma fundação permanente devem receber tratamentos adequados para ataque de fungos e bactérias. Se estas estiverem localizadas permanentemente abaixo do nível d'água, possuem duração prolongada. Durante sua execução geram grandes deslocamentos, sua ponta e topo devem ter diâmetros maiores que 15cm e 25cm, respectivamente, e necessitam de tratamento caso estejam sujeitas a flutuações do nível d'água.

B) Estacas Strauss

Processo executivo que consiste na escavação do solo onde deseja-se realizar a estaca por meio de sonda, com a utilização de revestimento recuperável, após realizada a escavação do furo, preenche-se com concreto moldado in loco ou oriundo de usinas. A figura 2.3 apresenta algumas das etapas de execução das estacas Strauss.

De acordo com PEREIRA (2013), as estacas Strauss são de fácil execução quando encontradas acima do nível d'água, e não produzem vibrações durante sua execução, entretanto possuem capacidade de carga relativamente baixa, quando comparada aos outros tipos de estacas, e necessita de atenção ao ser executada abaixo do nível d'água, seu processo gera uma grande quantidade de resíduos (lama), o que pode tornar o ambiente desagradável durante sua execução, além de atuar negativamente em relação à capacidade de carga da estaca.

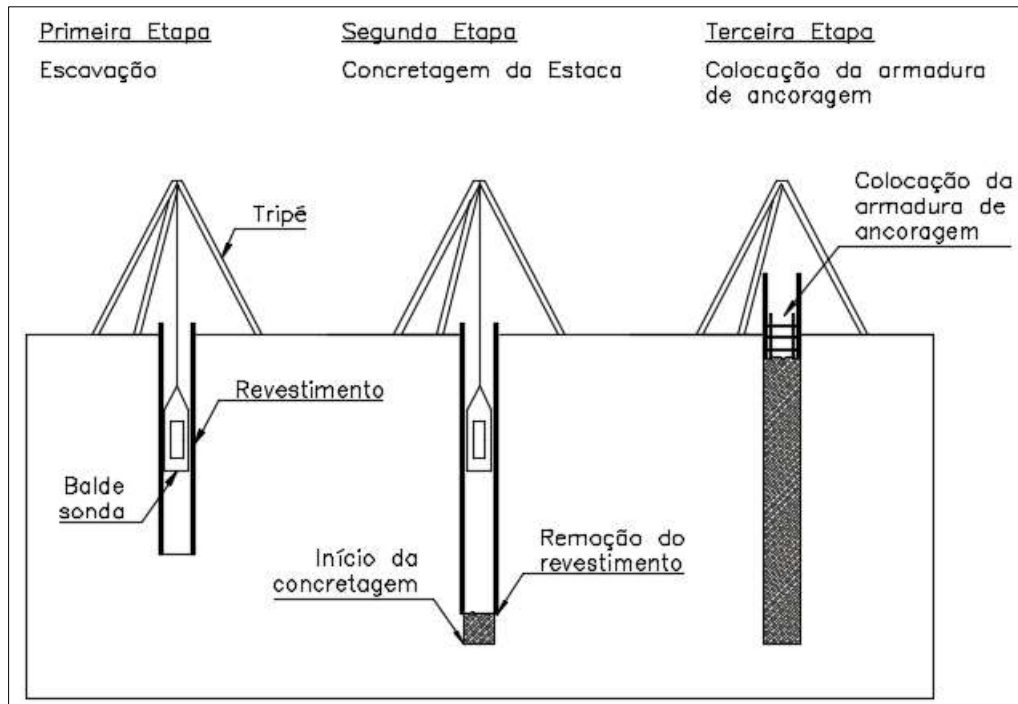


Figura 2.3 – Etapas de execução da estaca *Strauss*

C) Estacas Hélice Contínua

Processo executivo de fundação que consiste na escavação do furo por uma perfuratriz com trado contínuo e moldagem do concreto in loco, injetado pelo interior da haste do trado. A figura 2.4 demonstra as etapas de execução do processo Hélice-contínua.

Como afirma PEREIRA (2017), as estacas Hélice-contínua geralmente não produzem vibrações durante sua execução, geram pouco deslocamento de solo, alcançam grandes profundidades e conseguem ultrapassar camadas de solo resistentes (N_{SPT} até 50 golpes). Por outro lado, devido a necessidade de equipamentos robustos para execução, só são aplicáveis em terrenos relativamente planos e também tem alto custo de mobilização.

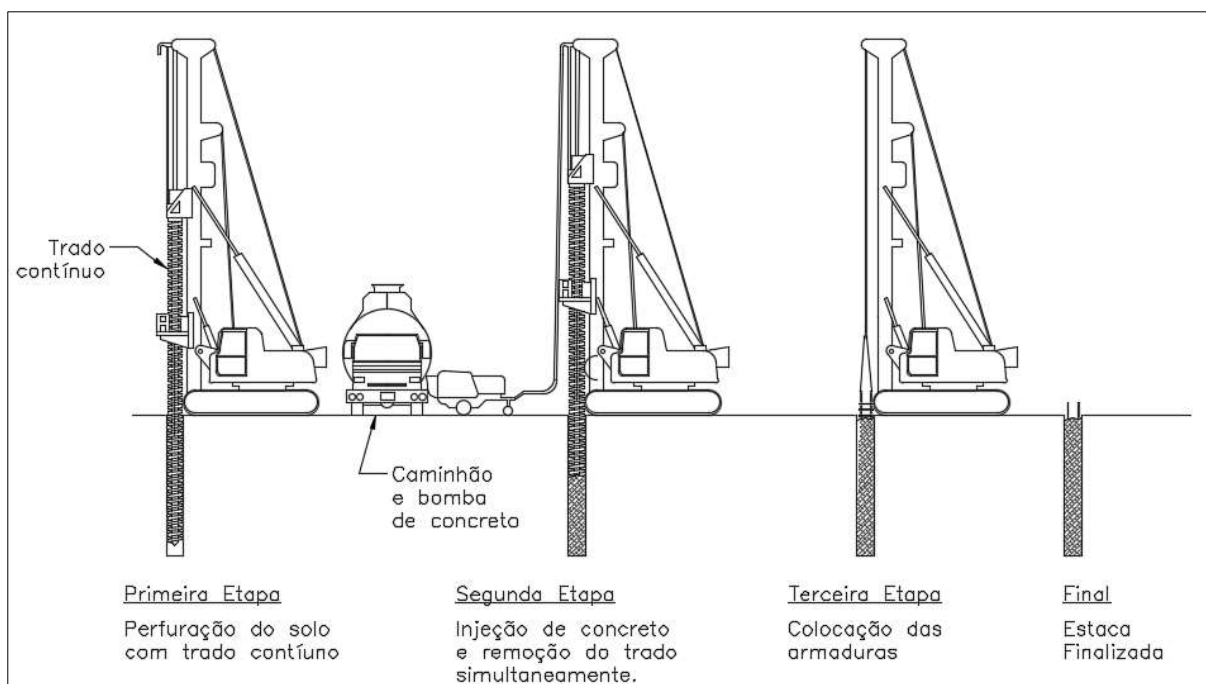


Figura 2.4 – Etapas de execução da estaca *Hélice-contínua*

D) Estacas Raiz

Assim como a estaca Hélice-contínua a estaca Raiz é executada com uma perfuratriz, porém durante a perfuração é realizada com a injeção de água, lama bentonítica ou polímero sintético, para auxílio da fixação do revestimento até a ponta da estaca.

Devido ao tamanho do equipamento, é possível a realização em locais estreitos e de difícil acesso, realizam perfurações perpendiculares e inclinadas, e conseguem realizar perfurações em qualquer tipo de terreno. Entretanto, possuem custo relativamente alto quando comparado ao custo dos outros processos executivos, necessitam de um grande volume de água para sua execução e o processo exige alto consumo de cimento e ferragens para as armaduras. Assim como as estacas Strauss também pode gerar uma grande quantidade de resíduos, necessitando de um sistema de drenagem eficiente durante a execução.

2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

“A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema.” (MILITITSKY, 2015, p.28).

Quando se dá início ao planejamento de um projeto, a primeira etapa a ser considerada deve ser a de investigações do local onde será realizado. Como descreve a **NBR 6122:2019** o processo de investigação se inicia por um reconhecimento do local, onde o engenheiro deverá

avaliar as condições topográficas, de vizinhança (se existem edificações próximas ao local), ambientais (em qual zona do plano diretor local está localizado o projeto), para definição da viabilidade de execução do projeto,

Completada a primeira etapa de investigações, inicia-se o processo de análise geotécnica do local, a **NBR 6122:2019** afirma que:

“(...) para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d’água e a medida dos índices de resistência à penetração N_{SPT} ”.

Sendo assim, é de responsabilidade do engenheiro encarregado a fiscalização para que todos os procedimentos necessários sejam corretamente realizados.

A **NBR 8036:1983: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios** e **NBR 6484:2001: Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio** define as diretrizes para determinar o número de ensaios a serem realizados, assim como a distribuição destes ensaios na área do terreno, de acordo com a área de projeção em planta da edificação, e também os critérios de execução dos ensaios de sondagem.

Ainda assim, em determinados casos, podem ser utilizados ensaios mais simples que o SPT como o ensaio de *Dynamic Probe Light* (DPL), ou penetrômetro de bolso para auxílio. E também existem casos em que são necessários processos minuciosos como investigações geotécnicas complementares, dentre elas destacam-se os ensaios de piezocone (CPTU), dilatômetro de Marchetti plano (DMT), pressiômetro (PMT), palheta (VST). Estes ensaios podem ser necessários dependendo do porte e sensibilidade da obra, por exemplo: hidroelétricas, barragens, usinas de energia - assim como outros ensaios que podem fornecer com maior precisão, as características do solo local (e.g.: ensaios de laboratório em amostras indeformadas).

2.2.1 A Engenharia brasileira e o SPT

No Brasil, de acordo com MILITITSKY (2015), o programa preliminar de investigação geotécnica é normalmente desenvolvido com base em ensaios com medida do N_{SPT} . Tal fato, em alguns casos, pode ser oriundo da falta de conhecimento, negligência ou imprudência de engenheiros e construtores.

O relato de casos de patologia em obras de grande e pequeno porte não é frequente, o que dificulta a análise estatística de suas ocorrências. Não existe nenhum mecanismo de registro

e acompanhamento de obras que identifique a ocorrência de patologias em empreendimentos. A estatística francesa (LOGEAIS, 1982) mostra que, em 2 mil casos estudados, cerca de 80% dos problemas nas edificações, são devido ao desconhecimento das características do solo.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga geotécnica de uma fundação corresponde à carga em que ocorre a ruptura do solo onde ela está localizada, teoricamente ocorre quando o recalque (deslocamento vertical da estrutura) da fundação cresce, indefinidamente, sem que haja aumento significativo na magnitude da carga aplicada sobre a fundação. Na figura 2.5 está presente um gráfico em que estão relacionados o recalque e a carga exercida sob a fundação, explicitando um valor exemplar da carga de ruptura (Q_{rup}).

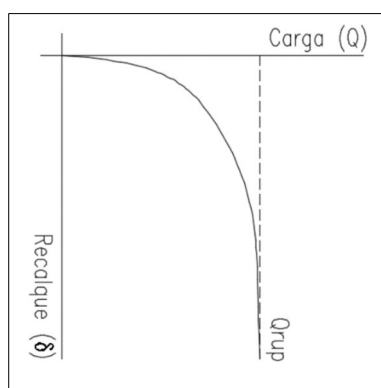


Figura 2.5 – Gráfico carga x recalque de um exemplo de fundação

Para a realização de um projeto é exigido pela **NBR 6122:2019** que se faça uma minoração da carga que é suportada pelo solo, isto é, são determinados *fatores de segurança mínimos* que são utilizados para minorar as capacidades de carga de acordo com seus respectivos tipos de fundação (de uma forma geral, para fundações profundas o fator de segurança mínimo é 2 e para fundações superficiais o fator de segurança mínimo é 3). Além disso, se faz necessária também, a verificação dos recalques admissíveis pela estrutura que será sustentada pela fundação. Portanto, se verificada a compatibilidade das cargas em relação a segurança de ruptura, e aceitabilidade sensorial da estrutura, está determinada a capacidade de carga final da fundação.

Devido ao fato deste trabalho consistir na elaboração do projeto de fundações de um galpão que será construído na cidade de Cabo Frio – Rio de Janeiro, algumas determinações foram decididas de acordo com as decisões tomadas pelo engenheiro responsável. No que diz respeito ao processo executivo de fundação a ser utilizado, neste trabalho serão abordados métodos de estimativa de carga geotécnica (ruptura do solo) para fundações profundas, de

acordo com os resultados obtidos pelos relatórios de investigação geotécnicas do ensaio de sondagem a percussão com medida de N_{SPT} .

2.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA

Como afirmam Velloso e Lopes (2011, p.239) através dos métodos “estáticos” é possível estimar a capacidade de carga (carga de ruptura do solo) de uma estaca, por diversas formas, que se separam em *racionais ou teóricos e semi-empíricos*. Os métodos *racionais* constituem na teoria clássica de capacidade de carga, na qual é estabelecido um mecanismo de ruptura (colapso da fundação) e a partir deste é calculada a capacidade de carga. Ao longo do tempo, junto com os métodos *racionais*, difundiram-se os métodos *semi-empíricos* que têm como objetivo relacionar a capacidade de carga do solo, diretamente com os resultados obtidos em ensaios como o CPT ou as sondagens com medidas de N_{SPT} . Cabe ressaltar que estes métodos são muito utilizados nas práticas de projetos de fundações profundas.

A capacidade de carga de uma estaca, na maioria das vezes, corresponde a soma das parcelas de carga resistidas pela base (resistência de ponta) e pela superfície (resistência do fuste) da estaca, deste modo a figura 2.6 demonstra as cargas atuantes em uma estaca. Em casos especiais as estacas podem resistir ao carregamento só pela resistência da parcela de ponta ou só pela resistência da parcela do fuste.

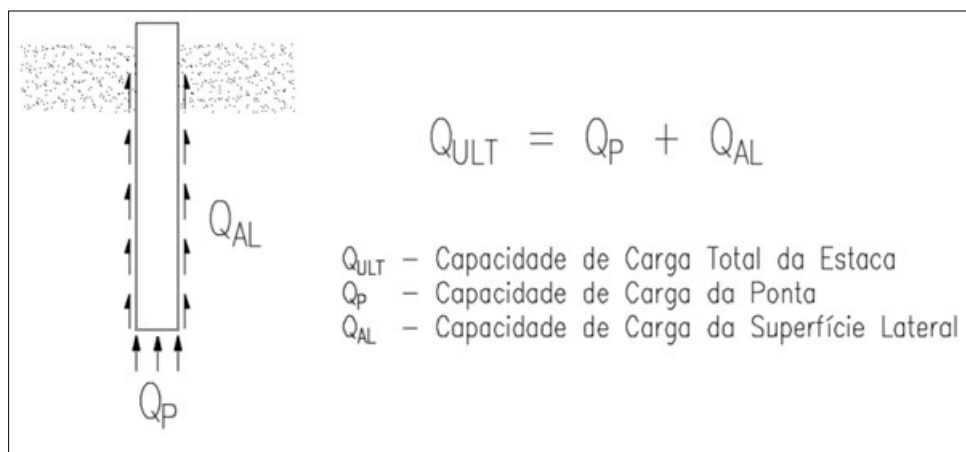


Figura 2.6 – Capacidade de carga de uma estaca

2.5 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CARGA

Neste trabalho serão apresentados alguns dos métodos de estimativa de carga presentes na literatura mais utilizados no país, estes são baseados nos resultados obtidos através do ensaio N_{SPT} e fornecem através desses dados um valor de resistência de dimensionamento para as estacas de fundação. Alguns parâmetros para realização da estimativa da capacidade de carga são de extrema importância ao dimensionar um projeto de fundações, como fatores de

segurança estabelecidos pelas normas, valores máximos de resistência e adoção de algumas medidas de segurança.

2.5.1 Método Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al. (1978)

Neste método semi-empírico o autor, na tentativa de estimar a carga suportada por uma estaca de fundação, determina que a carga total é composta pelas cargas de ponta acrescidas das cargas resistentes do fuste. O método foi desenvolvido comparando os resultados de sondagens com medida de N_{SPT} com o ensaio CPT, e podem ser utilizados, para fins de cálculo deste método, os resultados de ambos os ensaios.

Para determinar a carga resistente última de uma estaca, utiliza-se as seguintes expressões:

$$Q_{ULT} = Q_P + Q_{AL} \quad (1)$$

$$Q_{ULT} = A_B \cdot q_{P,ULT} + U \sum \tau_{L,ULT} \cdot \Delta L \quad (2)$$

$$Q_{ULT} = \frac{A_B \cdot q_{CONE}}{F_1} + U \sum \frac{\tau_{CONE}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (3)$$

Os valores relacionados da sondagem com medida de N_{SPT} e do ensaio de CPT são considerados através de:

$$q_{CONE} = K \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

$$\tau_{CONE} = \alpha \cdot q_{CONE} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (5)$$

Ao substituir as equações (4) e (5) em seus respectivos termos na equação (3) obtêm-se a equação que utiliza os parâmetros da sondagem com medida de N_{SPT} para realização da estimativa de carga neste método:

$$Q_{ULT} = \frac{A_b \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (6)$$

Os coeficientes K e α , são correlações entre o ensaio de CPT e N_{SPT} e correspondem ao tipo de solo. Já os valores de F_1 e F_2 são fatores de escala e execução que variam de acordo com o tipo de estaca utilizado. Estes coeficientes estão descritos nas tabelas 2.1 e 2.2

Tabela 2.1 – Valores de K e α para método Aoki-Velloso (1975).

Tipo de Solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	1000,0	1,40%
Areia Siltosa	800,0	2,00%
Areia Siltoargilosa	700,0	2,40%
Areia Argilosiltosa	500,0	2,80%
Areia Argilosa	600,0	3,00%
Silte Arenoso	550,0	2,20%
Silte Arenoargiloso	450,0	2,80%
Silte	400,0	3,00%
Silte Argiloarenoso	250,0	3,00%
Silte Argiloso	230,0	3,40%
Argila Arenosa	350,0	2,40%
Argila Arenosiltosa	300,0	2,80%
Argila Siltoarenosa	330,0	3,00%
Argila Siltosa	220,0	4,00%
Argila	200,0	6,00%

Tabela 2.2 – Valores de F1 e F2 para método Aoki-Velloso (1975)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de Concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

Posteriormente, estes coeficientes passaram por revisões e tiveram sugestões de valores de acordo com experimentos realizados por outros autores, neste trabalho também foi utilizado o método Aoki-Velloso com os coeficientes F1, F2, K e α sugeridos por Monteiro (1997), como descritos nas tabelas 2.3 e 2.4

Tabela 2.3 – Valores de K e α sugeridos por Monteiro (1997)

Tipo de solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	730,0	2,1
Areia argilosa	540,0	2,8
Areia argilo-siltosa	570,0	2,9
Areia silto-argilosa	630,0	2,4
Areia siltosa	680,0	2,8
Argila	250,0	5,5
Argila arenosa	440,0	3,2
Argila areno-siltosa	300,0	3,8
Argila silto-arenosa	330,0	4,1
Argila siltosa	260,0	4,5
Silte	480,0	3,2
Silte areno-argiloso	450,0	3,2
Silte arenoso	500,0	3,0
Silte argilo-arenoso	400,0	3,3
Silte argiloso	320,0	3,6

Tabela 2.4 – Valores de F1 e F2 sugeridos por Monteiro (1997).

Tipo de Estaca	F1	F2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Franki fuste apilado	2,3	3,0
Franki fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice Contínua	3,0	3,8
Microestaca	2,2	2,5
Raiz	2,2	2,4
Presso ancoragem	2,2	2,1
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto prensagem	1,2	2,3
Strauss	4,2	3,9
VibroFRANKI	2,4	3,2

Para o método *Aoki-Velloso contribuição Monteiro (1997)*, não devem ser utilizados valores de N_{SPT} acima de 50 golpes e para a resistência de ponta utiliza-se a média entre os resultados de N_{SPT} de distâncias equivalentes a 7 vezes e 3,5 vezes o tamanho da base da estaca, acima e abaixo de sua profundidade de assentamento respectivamente. Utilizou-se o fator de segurança global de 2, isto é, a carga de dimensionamento é igual a metade da carga de ruptura encontrada através dos cálculos.

2.5.2. Método Décourt Quaresma (1978) e Décourt et al (1996)

Neste método, para validação do mesmo, os autores realizaram 41 provas de carga estáticas. Ele contempla um processo para realizar a estimativa de carga de uma estaca baseado, unicamente, nos resultados obtidos através de sondagens com medida de N_{SPT} . Inicialmente foi idealizado para estimativa de cargas de estacas *pré-moldadas de concreto*, e em uma primeira aproximação, também é considerado para estacas *Franki*.

$$Q_{ULT} = Q_P + Q_{AL} \quad (7)$$

$$Q_{ULT} = A_B \cdot q_{P,ULT} + A_L \cdot \tau_{L,ULT} \quad (8)$$

Para a resistência de ponta utiliza-se a média dos N_{SPT} da ponta, um imediatamente superior e um imediatamente inferior a ela. E para a resistência lateral calcula-se a média dos N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, e obtêm-se um determinado valor de atrito lateral correspondente à esta média. Tendo:

$$q_{P,ULT} = C \cdot \bar{N}_P \quad (9)$$

Substituindo a equação (9) em seu respectivo termo correspondente na equação (8), é obtida a equação para cálculo da capacidade de carga última deste método:

$$Q_{ULT} = A_B \cdot C \cdot \bar{N}_P + A_L \cdot \tau_{L,ULT} \quad (11)$$

O coeficiente C e os valores de atrito lateral estão descritos nas tabelas 2.5 e 2.6

Tabela 2.5 – Coeficiente C para os tipos de solo.

Tipo de Solo	C (kN/m ²)
Areia	400,0
Solos Intermediários	200,0
Argila	120,0

Tabela 2.6 – Valores de atrito lateral para a média dos N_{SPT}

SPT médio no fuste	τ (kN/m ²)
≤ 3	20
6	30
9	40
12	50
≥ 15	60

Posteriormente por contribuição de Décourt et al. (1996) foram introduzidos novos coeficientes a fim de tornar possível a estimativa de carga para outros tipos de estaca. Realizando a composição da carga total de ruptura entre carga de ponta e carga de fuste:

$$Q_{ULT} = Q_P + Q_{AL} \quad (12)$$

$$Q_{ULT} = A_B \cdot \alpha \cdot q_{P,ULT} + U \sum \beta \cdot \tau_{L,ULT} \cdot \Delta L \quad (13)$$

Para esta contribuição, os valores de $q_{P,ULT}$ e $\tau_{L,ULT}$, são obtidos através de:

$$q_{P,ULT} = C \cdot N_{SPT} \quad (14)$$

$$\tau_{L,ULT} = 10 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (15)$$

Da mesma forma, substituindo as equações (14) e (15) nos termos de (13), define-se a equação final para o cálculo da capacidade de carga última:

$$Q_{ULT} = A_B \cdot \alpha \cdot C \cdot N_{SPT} + U \sum \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (16)$$

Onde os coeficientes α e β correspondem ao tipo de estaca e ao tipo de solo onde será executada, e o parâmetro C depende exclusivamente do tipo de solo. Desta maneira estes coeficientes são descritos nas tabelas 2.7 e 2.8.

Tabela 2.7 – Coeficiente α de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo.

Tipo de Estaca	Argila	Intermed.	Areia
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,85	0,60	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,85	0,60	0,50
Hélice contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

Tabela 2.8 – Coeficiente β de acordo com o tipo de estaca e tipo do solo.

Tipo de Estaca	Argila	Intermed.	Areia
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

Para o método Décourt Quaresma em ambos os casos, foram utilizados fatores de segurança sugeridos pelo autor de $FS_p = 4$ (ponta) e $FS_L = 1,3$ (área lateral), os valores de N_{SPT} superiores a 40 golpes foram restringidos.

2.6 BLOCOS SOBRE ESTACAS

De acordo com a **NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento** os blocos “(...) são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação, e podem ser considerados rígidos ou flexíveis(...)”. Normalmente, em estruturas convencionais, os blocos são projetados como rígidos. A metodologia utilizada na maioria dos casos é o método das bielas comprimidas que têm comportamento estrutural caracterizado por:

- Trabalho à flexão nas duas direções;
- Cargas transmitidas às estacas essencialmente por bielas de compressão;
- E trabalho ao cisalhamento também nas duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas.

Os blocos de coroamento podem ser executados para “n” estacas, dependendo exclusivamente da capacidade de carga de cada estaca e das características geotécnicas do solo de fundação. Também existem blocos que possuem mais de um arranque, isto é, suportam e

transmitem as cargas de mais de um pilar da estrutura. A figura 2.7 demonstra alguns exemplos de blocos sobre estacas.

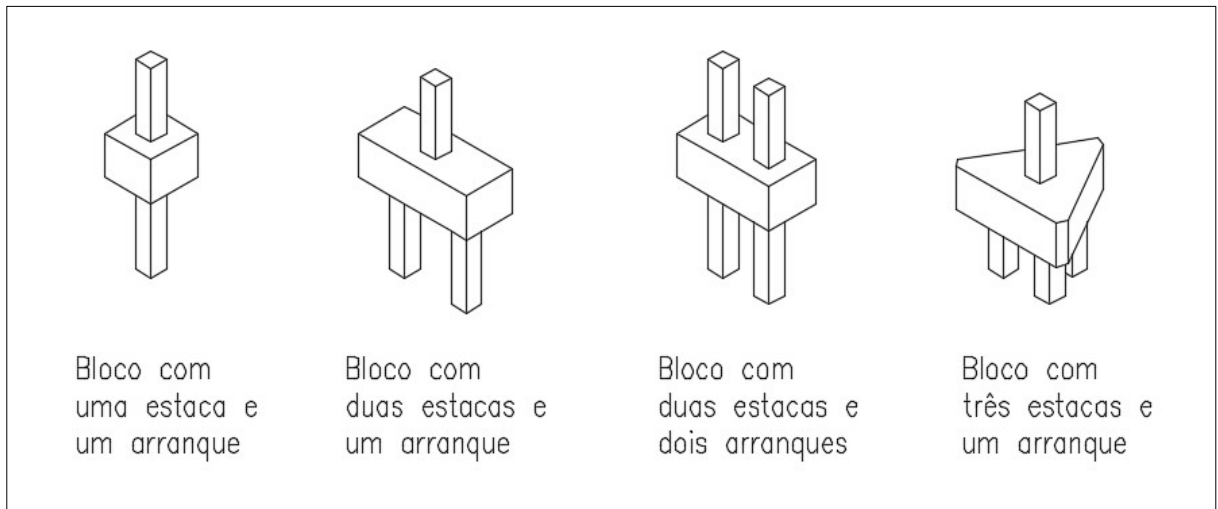


Figura 2.7 – Exemplos de blocos sobre estacas

3 A OBRA

3.1 LOCALIZAÇÃO

O empreendimento em questão fica na cidade de Cabo Frio na região dos lagos no estado do Rio de Janeiro. A figura 3.1 destaca o local do empreendimento, situado na Rua Vinte e Seis, no bairro Parque Burle, da cidade de Cabo-Frio.



Figura 3.1 – Localização do empreendimento

Fonte: *Software Google Maps* Adaptado pelo autor

O terreno onde a obra foi realizada possui dimensões de trinta metros de comprimento e quinze metros de largura. Sendo um lote padrão do loteamento realizado na região, encontrando-se terraplanado e limpo, com apenas vegetação rasteira.

3.2 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O empreendimento consiste na execução de um galpão em estrutura metálica, com 25 m de comprimento, 15 m de largura e aproximadamente 10 m de altura. Trata-se de um galpão destinado a uso comercial onde o pavimento térreo possui, na parte frontal pé direito duplo de 6 m, e na parte dos fundos serão construídas salas para escritório e administração, assim como cursos que serão aplicados pelo dono do estabelecimento, essas salas possuem 3 m de pé direito e formam dois pavimentos aos fundos da construção. Na parte superior, toda a área da

edificação está compreendida em um grande vão onde a estrutura do galpão é formada por pórticos de estrutura metálica, alcançando um pé direito máximo de aproximadamente 3,5 m.

O peso da estrutura é de aproximadamente 32 toneladas. Correspondente aos pesos das peças metálicas perfil tipo W (wide flange), com espessuras variadas que dependem do tipo de esforço ao qual as peças serão submetidas, assim como a localização destas na estrutura. Também estão inseridas neste peso as peças em perfil C (terças) e as chapas de aço (telhas trapezoidais) que compõe o telhado.

3.3 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Na etapa inicial do empreendimento, a fim de determinar as características do solo local, foram realizados ensaios de sondagem com medida de N_{SPT} conforme as normas **NBR 8036:1983 Programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios** e **NBR 8464:2001 Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**.

A figura 3.2 demonstra a disposição dos furos de sondagens executados durante a etapa inicial do empreendimento.

- O posicionamento dos furos deu-se de acordo com as características estruturais do projeto (localização das cargas mais elevadas)

- Devido ao conhecimento prévio dos profissionais envolvidos no projeto original, solicitou-se a paralização da execução de ensaio de sondagem com medida de N_{SPT} na profundidade de 10 m.

- Conforme estipulado na **NBR 8036**, os furos para os ensaios foram dispostos em alinhamentos diferentes, com a intenção de obter melhor qualidade e resultados mais representativos.

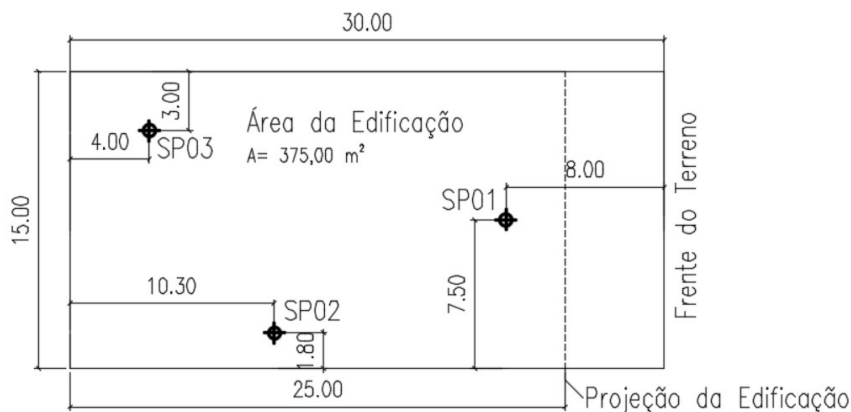


Figura 3.2 – Croqui de furos dos ensaios de sondagem realizados

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de sondagem com medida de N_{SPT} , foram elaborados boletins de sondagem, contendo as características e informações necessárias para realização do projeto de fundações. A figura 3.3 apresenta um dos boletins de sondagem (SP 03) obtidos neste empreendimento, os demais boletins (SP 01 e SP 02) estão apresentados no Anexo I deste trabalho.

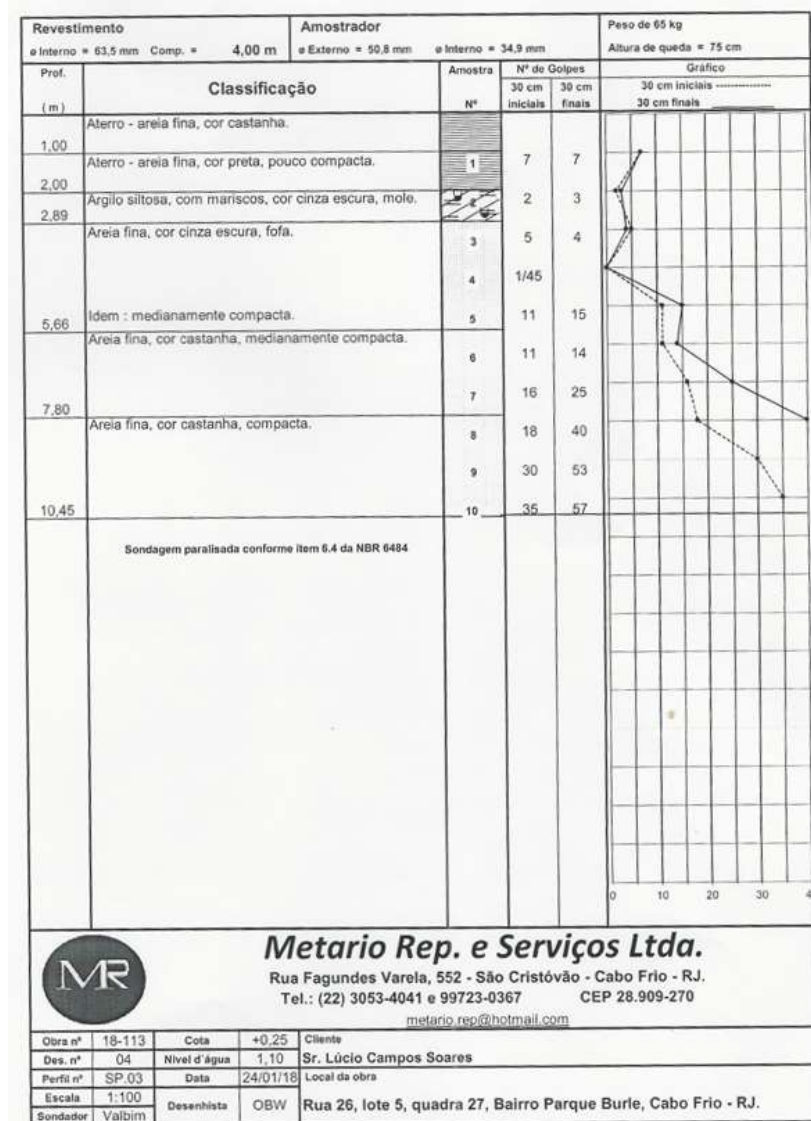


Figura 3.3 – Boletim de sondagem SP 03.

Após a realização do ensaio de sondagem é possível identificar algumas características do subsolo. No terreno em questão através dos dados obtidos é possível afirmar:

- O nível d'água não é muito profundo, atingindo aproximadamente 1,0 m em sua profundidade máxima encontrada.

- O tipo de solo do terreno é predominantemente areia, correspondendo na região superficial a aterros realizados na área e, em profundidade, a formação geológica local.
- As parcelas de solo apresentam pouca resistência até os 4,0 m de profundidade com N_{SPT} inferiores a 5 golpes em sua maioria.
- Os valores de N_{SPT} aumentam rapidamente a partir de 4 metros de profundidade atingindo valores superiores a 50 golpes a partir de 8 metros de profundidade.
- As sondagens foram paralisadas perto dos 10,0 m de profundidade. Este fato já era de conhecimento prévio pelo responsável da obra, pois o mesmo possui grande experiência em construções na região. Neste sentido, antes do início do projeto das fundações já se esperava que as estacas teriam por volta de 8 metros de profundidade.

Um perfil estratigráfico (figura 3.4) a partir de três sondagens a percussão com medida de N_{SPT} foi traçado para auxílio das decisões a serem tomadas durante o projeto. O solo local é típico da região composto basicamente por areia fina, sendo seu perfil representado por uma camada de cerca de 1 metro de espessura de aterro. A partir daí até os 4 metros de profundidade encontra-se uma camada de areia fina, fofa a pouco compacta com valores baixos de N_{SPT} (entre 0 e 7 golpes). Logo abaixo os valores de N_{SPT} crescem com a profundidade até cerca de 7,5 metros, sendo encontrada uma areia argilosa (areia fina) com N_{SPT} variando até cerca de 30 golpes – medianamente compacta. Entre 7,5 metros e o impenetrável (cerca de 10 metros) os valores de N_{SPT} disparam até cerca de 57 golpes, sendo o solo caracterizado como uma areia fina muito compacta. O nível d'água é bem superficial, encontrando-se a cerca de 1 metro de profundidade medido no dia de realização da sondagem. Para o projeto o SP03 foi utilizado por apresentar o caso mais desfavorável de valores de N_{SPT} .

PROFUNDIDADE

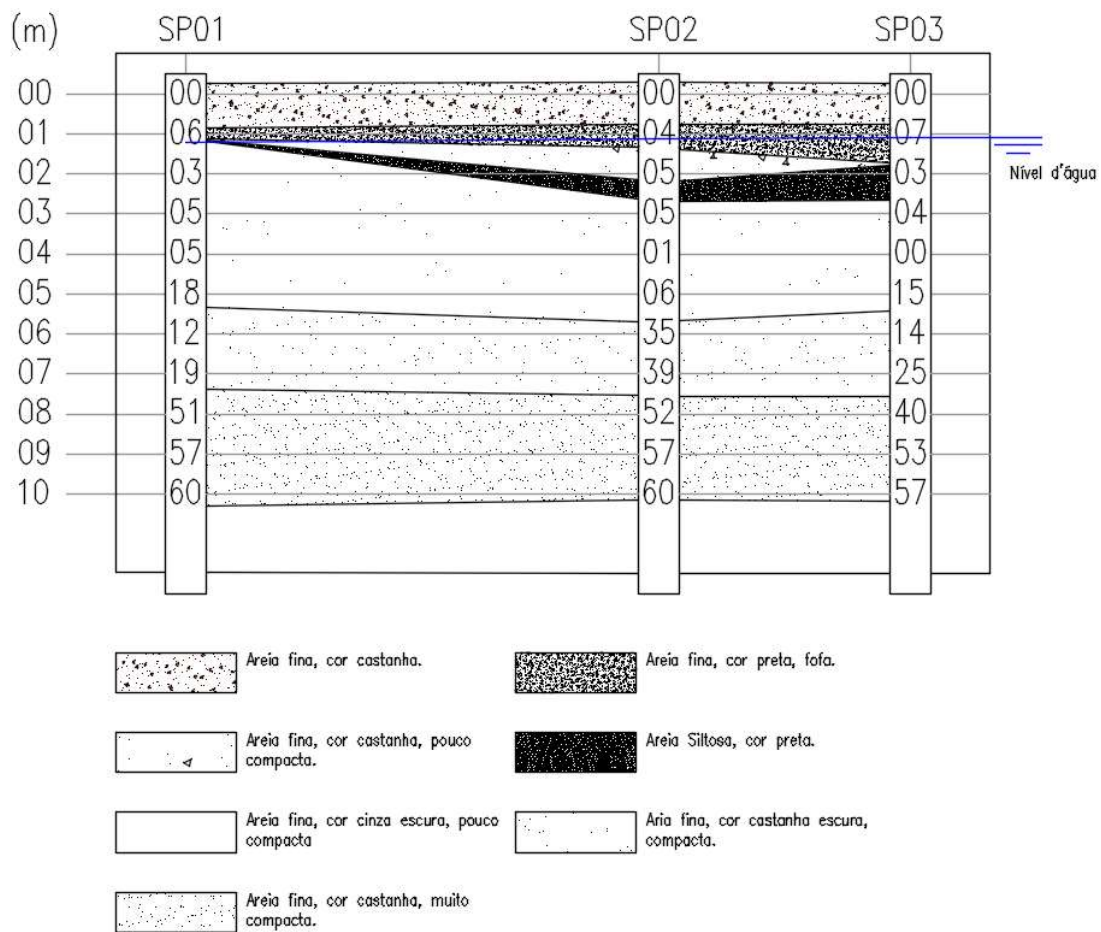


Figura 3.4 – Perfil Estratigráfico do terreno de localização do empreendimento.

4 O PROJETO DE FUNDAÇÕES

4.1 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

4.1.1 Hipóteses de cálculo

Com o intuito de calcular a capacidade de carga geotécnica do solo foram realizadas diferentes hipóteses variando o tipo de estaca, além de seus diâmetros. Utilizaram-se dois métodos semi-empíricos tradicionais de cálculo de capacidade de carga que contemplam os tipos de estacas propostos.

A tabela 4.1 apresenta um resumo das hipóteses consideradas para cálculo da capacidade de carga geotécnica do solo. Cabe ressaltar que foram utilizadas sondagens com medidas de N_{SPT} como dados de entrada dos métodos escolhidos.

Tabela 4.1 – Resumo das hipóteses de cálculo consideradas

Métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga geotécnica	Métodos de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997); e Décourt-Quaresma (1996)
Tipo de estacas	Hélice Contínua e Strauss
Diâmetro das estacas	20 cm e 30 cm

Além dessas variações, também foram consideradas algumas recomendações de projetistas regionais, detalhadas mais adiante.

4.1.2 Capacidade de carga última ou de ruptura (Q_{RUP})

Dentre os ensaios de sondagem com medida de N_{SPT} disponíveis, o furo SP03 foi o que apresentou os menores. Destarte de tal fato foi definido que estes valores seriam a referência para os cálculos de estimativa de capacidade de carga, a fim de realizar um dimensionamento mais conservativo em relação a ruptura das fundações, isto é, com um fator de segurança maior. Ressalta-se que os métodos tradicionais utilizados tiveram a palavra ORIGINAL adicionada em seu final (p.ex.: Decourt e Quaresma (1996) ORIGINAL). Nos mesmos métodos, quando implementadas as premissas dos projetistas regionais, foi adicionada a palavra MODIFICADO em seu final (p.ex.: Decourt e Quaresma (1996) MODIFICADO).

A.1) Método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL

A Figura 4.1 apresenta as capacidades de carga geotécnica em função das profundidades das estacas tipo hélice contínua e Strauss, ambas com diâmetros de 20 cm e 30 cm. Neste caso, foram utilizadas as premissas originais do método conforme detalhado no capítulo 2.

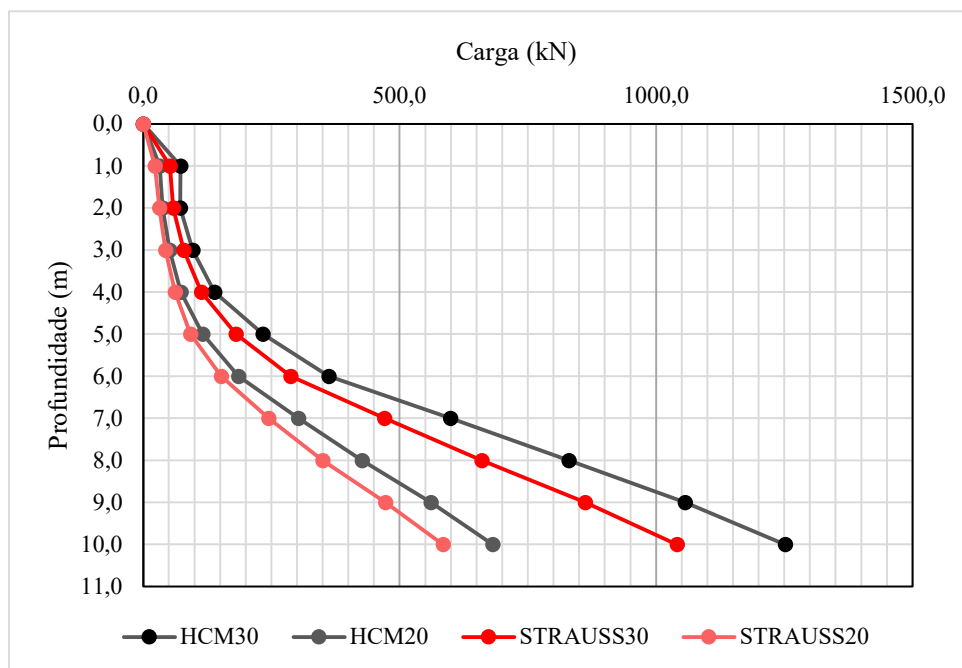


Figura 4.1 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL

Comparando os resultados, de uma forma geral, o aumento do diâmetro das estacas de 20 cm para 30 cm, praticamente, dobrou a capacidade de carga geotécnica tanto para as estacas do tipo Hélice Contínua, quanto para as estacas do tipo Strauss.

Comparando as estacas do tipo Strauss às estacas do tipo Hélice Contínua, para as estacas de 20 cm de diâmetro, nota-se uma diferença nos valores de capacidade de carga a partir de 5 metros de profundidade. Por outro lado, para as estacas de 30 cm de diâmetro, essa diferença já é perceptível a partir do primeiro metro de profundidade. Assim para todas as profundidades a partir de 5 metros, as estacas do tipo Hélice Contínua apresentaram estimativas de capacidades de carga maiores que as estacas do tipo Strauss. Como referência, a uma profundidade de 10 metros, para as estacas de 20 cm de diâmetro do tipo Hélice Contínua e Strauss foram alcançados valores de 681 kN e 584 kN respectivamente. Da mesma forma, para as estacas do tipo Hélice Contínua e Strauss de 30 cm de diâmetro, foram alcançados, respectivamente, valores de 1251 kN e 1040k N.

A.2) Método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO

Afim de considerar algumas práticas regionais adotadas usualmente por projetistas de fundações locais, foram realizadas novas estimativas de capacidade de carga para as mesmas hipóteses citadas no item 4.1.1. Para o método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) foram desconsiderados valores de N_{SPT} abaixo de 5 golpes, considerou-se o valor de N_{SPT} como 0.

Nesse contexto, a Figura 4.2 apresenta as capacidades de carga última, ou de ruptura, em função das profundidades das estacas tipo hélice contínua e Strauss, ambas com diâmetros de 20 cm e 30cm.

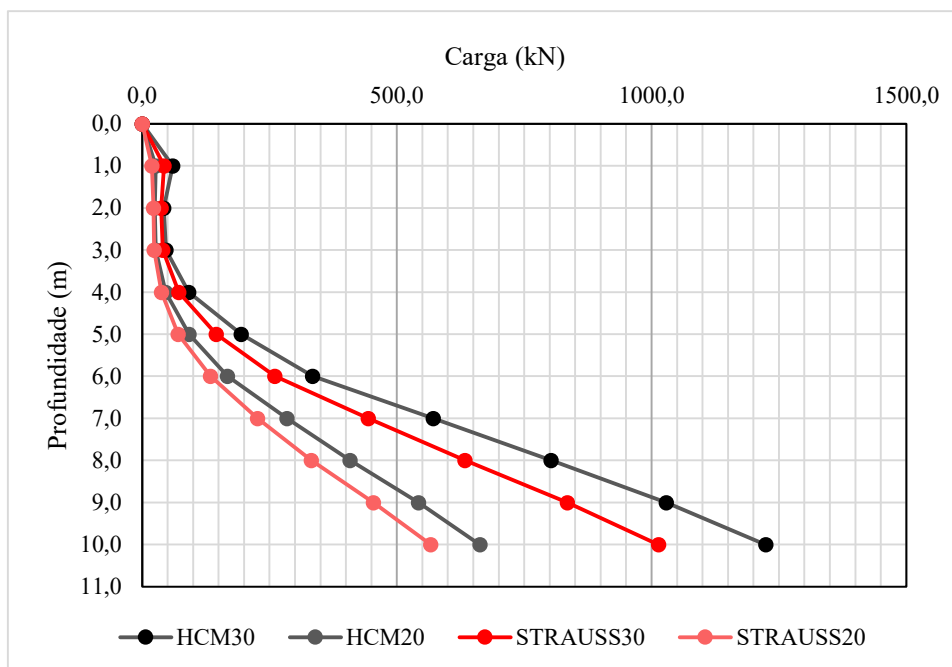


Figura 4.2 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, com recomendações dos projetistas locais utilizando o método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO

A partir de 5 metros de profundidade pode-se observar as mesmas tendências encontradas anteriormente com o método de Aoki-Velloso com a contribuição Monteiro (1997) original, ou seja, houve aumento de capacidade de carga com o aumento do diâmetro e as estacas tipo hélice contínua apresentaram capacidade de carga maiores que a Strauss. Desta vez, porém, observa-se o mesmo comportamento para as estacas de 20 cm e 30 cm, com a percepção da diferença de capacidade de carga entre os tipos de estacas após os 5 metros de profundidade para ambas hipóteses.

Nota-se, neste método, uma pequena diferença entre os valores de referência tomando como exemplo, aos 10 metros de profundidade, nas estacas do tipo Hélice Contínua com 30 cm

de diâmetro observa-se uma redução tênue de 1251 kN (método original) para 1224 kN (método modificado).

B.1) Método Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL

A Figura 4.3 apresenta as capacidades de carga geotécnica em função das profundidades das estacas tipo hélice contínua e Strauss, ambas com diâmetros de 20 cm e 30 cm. Neste caso, também foram utilizadas as premissas originais do método conforme detalhado no capítulo 2.

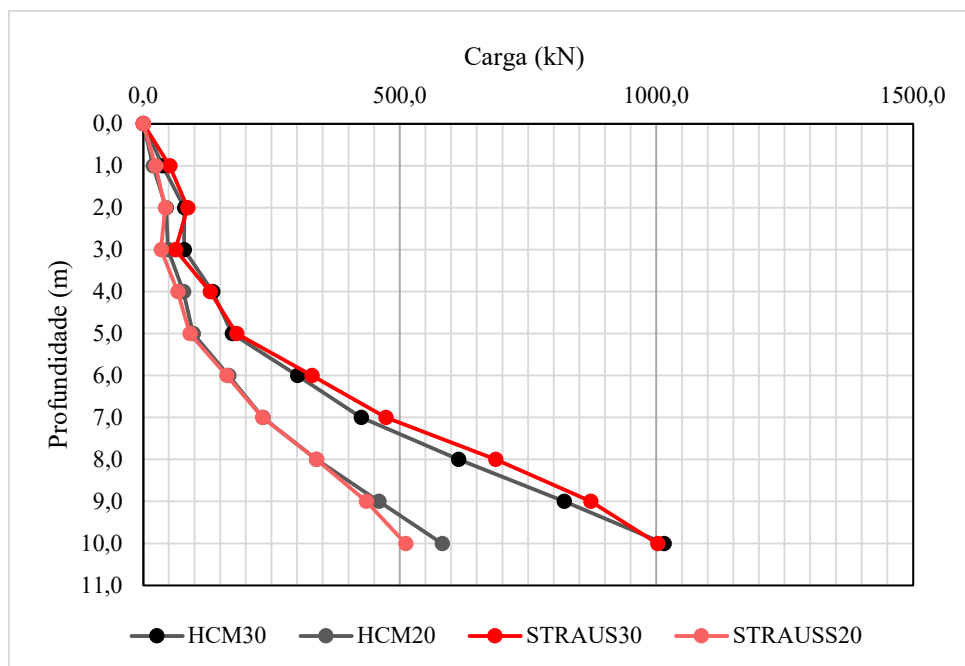


Figura 4.3 – Capacidade de carga última, ou de ruptura, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL

As capacidades de carga geotécnicas obtidas pelo método de Décourt-Quaresma (1996) original foram ligeiramente menores que as encontradas pelo método de Aoki Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) original.

Comparando cada tipo de estaca, de uma forma geral, o aumento no diâmetro de 20 cm para 30 cm, praticamente, dobrou a capacidade de carga geotécnica.

Bem diferente do caso anterior, comparando as estacas do tipo hélice contínua e Strauss com mesmos diâmetros, as capacidades de carga estimadas pelo método original de Décourt-Quaresma (1996) para todas as profundidades das estacas foram praticamente as mesmas. Como referência, a uma profundidade de 10 m, para as estacas de 20 cm de diâmetro Hélice Contínua e Strauss foram alcançados valores de 582 kN e 511 kN, respectivamente. Da mesma

forma para as estacas Hélice Contínua e Strauss de 30 cm de diâmetro foram alcançados valores de 1014 kN e 1002 kN, respectivamente.

B.2) Método Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO

Também afim de considerar algumas práticas regionais adotadas usualmente por projetistas de fundações locais, foram realizadas novas estimativas de capacidade de carga para as mesmas hipóteses citadas no item 4.1.1. No caso do método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO, além de *desconsiderados valores de N_{SPT} abaixo de 5 golpes*, o valor máximo de N_{SPT} foi limitado a 40 golpes e considerou-se a resistência de ponta da estaca responsável por no máximo de 20% da resistência total admissível, isto é, assume-se que a carga resistida pela ponta considerada para cálculo não deve ser maior que 1/4 da carga resistida pelo fuste da estaca.

Seguindo as recomendações locais apresentadas, a Figura 4.4 apresenta as capacidades de carga geotécnica em função das profundidades das estacas tipo hélice contínua e Strauss, ambas com diâmetros de 20 cm e 30 cm.

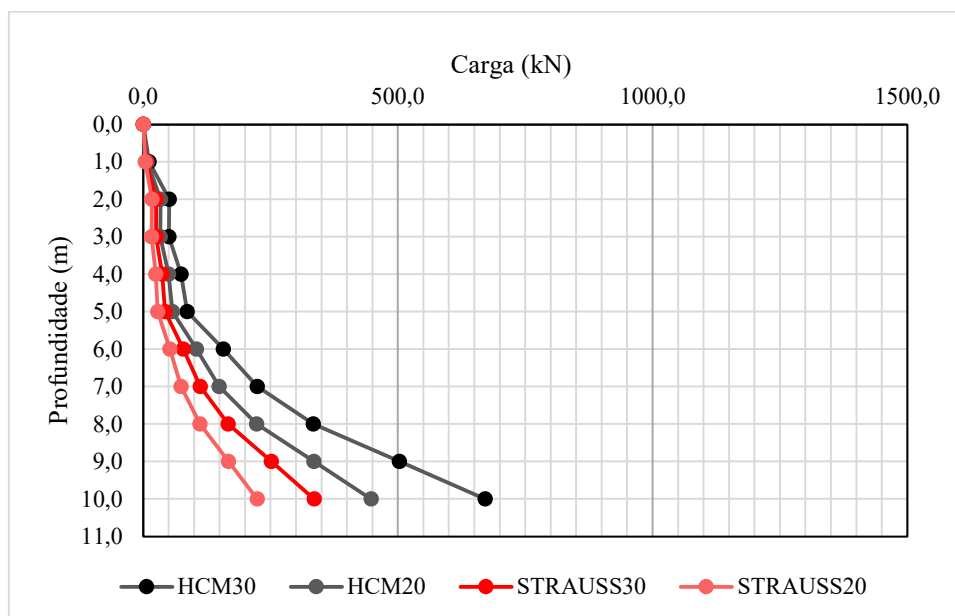


Figura 4.4 – Capacidade de carga com as recomendações de projetistas locais, utilizando o método Décourt Quaresma (1996) MODIFICADO

Comparando o método modificado com o método original, os valores das capacidades de carga, em todas as profundidades, foram muito reduzidos. Nos casos mais extremos da estaca hélice contínua tomando-se como exemplo estacas com 20 cm ou 30 cm de diâmetro e 10 m de

profundidade, a capacidade de carga geotécnica foi reduzida para aproximadamente dois terços do valor encontrado com o método original, isto é, uma redução de aproximadamente 30% da capacidade de carga. Para os mesmos diâmetros e profundidade, seguindo esta mesma tendência de redução, à estaca tipo Strauss teve sua capacidade de carga reduzida para quase um terço do valor com o método original, chegando a uma redução aproximada de 70% da capacidade de carga do método original.

Um fato interessante com a modificação proposta neste método é que as estacas do tipo Hélice Continua possuem maiores capacidades de carga que as estacas do tipo Strauss, independente dos diâmetros analisados. Assim, por exemplo, mesmo à estaca do tipo Hélice Continua com 20 cm de diâmetro apresentaram capacidades de carga maiores que a estaca do tipo Strauss com 30 cm de diâmetro.

Observa-se ainda que o ganho de capacidade de carga geotécnica com o aumento do diâmetro de 20 cm para 30 cm das estacas não foi tão significativo quanto nos casos anteriores. Até a profundidade de cerca de 3 metros, as capacidades de carga das estacas tipo Strauss e hélice continua se confundem, independente dos diâmetros. A partir daí, começa a existir uma maior distinção, que fica mais relevante após o quinto metro de profundidade. De fato, somente para as profundidades superiores a 6 metros essa tendência pode ser melhor observada, mas em nenhum caso a capacidade de carga chegou a ser o dobro no caso de aumento de diâmetro.

4.1.3 Capacidade de carga de segurança (Q_{SEG})¹

Um dos critérios que toda fundação deve atender é a segurança adequada com relação a ruptura. Desta forma a capacidade de carga de segurança para qualquer fundação deve considerar fatores de segurança mínimos. Assim a capacidade de carga geotécnica de segurança deve ser calculada com base na seguinte equação:

$$Q_{seg} = Q_{rup}/FS$$

No que diz respeito às questões de segurança o engenheiro deve estar ciente de sempre manter-se atualizado em relação às normas impostas no local onde o projeto irá ser executado,

¹ A carga de segurança muitas vezes, na prática da engenharia civil, é confundida com a carga admissível. Cabe salientar que as cargas admissíveis também devem considerar os deslocamentos aceitáveis pela superestrutura, além, naturalmente, de ter segurança adequada com relação a ruptura. Em outras palavras, para se utilizar o termo carga admissível, deve-se verificar se os deslocamentos são compatíveis com a superestrutura

respeitar códigos de obra, leis ambientais e seguir as indicações fornecidas pelos órgãos administradores e fiscalizadores competentes de cada setor.

Partindo desta premissa, a NBR 6122/2019 admite, para o cálculo da capacidade de carga de estacas ou tubulões sem a presença da prova de carga, um fator de segurança global mínimo de 2. A NBR 6122/2019 também possibilita a aplicação de fatores de segurança parciais ao invés dos fatores de segurança globais.

A seguir estão apresentadas as cargas de segurança para os métodos analisados na obra em questão.

A) Método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997)

As Figura 4.5 e 4.6 demonstram os resultados da capacidade de carga de segurança, para o método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997), isto é, são explicitados os valores de capacidade de carga após a aplicação do fator de segurança global mínimo definido na NBR 6122/2019.

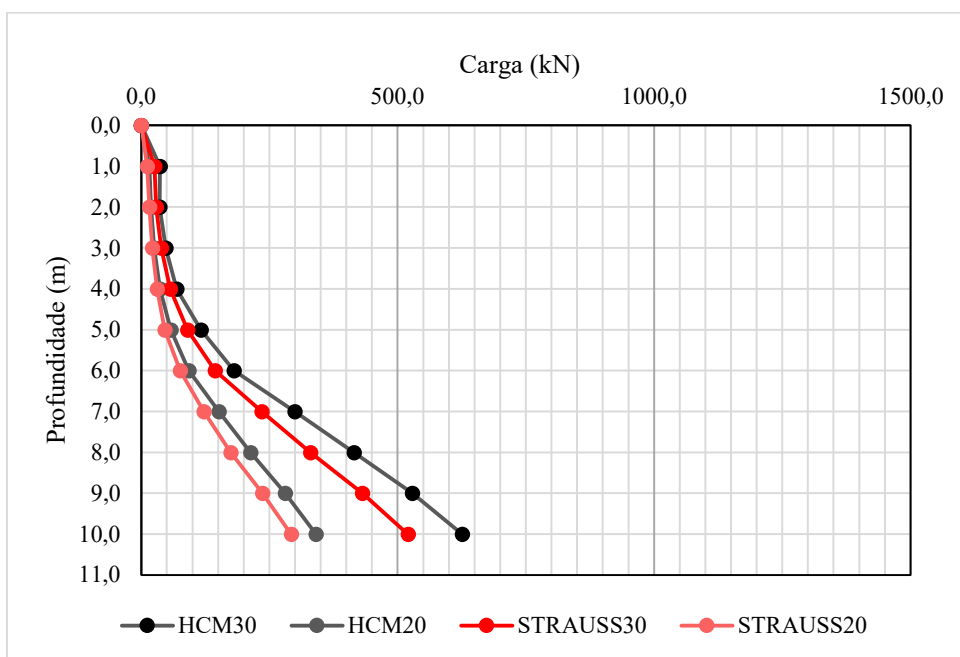


Figura 4.5 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL.

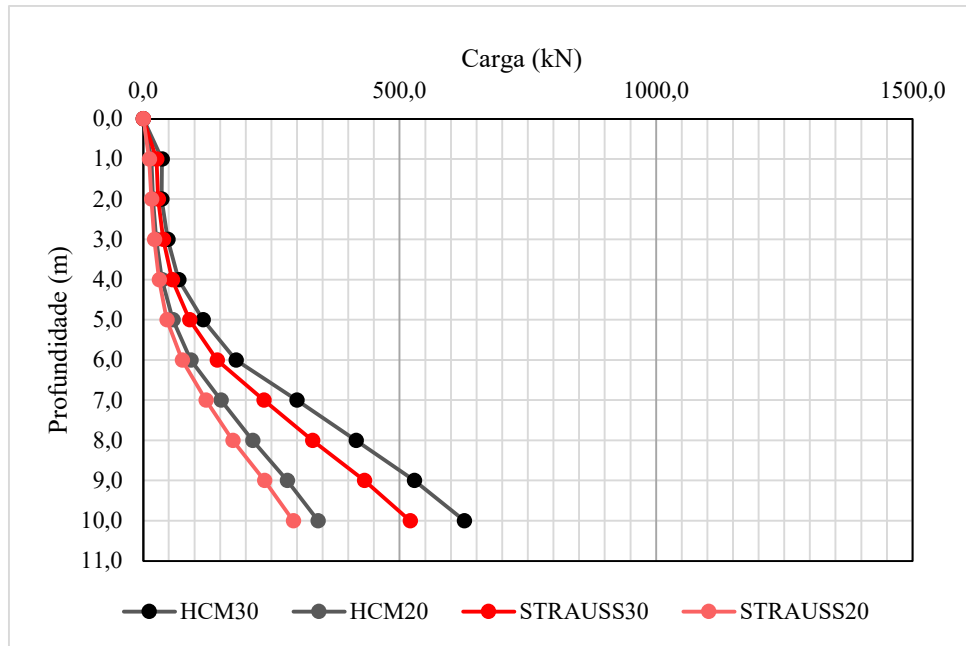


Figura 4.6 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO.

Observa-se, ao aumentar a profundidade, o mesmo comportamento descrito para a capacidade de carga última, uma vez que o fator de segurança global aplicado ($FS=2$), apenas reduz a carga última, ou de ruptura, à metade.

B) Método Décourt-Quaresma (1996)

Por recomendações do próprio autor, para o método Décourt-Quaresma (1996) devem ser utilizados fatores de segurança parciais. Assim, Décourt-Quaresma (1996) justifica, através da análise dos parâmetros do solo, formulações adotadas, segurança de recalques excessivos e segurança em relação à carga de trabalho da estaca, um fator de segurança de 4 para a resistência de ponta e 1,3 para a resistência lateral.

As figuras 4.7 e 4.8 indicam a capacidade de carga de segurança, encontrada para o método Décourt-Quaresma (1996) original e modificado respectivamente.

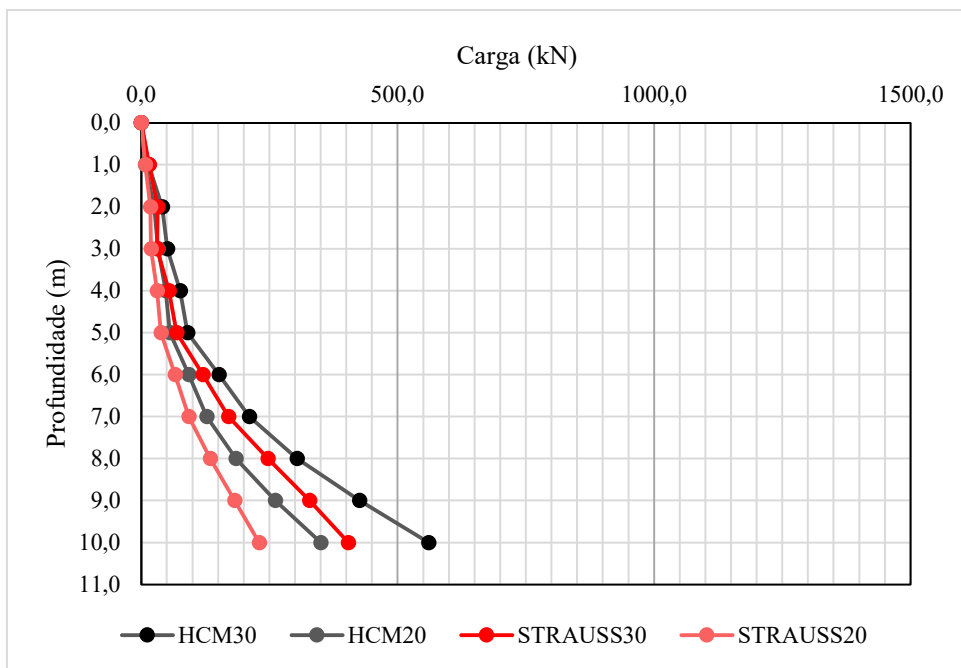


Figura 4.7 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL

Para o método original, observa-se uma redução drástica na capacidade de carga, quando aplicados os fatores de segurança para a ponta e o fuste da estaca, para ambos os tipos de estaca, sendo maior para as estacas do tipo STRAUSS.

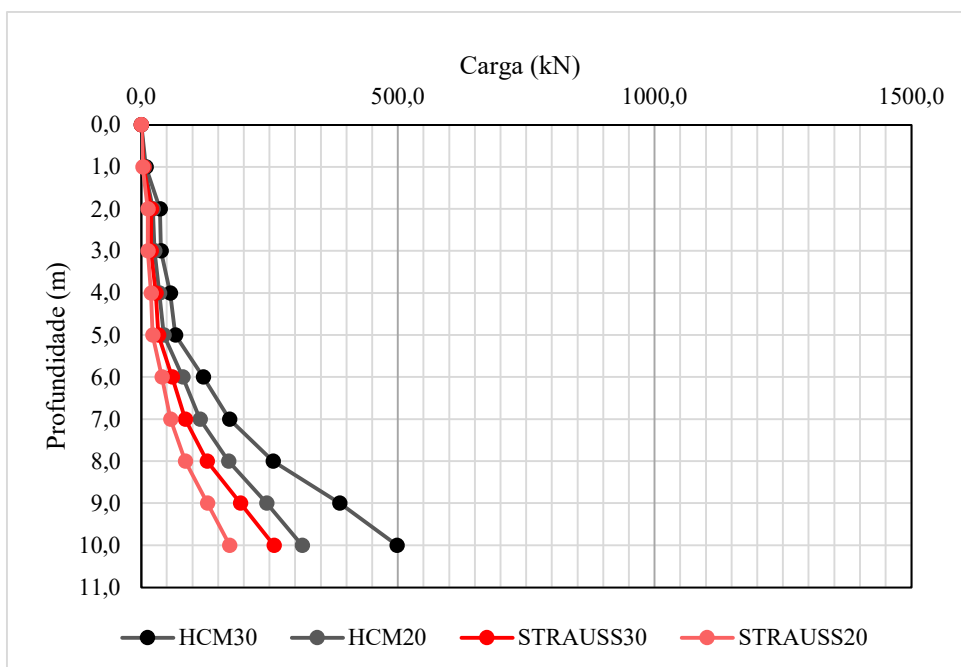


Figura 4.8 – Capacidade de carga de segurança, a partir do método Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO

Já para o método modificado, nota-se o mesmo comportamento onde as estacas do tipo Hélice Contínua possuem maior capacidade que as estacas do tipo STRAUSS, para os diâmetros de 20 cm e 30 cm. Porém a redução da capacidade de carga, neste caso, torna-se menor, tomando como exemplo os valores aos 10 metros de profundidade onde, para a capacidade de carga última, ou de ruptura, no método Décourt-Quaresma (1996) modificado é de 671 kN e o valor da capacidade de carga de segurança, de 498 kN, sendo uma redução aproximada de um quarto do valor total.

4.1.4 Observações gerais acerca da capacidade de carga pelos diferentes métodos para as estacas tipo hélice contínua e tipo Strauss analisadas

A partir dos dois diferentes métodos utilizados para estimar a capacidade de carga e suas modificações realizadas de acordo com técnicas regionais da região dos lagos (Cabo-Frio – Rio de Janeiro) algumas considerações podem ser realizadas:

- De uma forma geral as estacas hélice contínua apresentaram maiores capacidades de carga que as estacas tipo Strauss;
- Em quase todos os métodos e suas variações, independentemente do tipo de estaca – hélice contínua ou Strauss – houve ganho da capacidade de carga com o aumento do diâmetro das estacas. Exceção pode ser atribuída ao método de Décourt-Quaresma (MODIFICADO) em que as estacas tipo hélice contínua com diâmetro de 20 cm apresentaram capacidade de carga geotécnica maior que a estaca tipo Strauss de 30 cm de diâmetro;
- Considerando as estacas tipo hélice contínua e tipo Strauss, independente do diâmetro analisado, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) ORIGINAL e o método de Décourt-Quaresma (1996) ORIGINAL apresentaram valores muito próximos de capacidade de carga geotécnica, sendo os maiores dentre todos os métodos analisados;
- Considerando as estacas tipo hélice contínua, para o diâmetro de 20 cm, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO e o método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO apresentaram valores muito próximos de capacidade de carga geotécnica;
- Considerando as estacas tipo hélice contínua, para o diâmetro de 30 cm, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO apresentou valores de capacidade de carga ligeiramente superiores ao método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO;

- Considerando as estacas tipo Strauss, independente do diâmetro analisado, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO apresentou valores de capacidade de carga bem superiores ao método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO;
- O método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO para a estaca tipo Strauss foi o que apresentou o menor valor de capacidade de carga, independente dos diâmetros;
- Ao aplicar as recomendações dos projetistas locais no método Décourt-Quaresma (1996), restringindo os valores das capacidades de carga das PONTAS das estacas, observou-se que as capacidades de carga das estacas do tipo Strauss sofreram maior redução. Fato está associado aos coeficientes estabelecidos pelo método, onde a capacidade de carga total das estacas do tipo Strauss depende mais da resistência de ponta que as estacas do tipo Hélice Contínua. Este fato elucidou o ocorrido na figura 4.4 onde as estacas do tipo Strauss com 30 cm alcançaram resistência menor que as estacas do tipo Hélice Contínua com 20 cm.

4.2 MATERIAIS, EXECUÇÃO E MOBILIZAÇÃO

Ao executar um projeto de fundações, é de suma importância que o projetista tenha em vista os principais pontos a serem cumpridos durante a execução da construção, deste modo pode-se afirmar que um bom projeto, deve considerar análises econômicas, sociais, ambientais e, naturalmente, atender os requisitos básicos especificados pelas normas.

Para realizar um correto planejamento de uma obra e elaborar um excelente projeto, o engenheiro deve analisar todos os quesitos correspondentes a cada etapa da obra. Na atual prática da construção civil, como já citado anteriormente neste trabalho, ainda é comum que algumas etapas ou procedimentos sejam desprezados. Observa-se que, felizmente, com o passar do tempo e, com a disseminação de novas técnicas e informações a respeito destes, é cada vez menos comum que importantes etapas sejam ignoradas.

Outro fator que merece atenção, principalmente em países como o Brasil, diz respeito a tempo e riscos de execução, uma vez que na área da construção civil fatores como as condições do mercado de trabalho local e do meio ambiente influenciam diretamente sobre o projeto. Em um bom planejamento são realizadas análises destas influências e medidas mitigadoras que

possam diminuir os eventos adversos a fim de causar menos prejuízos à execução do projeto e da obra.

No projeto ora analisado neste trabalho, para definir o tipo de estaca a ser utilizado, foram considerados fatores como tempo de execução da fundação, mão de obra disponível para execução do serviço, preço dos materiais no mercado local, confiabilidade das empresas no mercado, condições e características do solo de fundação, entre outros fatores.

4.2.1 Definição do número de estacas

A quantidade de estacas a serem executadas é função da carga proveniente de cada estrutura e da capacidade de carga geotécnica do local da obra.

O Mapa de cargas do projeto, representado na figura 4.9, apresenta os esforços provenientes da edificação que a fundação deve ser capaz de transmitir ao solo.

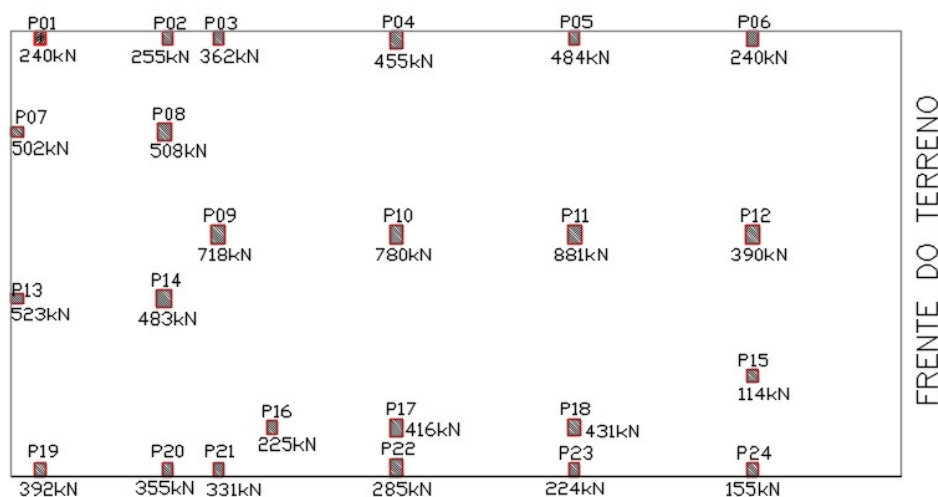


Figura 4.9 – Mapa de cargas do projeto

A partir das capacidades de carga geotécnicas obtidas no item 4.1.3, optou-se pelo diâmetro de 30 cm e a profundidade de assentamento 9,0 m ($N_{SPT} = 53$ Golpes). É importante frisar que o método de Décourt Quaresma (1996) MODIFICADO foi usado como base, pois este se demonstrou o mais conservador entre os métodos testados, garantindo maior segurança e estabilidade à estrutura. Deste modo foi considerado valor de 387 kN para as estacas do tipo Hélice Contínua e 193 kN para as estacas do tipo STRAUSS (valores obtidos na figura 4.8).

A tabela 4.2 aponta o número de estacas necessários e seus respectivos pilares, para estacas do tipo Hélice Contínua e STRAUSS.

Tabela 4.2 – Número de estacas por pilar

	Carga do Pilar (kN)	Hélice Contínua		STRAUSS	
		Nº de Estacas	Qseg (kN)	Nº de Estacas	Qseg (kN)
P01	240	1	387	2	386
P02	255	1	387	2	386
P03	362	1	387	2	386
P04	455	2	774	3	579
P05	484	2	774	3	579
P06	240	1	387	2	386
P07	502	2	774	3	579
P08	508	2	774	3	579
P09	718	2	774	4	772
P10	780	3	1161	5	965
P11	881	3	1161	5	965
P12	390	2	774	3	579
P13	523	2	774	3	579
P14	483	2	774	3	579
P15	114	1	387	1	193
P16	225	1	387	2	386
P17	416	2	774	3	579
P18	431	2	774	3	579
P19	392	2	774	3	579
P20	355	1	387	2	386
P21	331	1	387	2	386
P22	285	1	387	2	386
P23	224	1	387	2	386
P24	155	1	387	1	193
TOTAL		39	TOTAL	64	

Um fato a ser mencionado é que com a profundidade de assentamento de 9 m das estacas, as capacidades de carga de segurança foram superiores as capacidades de carga necessárias. Na prática, isso significa que os fatores de segurança parciais adotados inicialmente (4 para ponta e 1,3 para atrito lateral) foram ligeiramente superiores, fazendo com que uma segurança adicional fosse atingida.

De acordo com os resultados obtidos nas estimativas de capacidade de carga das estacas, seriam necessárias 39 e 64 estacas, do tipo Hélice Contínua e Strauss respectivamente. E partindo destes números, somando os fatores de influência para a escolha do processo executivo a ser utilizado foram analisadas as diferenças para cada processo executivo. Os preços e dados

obtidos durante a avaliação de mercado (aproximadamente junho de 2018) estão dispostos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Comparação de custos entre os tipos executivos de estacas.

	HÉLICE CONTÍNUA	STRAUSS
Mobilização do equipamento	R\$ 8.000,00	R\$ 500,00
Mão-de-obra e execução	R\$ 9.828,00	R\$ 22.400,00
Materiais utilizados	R\$ 13.087,33	R\$ 31.461,10
Custo Total	R\$ 30.915,33	R\$ 54.361,10
Tempo de execução	3 dias	22 dias

Embora o valor da mobilização da estaca tipo hélice continua seja muito maior que a mobilização da estaca Strauss, o custo final das estacas tipo hélice continua é bem inferior ao das estacas tipo Strauss, cerca de 45% menor. Assim, naturalmente, caso haja logística necessária à estaca tipo hélice continua é muito mais vantajosa.

Desta maneira observa-se que, para uma obra que possui um número elevado de estacas com profundidade considerável (no caso da obra em questão mais de 350 metros de estaca do tipo Hélice Contínua e 570 do tipo Strauss), o consumo de materiais e mão de obra será superior se utilizado o processo executivo de estacas Strauss. Por outro lado, uma obra onde o número de estacas seja menor e estas sejam assentes a uma profundidade menor e acima do nível d'água, pode tornar este método executivo viável.

Considerando as condições do terreno obtidas através do ensaio de sondagem com medida de N_{SPT} (tipo do solo e nível do lençol freático), assim como o tempo de execução de ambos os processos executivos e a confiabilidade técnica dos mesmos, foi definido para este empreendimento, que o processo executivo a ser utilizado seria o processo de estacas Hélice Contínua.

4.2.2 Planta de formas da fundação

Conforme mencionado anteriormente, as estacas tipo hélice continua foram definidas como as estacas a serem utilizadas no projeto do presente trabalho devido ao menor custo e a praticidade na execução. Assim, os blocos para as estacas tipo hélice continua com diâmetro de 30 cm e profundidades de assentamento de 9 m de profundidade possuem entre 1 e 3 estacas (11 blocos com 1 estaca; 11 blocos com 2 estacas; 2 blocos com 3 estacas). A figura 4.10 apresenta a planta de forma das fundações com as considerações realizadas anteriormente.

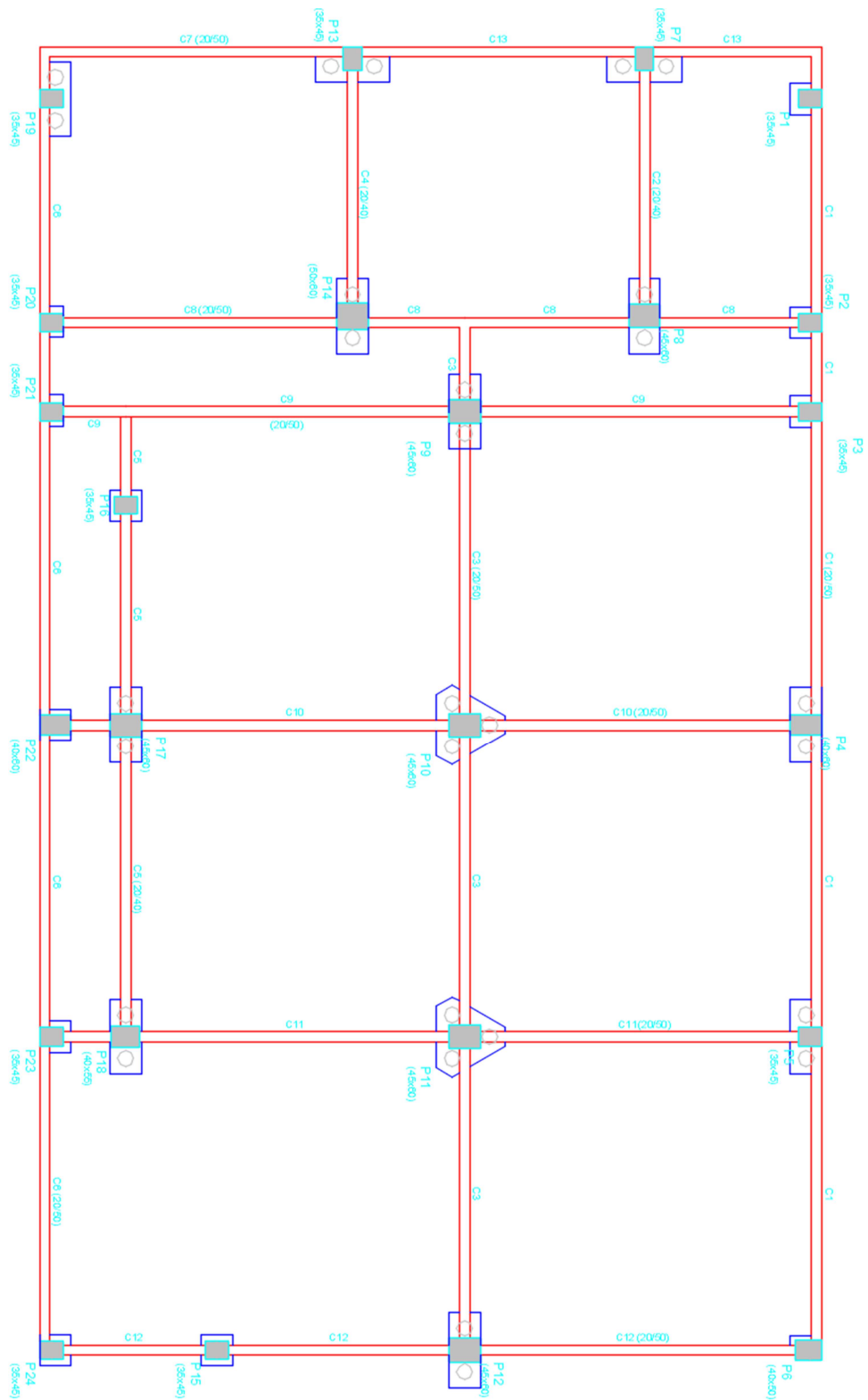


Figura 4.9 – Planta de formas da fundação.

Além dos blocos e estacas representados, ainda faltariam apresentar as vigas de equilíbrio que deveriam ligar os blocos de divisa (com excentricidade do pilar) aos blocos situados na parte interna da edificação. Ressalta-se que o dimensionamento estrutural dos blocos e das vigas de equilíbrio não fazem parte do escopo do presente trabalho.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao executar um projeto de fundações, o engenheiro deve ter em mente que cada projeto possui suas características únicas e, ao trabalhar com solos, devido a heterogeneidade do mesmo, não pode garantir que todos os resultados obtidos serão exatos, devendo considerar sempre mais de uma alternativa para a solução do projeto.

Analisando os fatos apresentados por MILITITSKY e pela estatística LOGEAIS, no item 2.2.1, constata-se que apesar das novas tecnologias emergentes no setor de engenharia de fundações, ainda são necessárias as aplicações dos avanços nas questões de investigações e levantamentos das características dos solos nos locais de execução dos projetos, uma vez que o solo exerce um papel fundamental no quesito estrutural da obra.

Neste trabalho foi realizada a análise da estimativa de capacidade de carga geotécnica de um galpão localizado na cidade de Cabo-Frio na região dos lagos no estado do Rio de Janeiro. Foram utilizados para tal diferentes métodos semi-empíricos - Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) e o método de Décourt-Quaresma (1996) - já consagrados. Além disso, algumas modificações realizadas por projetistas regionais nestes métodos também foram verificadas. Adicionalmente, um estudo de viabilidade econômica para aplicação de diferentes processos executivos de estacas – tipo hélice contínua e tipo Strauss -também foi realizado. Ambos tipos de estacas foram verificados com diâmetros de 20 cm e 30cm.

Durante a realização da estimativa da capacidade de carga, foram utilizados softwares computacionais com macros e planilhas para auxílio nos cálculos, foi possível ver a diferença nos resultados dos mesmos o que já era esperado, uma vez que os métodos foram desenvolvidos em diferentes épocas da engenharia de fundações e utilizam diferentes considerações para o cálculo da capacidade de carga, alguns mais arrojados e outros mais conservadores. É competência do engenheiro responsável, avaliar quais resultados são mais representativos de acordo com a sua experiência em analisar as características do solo.

De uma forma geral as estacas hélice contínua apresentaram maiores capacidades de carga que as estacas tipo Strauss.

Em quase todos os métodos e suas variações, independentemente do tipo de estaca – hélice contínua ou Strauss – houve ganho da capacidade de carga com o aumento do diâmetro das estacas. Exceção pode ser atribuída ao método de Décourt-Quaresma (MODIFICADO) em que as estacas tipo hélice contínua com diâmetro de 20 cm apresentaram capacidade de carga geotécnica maior que a estaca tipo Strauss de 30 cm de diâmetro.

Considerando as estacas tipo hélice contínua e tipo Strauss, independente do diâmetro analisado, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) e o método de Décourt-Quaresma (1996) apresentaram valores muito próximos de capacidade de carga geotécnica, sendo os maiores dentre todos os métodos analisados.

Considerando as estacas tipo hélice contínua, para o diâmetro de 20 cm, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO e o método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO apresentaram valores muito próximos de capacidade de carga geotécnica.

Considerando as estacas tipo hélice contínua, para o diâmetro de 30 cm, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO apresentou valores de capacidade de carga ligeiramente superiores ao método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO.

Considerando as estacas tipo Strauss, independente do diâmetro analisado, o método de Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) MODIFICADO apresentou valores de capacidade de carga bem superiores ao método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO.

O método de Décourt-Quaresma (1996) MODIFICADO para a estaca tipo Strauss foi o que apresentou o menor valor de capacidade de carga, independente dos diâmetros.

Ao aplicar as recomendações dos projetistas locais no método Décourt-Quaresma (1996), restringindo os valores das capacidades de carga das PONTAS das estacas, observou-se que as capacidades de carga das estacas do tipo Strauss sofreram maior redução. Fato está associado aos coeficientes estabelecidos pelo método, onde a capacidade de carga total das estacas do tipo Strauss depende mais da resistência de ponta que as estacas do tipo Hélice Contínua. Este fato elucidou o ocorrido na figura 4.4 onde as estacas do tipo Strauss com 30 cm alcançaram resistência menor que as estacas do tipo Hélice Contínua com 20 cm.

Além do dimensionamento geotécnico um estudo de viabilidade econômica também foi realizado.

Alguns fatores foram cruciais para a escolha do processo executivo a ser utilizado, o principal deles foi o tempo de execução, conforme a obra possuía um curto espaço de tempo para ser executada. Também foi de grande importância a confiabilidade técnica dos processos executivos e o custo para a execução de ambos.

Deste modo, garantindo que a obra corresse sem problemas e permanecesse em seu determinado escopo, além da questão econômica é possível afirmar que para este empreendimento, o processo executivo de estacas Hélice Contínua Monitorada, obteve melhores resultados no estudo de viabilidade econômica em relação a seus custos-benefícios. Assim atendendo requisitos técnicos, ambientais, sociais e econômicos foram adotadas as estacas tipo hélice contínua com diâmetro de 30 cm e 9 metros de profundidade.

Um total de 39 estacas com pouco mais de 350 metros lineares foi necessário para as fundações do galpão. As estacas foram divididas em 11 blocos com 1 estaca, 11 blocos com 2 estacas e 2 blocos com 3 estacas.

Com uma estimativa de custos com base nos preços do mercado local (realizada em junho de 2018) o custo final das estacas tipo hélice contínua foi cerca de 45% menor que das estacas tipo Strauss.

5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Deixo de sugestão para futuras pesquisas, a avaliação de outros métodos de estimativa de carga para comparação dos resultados, a realização de uma prova de carga estática para comparação com os resultados obtidos pelas estimativas de carga, e também a análise de custo levando em consideração todas as etapas do empreendimento, para melhor comparação do impacto causado pela correta investigação geotécnica, e conseqüentemente, dimensionamento adequado.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Programação de sondagens de simples reconhecimento de solo para fundações de edifícios*, NBR 8036. Rio de Janeiro, ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*, NBR 8464. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

ALONSO, U.R. *Dimensionamento de fundações profundas*. Ed. Edgard Blücher, 1989.

VELLOSO & LOPES. *Fundações*. Ed. Oficina de Textos, 2004.

BASTOS, P.S.S. *Blocos de Fundações. Notas de Aula*. Departamento de Engenharia Civil, UNESP, Bauru, 2017.

PEREIRA, Caio. *Estaca Strauss – Vantagens e Desvantagens*. **Escola Engenharia**, 2013.

PEREIRA, Caio. *Estaca Hélice Contínua – Vantagens e Desvantagens*. **Escola Engenharia**, 2017.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

MARANGON, M. *Capacidade de Carga de Fundações Profundas. Notas de Aula*. Núcleo de Geotecnia, UFJF, Juiz de Fora, 2018.

ANEXO I

Boletim de Sondagem SP01

Revestimento		Amostrador		Peso de 65 kg	
ø Interno = 63,5 mm Comp. = 4,00 m		ø Externo = 50,8 mm ø Interno = 34,9 mm		Altura de queda = 75 cm	
Prof. [m]	Classificação	Amostra N°	N° de Golpes		Gráfico
			30 cm Iniciais	30 cm Finais	
1,11	Aterro - areia fina, cor castanha.				
1,38	Areia fina, cor preta, pouco compacta.	1	5	6	
	Areia fina, cor cinza escura, fofa.	2	4	3	
	Idem : pouco compacta.	3	5	5	
	Idem : medianamente compacta.	4	4	5	
5,56	Idem : medianamente compacta.	5	14	18	
	Areia argilosa (areia fina), cor cinza escura, medianamente compacta.	6	10	12	
7,63		7	12	19	
	Areia fina, cor castanha, muito compacta.	8	28	51	
10,30		9	31	57	
		10	53	36/15	
Sondagem paralisada conforme item 6.4 da NBR 6484					



Metario Rep. e Serviços Ltda.

Rua Fagundes Varela, 552 - São Cristóvão - Cabo Frio - RJ.

Tel.: (22) 3053-4041 e 99723-0367

CEP 28.909-270

metario.rep@hotmail.com

Obra n°	18-113	Cota	+0,25	Cliente
Des. n°	02	Nível d'água	1,21	
Perfil n°	SP.01	Data	24/01/18	Local da obra
Escala	1:100	Desenhista	OBW	
Sondador	Valbim	Rua 26, lote 5, quadra 27, Bairro Parque Burle, Cabo Frio - RJ.		

Boletim de sondagem SP02

Revestimento		Amostrador		Peso de 65 kg	
ø Interno = 63,5 mm Comp. = 4,00 m		ø Externo = 50,8 mm ø Interno = 34,9 mm		Altura de queda = 75 cm	
Prof. (m)	Classificação	Amostra Nº	Nº de Golpes		Gráfico
			30 cm iniciais	30 cm finais	
1,05	Aterro - areia fina, cor castanha.				
1,85	Areia fina, cor preta, fofa.	1	4	4	
2,50	Areia fina, cor castanha, pouco compacta.	2	5	5	
3,00	Argilo siltosa, cor preta.	3	5	5	
6,00	Areia fina, cor cinza escura, pouco compacta.	3	3	5	
	Idem : fofa.	4	2/45	1/25	
	Idem : pouco compacta.	5	4	6	
7,85	Areia fina, cor castanha escura, compacta.	6	23	35	
		7	27	39	
10,45	Areia fina, cor castanha, muito compacta.	8	30	52	
		9	34	57	
		10	33	60	
Sondagem paralisada conforme item 6.4 da NBR 6464					



Metario Rep. e Serviços Ltda.

Rua Fagundes Varela, 552 - São Cristóvão - Cabo Frio - RJ.
Tel.: (22) 3053-4041 e 99723-0367 CEP 28.909-270

metario.rep@hotmail.com

Obra nº	18-113	Cota	+0,30	Cliente
Des. nº	03	Nível d'água	1,12	Sr. Lúcio Campos Soares
Perfil nº	SP.02	Data	24/01/18	Local da obra
Escala	1:100	Desenhista	OBW	Rua 26, lote 5, quadra 27, Bairro Parque Burle, Cabo Frio - RJ.
Sondador	Valbim			

ANEXO II

TABELAS DE ESTIMATIVA DE CARGA

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997)						
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6,0	Areia	28,7	0,0	28,7	14,3
2,0	3,0	Areia	26,8	15,2	42,0	21,0
3,0	5,0	Areia	36,9	22,8	59,8	29,9
4,0	5,0	Areia	60,5	35,5	96,0	48,0
5,0	18,0	Areia	93,0	48,2	141,2	70,6
6,0	12,0	Areia Argilosa	76,8	93,8	170,6	85,3
7,0	19,0	Areia	175,2	123,8	299,0	149,5
8,0	40,0	Areia	243,4	171,9	415,3	207,6
9,0	40,0	Areia	279,0	273,3	552,4	276,2
10,0	40,0	Areia	305,8	374,7	680,5	340,3
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4,0	Areia	24,8	0,0	24,8	12,4
2,0	5,0	Areia	30,6	10,1	40,7	20,4
3,0	5,0	Areia Siltosa	27,3	22,8	50,1	25,1
4,0	1,0	Areia	27,4	35,7	63,1	31,6
5,0	6,0	Areia	93,6	38,3	131,9	66,0
6,0	35,0	Areia	194,9	53,5	248,4	124,2
7,0	39,0	Areia	252,9	142,2	395,1	197,6
8,0	40,0	Areia	298,1	241,1	539,2	269,6
9,0	40,0	Areia	304,5	342,5	647,0	323,5
10,0	40,0	Areia	305,8	443,8	749,6	374,8
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7,0	Areia	32,5	0,0	32,5	16,2
2,0	3,0	Areia Argilossiltosa	20,4	17,7	38,1	19,1
3,0	4,0	Areia	25,5	25,9	51,4	25,7
4,0	0,0	Areia	37,6	36,1	73,7	36,8
5,0	15,0	Areia	79,6	36,1	115,7	57,9
6,0	14,0	Areia	111,5	74,1	185,6	92,8
7,0	25,0	Areia	193,0	109,6	302,6	151,3
8,0	40,0	Areia	253,5	173,0	426,5	213,3
9,0	40,0	Areia	286,7	274,4	561,0	280,5
10,0	40,0	Areia	305,8	375,7	681,5	340,8

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997)						
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6,0	Areia	64,5	0,0	64,5	32,3
2,0	3,0	Areia	60,2	22,8	83,0	41,5
3,0	5,0	Areia	83,1	34,2	117,4	58,7
4,0	5,0	Areia	136,2	53,2	189,4	94,7
5,0	18,0	Areia	209,3	72,2	281,5	140,8
6,0	12,0	Areia Argilosa	172,8	140,7	313,5	156,8
7,0	19,0	Areia	394,2	185,7	579,9	289,9
8,0	40,0	Areia	547,5	257,9	805,5	402,7
9,0	40,0	Areia	627,8	410,0	1037,8	518,9
10,0	40,0	Areia	688,0	562,1	1250,1	625,1
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4,0	Areia	55,9	0,0	55,9	28,0
2,0	5,0	Areia	68,8	15,2	84,0	42,0
3,0	5,0	Areia Siltosa	61,4	34,2	95,6	47,8
4,0	1,0	Areia	61,6	53,6	115,2	57,6
5,0	6,0	Areia	210,7	57,4	268,1	134,1
6,0	35,0	Areia	438,6	80,2	518,8	259,4
7,0	39,0	Areia	569,0	213,3	782,3	391,2
8,0	40,0	Areia	670,8	361,6	1032,4	516,2
9,0	40,0	Areia	685,1	513,7	1198,8	599,4
10,0	40,0	Areia	688,0	665,8	1353,8	676,9
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7,0	Areia	73,1	0,0	73,1	36,6
2,0	3,0	Areia Argilossiltosa	45,9	26,6	72,5	36,3
3,0	4,0	Areia	57,3	38,9	96,2	48,1
4,0	0,0	Areia	84,6	54,1	138,7	69,3
5,0	15,0	Areia	179,2	54,1	233,3	116,6
6,0	14,0	Areia	250,8	111,2	362,0	181,0
7,0	25,0	Areia	434,3	164,4	598,7	299,3
8,0	40,0	Areia	570,5	259,4	829,9	415,0
9,0	40,0	Areia	645,0	411,5	1056,5	528,3
10,0	40,0	Areia	688,0	563,6	1251,6	625,8

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997)						
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6,0	Areia	20,5	0,0	20,5	10,2
2,0	3,0	Areia	19,1	14,8	33,9	17,0
3,0	5,0	Areia	26,4	22,2	48,6	24,3
4,0	5,0	Areia	43,2	34,6	77,8	38,9
5,0	18,0	Areia	66,4	46,9	113,4	56,7
6,0	12,0	Areia Argilosa	54,9	91,4	146,2	73,1
7,0	19,0	Areia	125,1	120,6	245,7	122,9
8,0	40,0	Areia	173,8	167,5	341,4	170,7
9,0	40,0	Areia	199,3	266,3	465,6	232,8
10,0	40,0	Areia	218,4	365,1	583,5	291,8
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4,0	Areia	17,7	0,0	17,7	8,9
2,0	5,0	Areia	21,8	9,9	31,7	15,9
3,0	5,0	Areia Siltosa	19,5	22,2	41,7	20,9
4,0	1,0	Areia	19,6	34,8	54,4	27,2
5,0	6,0	Areia	66,9	37,3	104,2	52,1
6,0	35,0	Areia	139,2	52,1	191,4	95,7
7,0	39,0	Areia	180,6	138,6	319,2	159,6
8,0	40,0	Areia	213,0	234,9	447,8	223,9
9,0	40,0	Areia	217,5	333,7	551,2	275,6
10,0	40,0	Areia	218,4	432,5	650,9	325,4
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7,0	Areia	23,2	0,0	23,2	11,6
2,0	3,0	Areia Argilossiltosa	14,6	17,3	31,9	15,9
3,0	4,0	Areia	18,2	25,3	43,5	21,7
4,0	0,0	Areia	26,8	35,2	62,0	31,0
5,0	15,0	Areia	56,9	35,2	92,0	46,0
6,0	14,0	Areia	79,6	72,2	151,8	75,9
7,0	25,0	Areia	137,9	106,8	244,7	122,3
8,0	40,0	Areia	181,1	168,5	349,6	174,8
9,0	40,0	Areia	204,8	267,3	472,1	236,0
10,0	40,0	Areia	218,4	366,1	584,5	292,3

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997)						
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6,0	Areia	46,1	0,0	46,1	23,0
2,0	3,0	Areia	43,0	22,2	65,2	32,6
3,0	5,0	Areia	59,4	33,3	92,7	46,4
4,0	5,0	Areia	97,3	51,9	149,1	74,6
5,0	18,0	Areia	149,5	70,4	219,9	109,9
6,0	12,0	Areia Argilosa	123,4	137,1	260,5	130,3
7,0	19,0	Areia	281,6	180,9	462,5	231,2
8,0	40,0	Areia	391,1	251,3	642,4	321,2
9,0	40,0	Areia	448,4	399,5	847,9	424,0
10,0	40,0	Areia	491,4	547,7	1039,1	519,6
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4,0	Areia	39,9	0,0	39,9	20,0
2,0	5,0	Areia	49,1	14,8	64,0	32,0
3,0	5,0	Areia Siltosa	43,9	33,3	77,2	38,6
4,0	1,0	Areia	44,0	52,2	96,3	48,1
5,0	6,0	Areia	150,5	55,9	206,4	103,2
6,0	35,0	Areia	313,3	78,2	391,5	195,7
7,0	39,0	Areia	406,5	207,8	614,3	307,1
8,0	40,0	Areia	479,1	352,3	831,5	415,7
9,0	40,0	Areia	489,4	500,5	989,9	494,9
10,0	40,0	Areia	491,4	648,7	1140,1	570,1
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0,0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7,0	Areia	52,2	0,0	52,2	26,1
2,0	3,0	Areia Argilossiltosa	32,8	25,9	58,7	29,4
3,0	4,0	Areia	41,0	37,9	78,9	39,4
4,0	0,0	Areia	60,4	52,7	113,1	56,6
5,0	15,0	Areia	128,0	52,7	180,7	90,4
6,0	14,0	Areia	179,2	108,3	287,5	143,7
7,0	25,0	Areia	310,2	160,2	470,4	235,2
8,0	40,0	Areia	407,5	252,8	660,3	330,1
9,0	40,0	Areia	460,7	401,0	861,7	430,8
10,0	40,0	Areia	491,4	549,2	1040,6	520,3

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996)						
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	12,6	6,3	18,8	8,0
2,0	3	Areia	17,6	27,2	44,8	25,3
3,0	5	Areia	8,8	39,8	48,6	32,8
4,0	5	Areia	23,9	54,5	78,3	47,9
5,0	18	Areia	36,4	60,7	97,2	55,8
6,0	12	Areia Argilosa	67,9	98,4	166,3	92,7
7,0	19	Areia	111,8	134,0	245,9	131,1
8,0	40	Areia	157,1	192,7	349,8	187,5
9,0	40	Areia	188,5	303,7	492,2	280,7
10,0	40	Areia	188,5	414,7	603,2	366,1
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	11,3	6,3	17,6	7,7
2,0	5	Areia	17,6	20,9	38,5	20,5
3,0	5	Areia Siltosa	13,8	37,7	51,5	32,5
4,0	1	Areia	15,1	54,5	69,5	45,7
5,0	6	Areia	52,8	62,8	115,6	61,5
6,0	35	Areia	100,5	81,7	182,2	88,0
7,0	39	Areia	155,8	161,3	317,1	163,0
8,0	40	Areia	174,7	249,2	423,9	235,4
9,0	40	Areia	188,5	360,2	548,7	324,2
10,0	40	Areia	188,5	471,2	659,7	409,6
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	12,6	6,3	18,8	8,0
2,0	3	Areia Argilossiltosa	17,6	27,2	44,8	25,3
3,0	4	Areia	8,8	39,8	48,6	32,8
4,0	0	Areia	23,9	54,5	78,3	47,9
5,0	15	Areia	36,4	60,7	97,2	55,8
6,0	14	Areia	67,9	98,4	166,3	92,7
7,0	25	Areia	99,3	134,0	233,3	127,9
8,0	40	Areia	144,5	192,7	337,2	184,3
9,0	40	Areia	175,9	282,7	458,7	261,5
10,0	40	Areia	188,5	393,7	582,2	350,0

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996)						
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	25,4	9,4	34,9	13,6
2,0	3	Areia	39,6	37,7	77,3	38,9
3,0	5	Areia	36,8	56,5	93,3	52,7
4,0	5	Areia	79,2	81,7	160,8	82,6
5,0	18	Areia	99,0	106,8	205,8	106,9
6,0	12	Areia Argilosa	138,5	172,8	311,3	167,5
7,0	19	Areia	229,0	219,9	448,9	226,4
8,0	40	Areia	336,5	289,0	625,5	306,4
9,0	40	Areia	424,1	455,5	879,6	456,4
10,0	40	Areia	424,1	622,0	1046,2	584,5
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	25,4	9,4	34,9	13,6
2,0	5	Areia	39,6	31,4	71,0	34,1
3,0	5	Areia Siltosa	31,1	56,5	87,7	51,3
4,0	1	Areia	33,9	81,7	115,6	71,3
5,0	6	Areia	118,8	94,2	213,0	102,2
6,0	35	Areia	226,2	122,5	348,7	150,8
7,0	39	Areia	350,6	241,9	592,5	273,7
8,0	40	Areia	393,0	373,8	766,9	385,8
9,0	40	Areia	424,1	540,4	964,5	521,7
10,0	40	Areia	424,1	706,9	1131,0	649,8
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	28,3	9,4	37,7	14,3
2,0	3	Areia Argilossiltosa	39,6	40,8	80,4	41,3
3,0	4	Areia	19,8	59,7	79,5	50,9
4,0	0	Areia	53,7	81,7	135,4	76,3
5,0	15	Areia	82,0	91,1	173,1	90,6
6,0	14	Areia	152,7	147,7	300,3	151,8
7,0	25	Areia	223,4	201,1	424,4	210,5
8,0	40	Areia	325,2	289,0	614,2	303,6
9,0	40	Areia	395,8	424,1	820,0	425,2
10,0	40	Areia	424,1	590,6	1014,7	560,4

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996)						
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	18,8	3,1	22,0	7,1
2,0	3	Areia	29,3	12,6	41,9	17,0
3,0	5	Areia	27,2	18,8	46,1	21,3
4,0	5	Areia	58,6	27,2	85,9	35,6
5,0	18	Areia	73,3	35,6	108,9	45,7
6,0	12	Areia Argilosa	102,6	57,6	160,2	70,0
7,0	19	Areia	169,6	73,3	242,9	98,8
8,0	40	Areia	249,2	96,3	345,6	136,4
9,0	40	Areia	314,2	151,8	466,0	195,3
10,0	40	Areia	314,2	207,3	521,5	238,0
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	18,8	3,1	22,0	7,1
2,0	5	Areia	29,3	10,5	39,8	15,4
3,0	5	Areia Siltosa	23,0	18,8	41,9	20,3
4,0	1	Areia	25,1	27,2	52,4	27,2
5,0	6	Areia	88,0	31,4	119,4	46,2
6,0	35	Areia	167,6	40,8	208,4	73,3
7,0	39	Areia	259,7	80,6	340,3	127,0
8,0	40	Areia	291,1	124,6	415,7	168,6
9,0	40	Areia	314,2	180,1	494,3	217,1
10,0	40	Areia	314,2	235,6	549,8	259,8
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	20,9	3,1	24,1	7,7
2,0	3	Areia Argilossiltosa	29,3	13,6	42,9	17,8
3,0	4	Areia	14,7	19,9	34,6	19,0
4,0	0	Areia	39,8	27,2	67,0	30,9
5,0	15	Areia	60,7	30,4	91,1	38,5
6,0	14	Areia	113,1	49,2	162,3	66,1
7,0	25	Areia	165,5	67,0	232,5	92,9
8,0	40	Areia	240,9	96,3	337,2	134,3
9,0	40	Areia	293,2	141,4	434,6	182,1
10,0	40	Areia	314,2	196,9	511,0	230,0

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996)						
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	42,4	4,7	47,1	14,2
2,0	3	Areia	66,0	18,8	84,8	31,0
3,0	5	Areia	61,3	28,3	89,5	37,1
4,0	5	Areia	131,9	40,8	172,8	64,4
5,0	18	Areia	164,9	53,4	218,3	82,3
6,0	12	Areia Argilosa	230,9	86,4	317,3	124,2
7,0	19	Areia	381,7	110,0	491,7	180,0
8,0	40	Areia	560,8	144,5	705,3	251,4
9,0	40	Areia	706,9	227,8	934,6	351,9
10,0	40	Areia	706,9	311,0	1017,9	416,0
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	42,4	4,7	47,1	14,2
2,0	5	Areia	66,0	15,7	81,7	28,6
3,0	5	Areia Siltosa	51,8	28,3	80,1	34,7
4,0	1	Areia	56,5	40,8	97,4	45,6
5,0	6	Areia	197,9	47,1	245,0	85,7
6,0	35	Areia	377,0	61,3	438,3	141,4
7,0	39	Areia	584,3	121,0	705,3	239,1
8,0	40	Areia	655,0	186,9	841,9	307,5
9,0	40	Areia	706,9	270,2	977,0	384,5
10,0	40	Areia	706,9	353,4	1060,3	448,6
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	47,1	4,7	51,8	15,4
2,0	3	Areia Argilossiltosa	66,0	20,4	86,4	32,2
3,0	4	Areia	33,0	29,8	62,8	31,2
4,0	0	Areia	89,5	40,8	130,4	53,8
5,0	15	Areia	136,7	45,6	182,2	69,2
6,0	14	Areia	254,5	73,8	328,3	120,4
7,0	25	Areia	372,3	100,5	472,8	170,4
8,0	40	Areia	541,9	144,5	686,4	246,6
9,0	40	Areia	659,7	212,1	871,8	328,1
10,0	40	Areia	706,9	295,3	1002,2	403,9

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997) MODIFICADO						
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	22,9	0,0	22,9	11,5
2,0	0	Areia	17,2	15,2	32,4	16,2
3,0	5	Areia	23,6	15,2	38,8	19,4
4,0	0	Areia	40,8	27,9	68,7	34,3
5,0	18	Areia	86,6	27,9	114,5	57,3
6,0	12	Areia Argilosa	72,1	73,5	145,6	72,8
7,0	19	Areia	175,2	103,5	278,7	139,3
8,0	40	Areia	243,4	151,7	395,0	197,5
9,0	40	Areia	279,0	253,1	532,1	266,0
10,0	40	Areia	305,8	354,5	660,2	330,1
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	0	Areia	9,6	0,0	9,6	4,8
2,0	5	Areia	25,5	0,0	25,5	12,7
3,0	5	Areia Siltosa	20,8	12,7	33,4	16,7
4,0	0	Areia	24,2	25,6	49,8	24,9
5,0	6	Areia	92,4	25,6	118,0	59,0
6,0	35	Areia	193,7	40,8	234,5	117,2
7,0	39	Areia	252,9	129,5	382,4	191,2
8,0	40	Areia	298,1	228,4	526,5	263,3
9,0	40	Areia	304,5	329,8	634,3	317,1
10,0	40	Areia	305,8	431,2	736,9	368,5
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	26,8	0,0	26,8	13,4
2,0	0	Areia Argilossiltosa	7,0	17,7	24,7	12,4
3,0	0	Areia	8,9	17,7	26,7	13,3
4,0	0	Areia	28,7	17,7	46,4	23,2
5,0	15	Areia	74,5	17,7	92,3	46,1
6,0	14	Areia	111,5	55,8	167,2	83,6
7,0	25	Areia	193,0	91,3	284,3	142,1
8,0	40	Areia	253,5	154,6	408,2	204,1
9,0	40	Areia	286,7	256,0	542,7	271,3
10,0	40	Areia	305,8	357,4	663,2	331,6

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997) MODIFICADO						
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	51,6	0,0	51,6	25,8
2,0	0	Areia	38,7	22,8	61,5	30,8
3,0	5	Areia	53,0	22,8	75,8	37,9
4,0	0	Areia	91,7	41,8	133,6	66,8
5,0	18	Areia	194,9	41,8	236,8	118,4
6,0	12	Areia Argilosa	162,2	110,3	272,5	136,2
7,0	19	Areia	394,2	155,3	549,4	274,7
8,0	40	Areia	547,5	227,5	775,0	387,5
9,0	40	Areia	627,8	379,6	1007,4	503,7
10,0	40	Areia	688,0	531,7	1219,7	609,8
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	21,5	0,0	21,5	10,8
2,0	5	Areia	57,3	0,0	57,3	28,7
3,0	5	Areia Siltosa	46,7	19,0	65,7	32,9
4,0	1	Areia	54,5	38,4	92,9	46,4
5,0	6	Areia	207,8	38,4	246,2	123,1
6,0	35	Areia	435,7	61,2	497,0	248,5
7,0	39	Areia	569,0	194,3	763,3	381,7
8,0	40	Areia	670,8	342,6	1013,4	506,7
9,0	40	Areia	685,1	494,7	1179,8	589,9
10,0	40	Areia	688,0	646,8	1334,8	667,4
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	60,2	0,0	60,2	30,1
2,0	0	Areia Argilossiltosa	15,7	26,6	42,3	21,1
3,0	0	Areia	20,1	26,6	46,7	23,3
4,0	0	Areia	64,5	26,6	91,1	45,6
5,0	15	Areia	167,7	26,6	194,3	97,2
6,0	14	Areia	250,8	83,6	334,5	167,2
7,0	25	Areia	434,3	136,9	571,2	285,6
8,0	40	Areia	570,5	231,9	802,4	401,2
9,0	40	Areia	645,0	384,0	1029,0	514,5
10,0	40	Areia	688,0	536,1	1224,1	612,1

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997) MODIFICADO						
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	16,4	0,0	16,4	8,2
2,0	0	Areia	12,3	14,8	27,1	13,6
3,0	5	Areia	16,8	14,8	31,7	15,8
4,0	0	Areia	29,1	27,2	56,3	28,1
5,0	18	Areia	61,9	27,2	89,1	44,5
6,0	12	Areia Argilosa	51,5	71,6	123,1	61,6
7,0	19	Areia	125,1	100,9	226,0	113,0
8,0	40	Areia	173,8	147,8	321,6	160,8
9,0	40	Areia	199,3	246,6	445,9	222,9
10,0	40	Areia	218,4	345,4	563,8	281,9
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	6,8	0,0	6,8	3,4
2,0	5	Areia	18,2	0,0	18,2	9,1
3,0	5	Areia Siltosa	14,8	12,3	27,2	13,6
4,0	1	Areia	17,3	24,9	42,2	21,1
5,0	6	Areia	66,0	24,9	90,9	45,5
6,0	35	Areia	138,3	39,8	178,1	89,0
7,0	39	Areia	180,6	126,2	306,9	153,4
8,0	40	Areia	213,0	222,5	435,5	217,7
9,0	40	Areia	217,5	321,3	538,8	269,4
10,0	40	Areia	218,4	420,1	638,5	319,3
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	19,1	0,0	19,1	9,6
2,0	0	Areia Argilossiltosa	5,0	17,3	22,3	11,1
3,0	0	Areia	6,4	17,3	23,7	11,8
4,0	0	Areia	20,5	17,3	37,8	18,9
5,0	15	Areia	53,2	17,3	70,5	35,3
6,0	14	Areia	79,6	54,3	134,0	67,0
7,0	25	Areia	137,9	88,9	226,8	113,4
8,0	40	Areia	181,1	150,7	331,8	165,9
9,0	40	Areia	204,8	249,4	454,2	227,1
10,0	40	Areia	218,4	348,2	566,7	283,3

MÉTODO AOKI-VELLOSO CONTRIBUIÇÃO MONTEIRO (1997) MODIFICADO						
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	36,9	0,0	36,9	18,4
2,0	0	Areia	27,6	22,2	49,9	24,9
3,0	5	Areia	37,9	22,2	60,1	30,1
4,0	0	Areia	65,5	40,8	106,3	53,1
5,0	18	Areia	139,2	40,8	180,0	90,0
6,0	12	Areia Argilosa	115,9	107,4	223,3	111,7
7,0	19	Areia	281,6	151,3	432,8	216,4
8,0	40	Areia	391,1	221,7	612,8	306,4
9,0	40	Areia	448,4	369,9	818,3	409,1
10,0	40	Areia	491,4	518,0	1009,5	504,7
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	4	Areia	15,4	0,0	15,4	7,7
2,0	5	Areia	41,0	0,0	41,0	20,5
3,0	5	Areia Siltosa	33,4	18,5	51,9	26,0
4,0	1	Areia	38,9	37,4	76,3	38,2
5,0	6	Areia	148,5	37,4	185,9	92,9
6,0	35	Areia	311,2	59,6	370,9	185,4
7,0	39	Areia	406,5	189,3	595,8	297,9
8,0	40	Areia	479,1	333,8	812,9	406,5
9,0	40	Areia	489,4	482,0	971,4	485,7
10,0	40	Areia	491,4	630,2	1121,6	560,8
STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	43,0	0,0	43,0	21,5
2,0	0	Areia Argilossiltosa	11,2	25,9	37,1	18,6
3,0	0	Areia	14,3	25,9	40,3	20,1
4,0	0	Areia	46,1	25,9	72,0	36,0
5,0	15	Areia	119,8	25,9	145,7	72,9
6,0	14	Areia	179,2	81,5	260,7	130,3
7,0	25	Areia	310,2	133,4	443,6	221,8
8,0	40	Areia	407,5	226,0	633,5	316,7
9,0	40	Areia	460,7	374,2	834,9	417,4
10,0	40	Areia	491,4	522,4	1013,8	506,9

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996) MODIFICADO						
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	8,8	6,3	7,9	6,0
2,0	0	Areia	8,8	27,2	34,0	23,1
3,0	5	Areia	0,0	33,5	33,5	25,8
4,0	0	Areia	18,8	39,8	49,7	35,3
5,0	18	Areia	36,4	46,1	57,6	44,3
6,0	12	Areia Argilosa	67,9	83,8	104,7	80,6
7,0	19	Areia	99,3	119,4	149,2	114,8
8,0	40	Areia	131,9	178,0	222,5	169,9
9,0	40	Areia	150,8	268,1	335,1	243,9
10,0	40	Areia	150,8	358,1	447,7	313,2
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	0	Areia	6,3	6,3	7,9	6,0
2,0	5	Areia	12,6	12,6	15,7	12,1
3,0	5	Areia Siltosa	12,6	29,3	36,7	25,7
4,0	0	Areia	13,8	46,1	57,6	38,9
5,0	6	Areia	51,5	52,4	65,4	50,3
6,0	35	Areia	100,5	71,2	89,0	68,5
7,0	39	Areia	143,3	150,8	188,5	145,0
8,0	40	Areia	149,5	238,8	298,5	221,0
9,0	40	Areia	150,8	328,8	411,0	290,6
10,0	40	Areia	150,8	418,9	523,6	359,9
HÉLICE CONTÍNUA - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	8,8	6,3	7,9	6,0
2,0	0	Areia Argilossiltosa	8,8	27,2	34,0	23,1
3,0	0	Areia	0,0	33,5	33,5	25,8
4,0	0	Areia	18,8	39,8	49,7	35,3
5,0	15	Areia	36,4	46,1	57,6	44,3
6,0	14	Areia	67,9	83,8	104,7	80,6
7,0	25	Areia	99,3	119,4	149,2	114,8
8,0	40	Areia	131,9	178,0	222,5	169,9
9,0	40	Areia	150,8	268,1	335,1	243,9
10,0	40	Areia	150,8	358,1	447,7	313,2

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996) MODIFICADO						
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	19,8	9,4	11,8	9,1
2,0	0	Areia	19,8	40,8	51,1	36,4
3,0	5	Areia	0,0	50,3	50,3	38,7
4,0	0	Areia	42,4	59,7	74,6	56,5
5,0	18	Areia	82,0	69,1	86,4	66,5
6,0	12	Areia Argilosa	152,7	125,7	157,1	120,8
7,0	19	Areia	223,4	179,1	223,8	172,2
8,0	40	Areia	296,9	267,0	333,8	256,8
9,0	40	Areia	339,3	402,1	502,7	386,7
10,0	40	Areia	339,3	537,2	671,5	498,1
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	0	Areia	14,1	9,4	11,8	9,1
2,0	5	Areia	28,3	18,8	23,6	18,1
3,0	5	Areia Siltosa	28,3	44,0	55,0	40,9
4,0	0	Areia	31,1	69,1	86,4	60,9
5,0	6	Areia	115,9	78,5	98,2	75,5
6,0	35	Areia	226,2	106,8	133,5	102,7
7,0	39	Areia	322,3	226,2	282,7	217,5
8,0	40	Areia	336,5	358,1	447,7	344,4
9,0	40	Areia	339,3	493,2	616,5	464,2
10,0	40	Areia	339,3	628,3	785,4	568,1
HÉLICE CONTÍNUA - 30cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	19,8	9,4	11,8	9,1
2,0	0	Areia Argilossiltosa	19,8	40,8	51,1	36,4
3,0	0	Areia	0,0	50,3	50,3	38,7
4,0	0	Areia	42,4	59,7	74,6	56,5
5,0	15	Areia	82,0	69,1	86,4	66,5
6,0	14	Areia	152,7	125,7	157,1	120,8
7,0	25	Areia	223,4	179,1	223,8	172,2
8,0	40	Areia	296,9	267,0	333,8	256,8
9,0	40	Areia	339,3	402,1	502,7	386,7
10,0	40	Areia	339,3	537,2	671,5	498,1

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996) MODIFICADO						
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP01						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	14,7	3,1	3,9	3,0
2,0	0	Areia	14,7	13,6	17,0	13,1
3,0	5	Areia	0,0	16,8	16,8	12,9
4,0	0	Areia	31,4	19,9	24,9	19,1
5,0	18	Areia	60,7	23,0	28,8	22,2
6,0	12	Areia Argilosa	113,1	41,9	52,4	40,3
7,0	19	Areia	165,5	59,7	74,6	57,4
8,0	40	Areia	219,9	89,0	111,3	85,6
9,0	40	Areia	251,3	134,0	167,6	128,9
10,0	40	Areia	251,3	179,1	223,8	172,2
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP02						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	0	Areia	10,5	3,1	3,9	3,0
2,0	5	Areia	20,9	6,3	7,9	6,0
3,0	5	Areia Siltosa	20,9	14,7	18,3	14,1
4,0	0	Areia	23,0	23,0	28,8	22,2
5,0	6	Areia	85,9	26,2	32,7	25,2
6,0	35	Areia	167,6	35,6	44,5	34,2
7,0	39	Areia	238,8	75,4	94,2	72,5
8,0	40	Areia	249,2	119,4	149,2	114,8
9,0	40	Areia	251,3	164,4	205,5	158,1
10,0	40	Areia	251,3	209,4	261,8	201,4
STRAUSS - 20cm - ENSAIO SP03						
Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	14,7	3,1	3,9	3,0
2,0	0	Areia Argilossiltosa	14,7	13,6	17,0	13,1
3,0	0	Areia	0,0	16,8	16,8	12,9
4,0	0	Areia	31,4	19,9	24,9	19,1
5,0	15	Areia	60,7	23,0	28,8	22,2
6,0	14	Areia	113,1	41,9	52,4	40,3
7,0	25	Areia	165,5	59,7	74,6	57,4
8,0	40	Areia	219,9	89,0	111,3	85,6
9,0	40	Areia	251,3	134,0	167,6	128,9
10,0	40	Areia	251,3	179,1	223,8	172,2

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1996) MODIFICADO**STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP01**

Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	6	Areia	33,0	4,7	5,9	4,5
2,0	0	Areia	33,0	20,4	25,5	19,6
3,0	5	Areia	0,0	25,1	25,1	19,3
4,0	0	Areia	70,7	29,8	37,3	28,7
5,0	18	Areia	136,7	34,6	43,2	33,2
6,0	12	Areia Argilosa	254,5	62,8	78,5	60,4
7,0	19	Areia	372,3	89,5	111,9	86,1
8,0	40	Areia	494,8	133,5	166,9	128,4
9,0	40	Areia	565,5	201,1	251,3	193,3
10,0	40	Areia	565,5	268,6	335,8	258,3

STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP02

Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	0	Areia	23,6	4,7	5,9	4,5
2,0	5	Areia	47,1	9,4	11,8	9,1
3,0	5	Areia Siltosa	47,1	22,0	27,5	21,1
4,0	0	Areia	51,8	34,6	43,2	33,2
5,0	6	Areia	193,2	39,3	49,1	37,8
6,0	35	Areia	377,0	53,4	66,8	51,4
7,0	39	Areia	537,2	113,1	141,4	108,7
8,0	40	Areia	560,8	179,1	223,8	172,2
9,0	40	Areia	565,5	246,6	308,3	237,1
10,0	40	Areia	565,5	314,2	392,7	302,1

STRAUSS - 30cm - ENSAIO SP03

Profund. (m)	NSPT	Tipo de Solo	QP (kN)	QAL (kN)	QULT (kN)	QADM (kN)
0,0	0	Areia	0,0	0,0	0,0	0,0
1,0	7	Areia	33,0	4,7	5,9	4,5
2,0	0	Areia Argilossiltosa	33,0	20,4	25,5	19,6
3,0	0	Areia	0,0	25,1	25,1	19,3
4,0	0	Areia	70,7	29,8	37,3	28,7
5,0	15	Areia	136,7	34,6	43,2	33,2
6,0	14	Areia	254,5	62,8	78,5	60,4
7,0	25	Areia	372,3	89,5	111,9	86,1
8,0	40	Areia	494,8	133,5	166,9	128,4
9,0	40	Areia	565,5	201,1	251,3	193,3
10,0	40	Areia	565,5	268,6	335,8	258,3

ANEXO III

DETALHAMENTO DOS CUSTOS RELACIONADOS À FUNDAÇÃO.

Investigações preliminares	
Mobilização do equipamento	R\$ 900,00
Total de metros de sondagem	31,2
Metro de sondagem com SPT	R\$ 70,00
TOTAL	R\$ 3.084,00
Estaca Hélice Contínua	
Custos com transporte	
Mobilização do Equipamento	R\$ 8.000,00
Custos com execução	
Comprimento total de estacas (m)	351
Preço do metro linear	R\$ 28,00
TOTAL	R\$ 9.828,00
Custos com materiais	
Volume total de concreto (m ³)	24,8
Preço m ³ de concreto	R\$ 250,00
Peso total aço 12,5mm	600,91
Preço kg aço 12,5mm	R\$ 8,00
Peso total aço 6,3mm	259,51
Preço kg aço 6,3mm	R\$ 8,00
TOTAL	R\$ 13.087,33
PREÇO TOTAL ESTACA HC	R\$ 30.915,33
Estaca STRAUSS	
Custos com transporte	
Mobilização do Equipamento	R\$ 500,00
Custos com execução	
Número total de estacas (un.)	64
Preço da unidade de estaca	R\$ 350,00
TOTAL	R\$ 22.400,00
Custos com materiais	
Volume total de concreto (m ³)	40,7
Preço m ³ de concreto	R\$ 250,00
Peso total aço 12,5mm	986,11
Preço kg aço 12,5mm	R\$ 8,00
Peso total aço 6,3mm	1673,93
Preço kg aço 6,3mm	R\$ 8,00
TOTAL	R\$ 31.461,10
PREÇO TOTAL ESTACA HC	R\$ 54.361,10