UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Vinícius Martins Hansen

ANÁLISE DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE DIÂMETRO DE ESTACAS EM BLOCOS DE FUNDAÇÕES: COMPARATIVO DE CUSTOS

Porto Alegre
junho 2014

VINÍCIUS MARTINS HANSEN

ANÁLISE DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE DIÂMETRO DE ESTACAS EM BLOCOS DE FUNDAÇÕES: COMPARATIVO DE CUSTOS

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre

junho 2014

VINÍCIUS MARTINS HANSEN

ANÁLISE DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE DIÂMETRO DE ESTACAS EM BLOCOS DE FUNDAÇÕES: COMPARATIVO DE CUSTOS

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor/a Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2014

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D at Concordia University - Canada
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato (DECIV/UFRGS)
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Eng. Sérgio Filipe Veloso Marques
M.Sc. pela Universidade de Coimbra – Portugal

Eng. Nestor Kanazawa
Eng. Civil pela Universidad Nacional de Asunción

Dedico este trabalho a meus pais, Edio e Carmem, que sempre me apoiaram e incentivaram, especialmente durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Nilo Cesar Consoli, pelo apoio e experiência na área, transmitida na orientação deste trabalho.

Ao Engenheiro Marciano Lang Fraga e ao Engenheiro Jonatan Jung, da empresa MLF Consultoria Geotécnica, pela colaboração e apoio recebidos.

À professora Carin Maria Schmitt, pelo incessante esforço em aperfeiçoar este trabalho.

Aos meus pais, por serem minha base de sustentação e darem o apoio familiar que sempre foi importante em minha vida.

O futuro pertence àqueles que acreditam
na beleza de seus sonhos.

Elleanor Roosevelt

RESUMO

A competitividade entre empresas tem continuamente crescido com o tempo. Na Engenharia Civil torna-se necessário que projetos sejam bem elaborados, não só quanto ao atendimento de normas e capacidade estrutural, mas também se esperam análises de viabilidade e custos das diversas soluções nos projetos. Este trabalho analisa como a escolha do diâmetro de estacas em blocos de fundação impacta no custo das fundações. As estacas em estudo são as escavadas mecanicamente, com diâmetro variando de 30 a 70 cm. Foram coletados dados de carregamentos de um edifício e sondagens deste terreno. Através dos métodos semiempíricos, definiu-se a capacidade estrutural das estacas e pode-se analisar todas as possibilidades de estaqueamento dos carregamentos de cada ponto de carga. Para cada uma das possibilidades se realizou os cálculos dos blocos de fundação. Através de uma pesquisa de preço de execução e materiais das estacas e dos blocos de fundação, comparou-se os custos de cada solução com diferentes diâmetros de estaca. O resultado deste trabalho foi a constatação que blocos de fundação com poucas estacas de diâmetro grande tendem a apresentar menor custo de execução que blocos com maior número de estacas de menor diâmetro.

Palavras-chave: Estacas Escavadas. Diâmetro de Estacas. Blocos. Custo de Fundações.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa 16
Figura 2 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estacas, (b) tubulão e (c) caixão 17
Figura 3 – Equipamento de estacas escavadas mecanicamente 20
Figura 4 – Equipamento de sondagem 26
Figura 5 – Nomenclatura da distribuição de esforços no bloco 33
Figura 6 – Dimensões para definição de bloco rígido 34
Figura 7 – Seção de referência S_1 37
Figura 8 – Seção de referência S_2 40
Figura 9 – Largura da Seção de referência S_2 41
Figura 10 – Modelo de forças sugerido por Langendonck 43

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estaqueamento em planos verticais 34
Quadro 2 – Fatores η_1, η_2 e η_3 40
Quadro 3 – Capacidade de carga das estacas 46
Quadro 4 – Casos de carregamentos analisados 47
Quadro 5 – Dimensionamento estrutural das estacas 48
Quadro 6 – Possibilidades de estaqueamento 52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes K e α 29
Tabela 2 – Valores de F_1 e F_2 30
Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo 31
Tabela 4 – Valores do coeficiente α em função do tipo de solo e estaca 32
Tabela 5 – Valores do coeficiente β em função do tipo de solo e estaca 32
Tabela 6 – Dimensionamento estrutural dos blocos de fundação 50
Tabela 7 – Entrada de dados na planilha de estaqueamento 51
Tabela 8 – Preços de materiais e serviços 53
Tabela 9 – Detalhamento de custos dos blocos e estacas 54
Tabela 10 – Peso de cada item no custo da fundação 55
Tabela 11 – Preço da fundação por tonelada de carga resistida pelo bloco de estacas ... 56
Tabela 12 – Comparação dos custos de fundação nos pontos de carga 57

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 12
2 DIRETRIZES DA PESQUISA 14
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA 14
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA 14
2.2.1 Objetivo Principal 14
2.2.2 Objetivo Secundário 14
2.3 PRESSUPOSTOS 14
2.4 PREMISSA 15
2.5 DELIMITAÇÕES 15
2.6 LIMITAÇÕES 15
2.7 DELINEAMENTO 16
3 FUNDAÇÕES 18
3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS 18
3.1.2 Aspectos gerais 19
3.1.2 Estacas escavadas mecanicamente 20
3.2 PROJETOS DE FUNDAÇÃO 21
3.3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO 23
3.4 ENSAIO DE CAMPO SPT 25
3.5 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS .. 27
3.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975) 28
3.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) 30
3.6 TRANSMISSÃO DE SOLICITAÇÕES ÀS ESTACAS 32
3.7 BLOCOS DE FUNDAÇÃO 34
3.7.1 Aspectos gerais 35
3.7.2 Método CEB 35
3.7.2.1 Dimensionamento da armadura inferior 36
3.7.2.2 Aderência das barras da armadura principal 38
3.7.2.3 Resistência à força cortante 40
3.7.3 Blocos com uma estaca 42
4. CRITÉRIOS, CÁLCULOS E RESULTADOS 45
4.1 CARREGAMENTOS DO EDIFÍCIO ESTUDADO 45
4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO 45
4.2.1 Definição da capacidade das estacas através do SPT 45

4.2.2 Definição da capacidade de carga das estacas 46
4.3 CRITÉRIOS DE CÁLCULO 46
4.3.1 Combinações de ações 46
4.3.2 Dimensionamento estrutural das estacas 47
4.3.3 Dimensionamento estrutural dos blocos 48
4.4 ESTAQUEAMENTO 50
4.5 PREÇOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS 53
4.6 RESULTADOS 53
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 59
REFERÊNCIAS 60
APÊNDICE A 63
ANEXO A 69
ANEXO B 72

1 INTRODUÇÃO

No mercado da construção civil, em que a competitividade entre as empresas tem sido cada vez maior, faz-se necessária, uma contínua redução de custos e diminuição de desperdícios em todo o processo construtivo. Uma forma de redução de custos, já na fase de projeto, é a análise econômica de diferentes soluções em fundações.

Existem numerosas alternativas na execução de fundações para edifícios. A escolha do tipo de fundação, superficial ou profunda, depende de muitos fatores, sendo os principais o tipo de solo, a topografia, as limitações geográficas do terreno e as solicitações que a estrutura exerce na fundação (VELLOSO; LOPES, 1996, p. 15-16).

Nota-se, nos lançamentos imobiliários em Porto Alegre, uma tendência à otimização do uso do terreno com edifícios altos principalmente na região central da cidade ou bairros já consolidados. Estas edificações possuem elevada carga axial e, frequentemente, grandes momentos fletores em pontos de carga. Nestes casos, a grande maioria dos projetos são em fundações profundas, sendo as estacas o tipo mais utilizado.

Na escolha do melhor tipo de estaca para a fundação, analisam-se a capacidade estrutural e geotécnica, a viabilidade de execução e os custos envolvidos em cada possibilidade de solução. Porém, além do tipo, a definição dos diâmetros das estacas e quantidade delas nos blocos de fundação faz-se necessária para que se maximize a economia no momento de sua execução.

Este trabalho propõe analisar o custo de execução de conjuntos de estacas e seus blocos de fundação para diferentes configurações de diâmetros, a fim de atender às solicitações da estrutura de um edifício. Para o estudo da melhor configuração de estacas nos blocos, utilizam-se os carregamentos de um edifício de 15 andares, o qual apresenta pontos de carga com diversas magnitudes de cargas axiais e momentos fletores.

No capítulo 2, é descrito o método de pesquisa utilizado neste trabalho. O capítulo 3 aborda a sondagem do solo, a concepção de projetos de fundação, a definição da capacidade de carga de fundações profundas utilizando métodos semiempíricos e mostra o método de cálculo de

blocos de estacas. Já o capítulo 4 apresenta os critérios de cálculo utilizados e os resultados obtidos. Por fim, o capítulo 5 expõe as considerações finais sobre o trabalho e os resultados obtidos.

.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: em projetos de fundação, dentre as diversas possibilidades de solução para os carregamentos estudados, como o custo de execução do conjunto de blocos e estacas é influenciado pela variação do diâmetro das estacas?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a análise comparativa dos custos de execução de estacas escavadas mecanicamente e seus blocos de fundação, variando-se os diâmetros de estacas, para um mesmo carregamento.

2.2.2 Objetivo Secundário

O objetivo secundário do trabalho é a obtenção de uma tabela que apresente, para cada possibilidade de solução para os carregamentos estudados, o detalhamento dos custos de materiais e execução das estacas e dos blocos de fundação.

2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressupostos que os dimensionamentos estrutural e das fundações sendo realizados, utilizando como diretrizes as orientações das normas NBR 6122/2010, NBR 6118/2007 e o método do Comité *Euro-International du Béton* (CEB) de dimensionamento

estrutural dos blocos de fundação, geram resultados corretos para as comparações de custo propostas. Também é pressuposto que os critérios de avaliação definidos no trabalho são adequados para este estudo.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que por existir diversas possibilidades de soluções na escolha do diâmetro de estacas em blocos de fundação, algumas destas configurações apresentam menor custo de execução que outras e, portanto, deve-se averiguar não apenas se a solução atende o desempenho estrutural exigido.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a analisar o custo de execução de estacas mecanicamente escavadas e seus blocos de fundação, utilizando no dimensionamento estrutural dos blocos o método do CEB.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

a) a magnitude dos carregamentos axiais varia de 380 a 4890 kN e os carregamentos de momentos fletores de 0 a 760 kN.m, não possuindo carregamentos horizontais;

b) as estacas têm diâmetro de 30 a 70 cm;

c) as estacas são ortogonais ao plano do terreno;

d) a profundidade das estacas é definida a partir do terreno estudado e suas capacidades de carga são definidas a partir da capacidade geotécnica do terreno estudado;

e) a resistência característica do concreto dos blocos de fundação e das estacas é de 20 MPa;

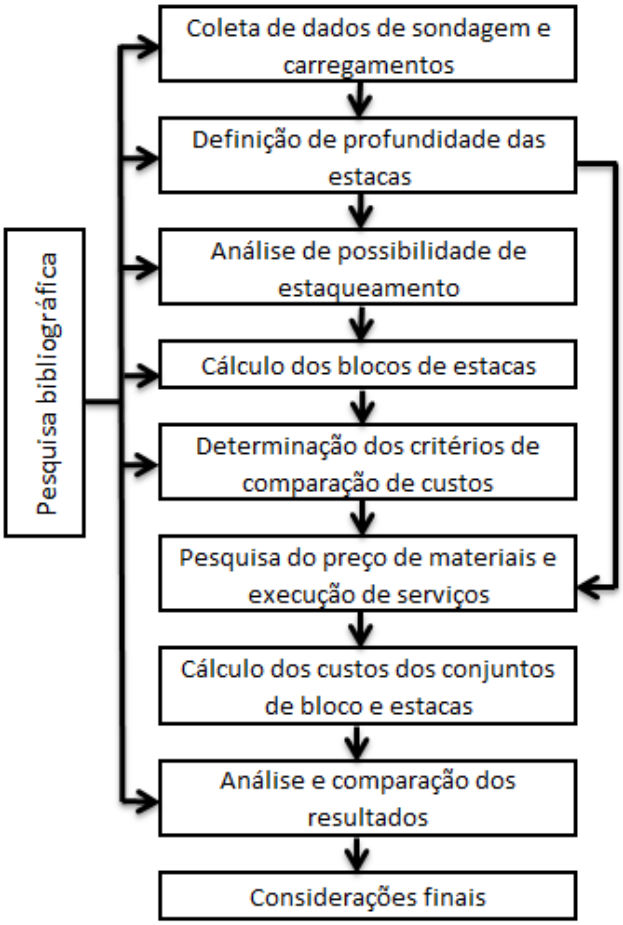
f) os blocos de estacas têm a geometria sugerida pela NBR 6122/2010 e simétricos em pelo menos um eixo.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

a) pesquisa bibliográfica;
b) coleta de dados de sondagem e carregamentos;
c) definição de profundidade das estacas;
d) análise das possibilidades de estaqueamento;
e) cálculo dos blocos de estacas;
f) pesquisa de preço de materiais e execução de serviços;
g) cálculo dos custos dos conjuntos de blocos e estacas;
h) determinação dos critérios de comparação de custos;
i) análise e comparação de resultados;
j) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

Primeiramente foi realizada a **pesquisa bibliográfica**, que se estendeu ao longo de etapas do trabalho. Pesquisou-se todos os elementos necessários para o dimensionamento de fundações em blocos de estacas, sendo eles: investigação do subsolo, determinação da capacidade das estacas e cálculo estrutural de blocos de fundação.

A **coleta de dados de sondagem e carregamentos** foi realisada a partir de um terreno em que se possuía investigação do subsolo por sondagem SPT e o projeto estrutural, contendo carregamentos com diversas magnitudes. Com estes dados coletados e utilizando os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma de capacidade de carga das estacas, ocorreu a **definição da profundidade das estacas** para o terreno estudado.

Com os carregamentos permanentes e acidentais, definiu-se quantas estacas e com quais diâmetros são necessários para atender as solicitações na estrutura dos pontos de carga na **análise de possibilidade de estaqueamento**. A etapa seguinte foi o **cálculo dos blocos de estacas** para as configurações de estacas propostas, utilizando o método CEB e as recomendações de geometria da NBR 6122/2010.

A etapa posterior foi a **determinação dos critérios de comparação de custos**, em que se definiu como os custos das fundações seriam comparados, em função do diâmetro, carregamentos, materiais ou outros. A etapa seguinte foi a **pesquisa de preço de materiais e serviços**, considerando-se os consumos de concreto, aço, formas e execução de cada diâmetro de estacas e dimensões de blocos. A pesquisa de preço foi realizada consultando-se empresas que comercializam os materiais utilizados e empresas que executam estacas escavadas e blocos de fundação. Para cada solução dos carregamentos, calculou-se uma composição de custos nos blocos de estacas na etapa **cálculo dos custos dos conjuntos de blocos e estacas**.

A partir da definição dos critérios de comparação, foi realizada a **análise e comparação de resultados**, em que se obtiveram os resultados de como a definição do diâmetro varia os custos de materiais e execução dos blocos de estacas. A última etapa do trabalho são as **considerações finais**, que determina como o custo de execução do conjunto de blocos e estacas é influenciado pela variação do diâmetro das estacas.

3 FUNDAÇÕES

Fundações são os elementos estruturais que transmitem ao terreno as cargas de uma edificação. O conhecimento das solicitações da estrutura e das propriedades e comportamento do terreno são decisivos no desempenho das fundações ao longo do tempo (ABRAHÃO; VELLOSO, 1998, p. 381-382).

Segundo Velloso e Lopes (1996, p. 13), as fundações são basicamente separadas em dois grandes grupos: superficiais e profundas. Eles consideram que:

> A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela que teria seu mecanismo de ruptura de base que não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, tipicamente 2 vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 adotou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a 2 vezes sua menor dimensão [...], e a pelo menos 3m de profundidade.

Com o conceito de fundações e seus tipos, este capítulo descreve as fundações profundas e, em especial, as estacas escavadas mecanicamente. Em seguida aborda a concepção de projetos de fundação, caracterizando os elementos necessários à sua execução. Prossegue-se com a abordagem da investigação geotécnica, fundamental à definição de todas as características da fundação. Após descreve-se o ensaio de campo SPT, o mais utilizado no Brasil. Então, apresentam-se os métodos de determinação da capacidade de carga de fundações profundas Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, que utilizam os resultados de ensaios de campo em suas formulações. Na sequência, aborda-se a transmissão de solicitações da estrutura às estacas. Por fim descreve-se o cálculo estrutural de blocos de fundação pelo método do CEB.

3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Este item do capítulo aborda inicialmente a definição e os aspectos gerais de fundações profundas e em seguida descreve as características e a execução de estacas escavadas mecanicamente.

3.1.1 Aspectos gerais

A NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 3) define fundação profunda como sendo:

> Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Caputo (1987, p. 177) e Velloso e Lopes (1996, p. 15) classificam as fundações profundas em três tipos, ilustrados na figura 2:

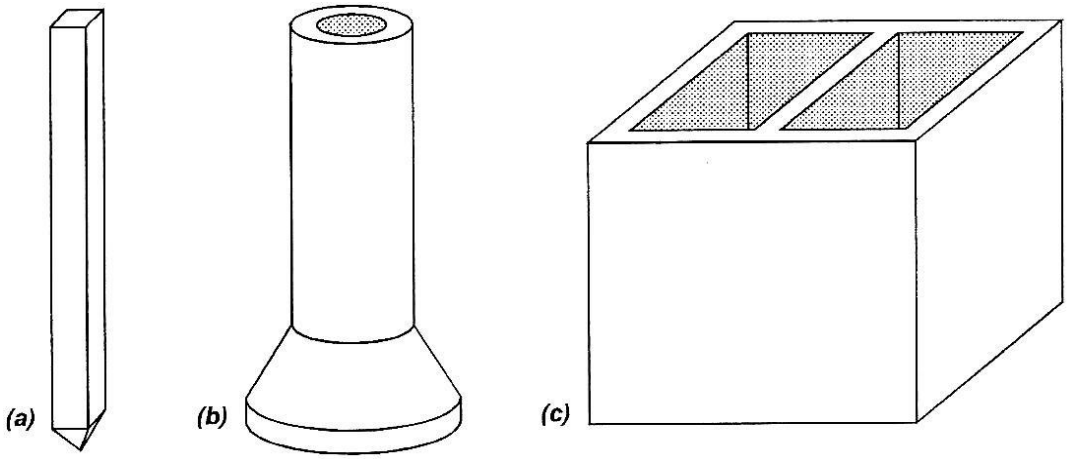
a) estacas – elementos de fundação formados por peças alongadas, de forma cilíndrica ou prismática, executadas através de cravação ou escavação do solo, a fim de transmitir cargas da estrutura a camadas de solo profundas;

b) tubulões – elementos de fundação de forma cilíndrica, de base alargada ou não, em que pelo menos na etapa final de execução, envolve a descida de operário. Eles também têm a função de transmitir os carregamentos da edificação a camadas de solo profundas;

c) caixões – são elementos de fundação de forma prismática e têm dimensões muito maiores que os tubulões. A concretagem dos elementos é realizada na superfície e a instalação é feita através de escavação interna.

Figura 2 – Principais tipos de fundação profunda:

(a) estacas, (b) tubulão e (c) caixão



(fonte: VELLOSO; LOPES, 1996, p. 15)

3.1.2 Estacas escavadas mecanicamente

As estacas escavadas mecanicamente são executadas com trado rotativo que removem o solo e posteriormente são moldadas in loco. Elas podem ser executadas até a profundidade de 40 m e possuem diâmetros que variam de 20 a 170 cm (FALCONI et al., 1998, 336).

Falconi et al. (1998, 342) descrevem que o equipamento de escavação das estacas possui um trado helicoidal, sustentado por torres metálicas, apoiadas em chassis metálicos ou acopladas a caminhões, que possuem um guincho, com a capacidade de tracionar o trado, na retirada do solo. A haste de perfuração pode ser toda helicoidal ou constituída de trados retilínios, com comprimento de 2 a 6 m, procedendo-se o avanço até a cota desejada através de mecanismo com prolongamento telescópico. Uma ilustração do equipamento é apresentada na figura 3.

Figura 3 – Equipamento de estacas escavadas mecanicamente

(fonte: AMG GEOTÉCNICA LTDA, 2011)

A NBR 6122 determina que, tão logo for executada a escavação, o fundo da perfuração é apiloado com soquete. Em seguida é inserida a armadura estrutural da estaca, nos casos

sujeitos à tração ou flexão, e o concreto é lançado através de funil, com comprimento mínimo de 1,5 m, com a finalidade de orientar o seu fluxo. O concreto deve ter as seguintes características (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 50):

a) consumo mínimo de cimento de 300 kg/m³;
b) abatimento de 8 a 12 cm para estacas não armadas e de 12 a 14 cm para estacas armadas;
c) diâmetro de agregado de no máximo 19 mm (brita um);
d) f_{ck} maior ou igual a 20 MPa aos 28 dias.

Este método executivo de estacas possui a vantagem de permitir a amostragem do solo escavado, com a retirada de todo o solo da perfuração. O equipamento utilizado pode ser de pequena dimensão e grande mobilidade, possibilitando a execução de estacas próximas à divisa. Porém, esta solução de estaca se restringe a terrenos com perfuração acima do lençol freático e solos com coesão (FALCONI et al., 1998, 342).

3.2 PROJETOS DE FUNDAÇÃO

No projeto e na execução de fundações, o bom desempenho da estrutura é garantido atendendo-se as seguintes condições mínimas: segurança, funcionalidade e durabilidade. Coeficientes de segurança contra a ruptura fixados nas normas técnicas NBR 6118 e NBR 6122 são utilizados na determinação da resistência dos elementos estruturais e do solo que dá suporte à estrutura. De acordo com a finalidade, a funcionalidade é garantida com o estudo dos deslocamentos que a fundação pode sofrer no solo em que se situa. Os recalques, que são os deslocamentos verticais, devem ser fixados em função dos limites aceitáveis para a estrutura prevista, no que se denomina interação solo-estrutura. Já a durabilidade prevista para a fundação deve ser igual ou maior que a da estrutura, deste modo considera-se a variação da resistência dos materiais da fundação com o passar do tempo (ALONSO, 1991, p. 1-2).

Velloso e Lopes (1996, p. 15-16) consideram que os elementos necessários para o desenvolvimento de um bom projeto de fundações são:

a) topografia da área;
b) dados geológico-geotécnicos;
c) dados da estrutura a construir;
d) dados sobre construções vizinhas.

O levantamento topográfico e os dados sobre taludes, encostas e erosões presentes no terreno ou que possam atingi-lo são necessários como condicionantes físicos da estrutura e das fundações. Deve-se conhecer alguns dados geológicos para se prever as características do solo da região do terreno, utilizando para isso mapas, fotos aéreas, levantamentos aerofotogramétricos ou artigos sobre experiências anteriores na área. Apesar destes levantamentos, a investigação do subsolo é imprescindível ao projeto de fundações, inclusive pela exigência da NBR 6122, podendo ser realizada através de ensaio de simples reconhecimento, ensaios de penetração estática, prova de carga em protótipos, etc. (VELLOSO; LOPES, 1996, p. 15-17).

No projeto de fundações os carregamentos devem ser previstos considerando-se todas as solicitações que venham ocorrer na superestrutura, tanto durante o uso como na fase construtiva, dentre elas carga axial, momentos fletores e cargas horizontais. Devem ser previstas considerações referentes ao próprio comportamento do solo, como empuxo, atrito negativo, ou a variação do nível do lençol freático (MILITITSKY et al., 2005, p. 55).

Alonso (1991, p. 5) ressalta a importância do controle de qualidade na execução de fundações:

> Durante a execução, as equipes envolvidas seguem, basicamente, o método executivo previsto na fase de projeto. Na interface projeto-execução situa-se o controle da qualidade da fundação, que deverá aferir as previsões feitas, adaptando a execução às mesmas ou fornecendo subsídios ao projeto para reavaliação.

Em fundações por estacas, Milititsky et al. (2005, p. 94) também afirmam que é necessária contínua comunicação entre o projetista e o executante, para que as condições previstas em projeto reflitam as condições reais e campo. Esta exigência se dá tanto por variações das características do solo observadas na etapa de investigação, como por limitações de equipamento e geometria de fundações incompatível à execução prevista. Muitas vezes são necessárias mudanças consideráveis no projeto original para que a fundação atenda os critérios de uso e desempenho.

3.3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Segundo Ang e Tang (2007, p. 23), os solos possuem propriedades inerentemente heterogêneas e altamente variáveis, por serem formados por camadas irregulares de vários materiais (argila, silte, areia, pedregulhos ou a combinação destes). A determinação da capacidade do solo é um requisito fundamental a projetos de fundação e as propriedades do solo devem ser analisadas com as limitadas informações disponíveis de campo e amostragem de solo.

A importância da investigação do subsolo é apontada pela prática americana relatada pelo *US Army Corps of Engineers*[1] (2001 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 14):

> Investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

Uma adequada investigação geotécnica é um fator de grande impacto na previsão de custos de uma obra, pois ela influencia enormemente a determinação das propriedades do solo e condicionantes de projeto. No Brasil, o custo envolvendo sondagens de reconhecimento geralmente varia entre 0,2% e 0,5% do custo da obra. O investimento em sondagem, além de ser obrigatório no País, justifica-se ao se obter projetos mais seguros e econômicos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 13).

De acordo com a NBR 8036, o número de sondagens em um terreno, bem como sua posição em planta, depende do tipo de estrutura prevista e suas particularidades e das condições geotécnicas do subsolo. Deve ser possível a obtenção de perfis que demonstrem a provável variação das camadas do subsolo no terreno. Assim, a Norma determina (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 1):

> As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:
>
> a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;

[1] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering design**: geotechnical investigations. Washington, 2001. Manual 1110-1-1804.

b) três para área entre 200 m² e 400 m².

Na investigação do subsolo é necessária a definição de um programa com as etapas da investigação e os objetivos a serem alcançados. Estas etapas são as de investigação (VELLOSO; LOPES, 1996, p. 41):

a) preliminar;
b) complementar ou de projeto;
c) para a fase de execução.

Na investigação preliminar, tenta-se conhecer o tipo de solo e suas principais características. São frequentemente executadas sondagens à percussão, com a profundidade das sondagens até a formação rochosa. Na investigação complementar, procura-se esclarecer a disposição das camadas de solo e caracterizar as propriedades do mesmo para dar maior confiabilidade à investigação. Nesta etapa, são realizadas as sondagens complementares para atender a NBR 8036/1983 e eventualmente são executadas sondagens especiais para retirada de amostras indeformadas para análise em laboratório. A investigação na fase de execução pode ser necessária no transcorrer da obra, em áreas consideradas críticas à obra ou a edificação. Outra necessidade ocorre quando as condições previstas não foram confirmadas na execução das fundações e é preciso modificar as fundações da edificação (VELLOSO; LOPES, 1996, p. 41-42).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 17), com os resultados de campo das sondagens, o engenheiro pode realizar duas abordagens distintas na interpretação dos resultados para a elaboração de um projeto geotécnico. As abordagens são por métodos diretos e indiretos.

O método direto tem natureza empírica ou semiempírica e é baseado em dados estatísticos, nos quais os dados dos ensaios de campo são correlacionados diretamente com medidas de desempenho de obras geotécnicas. Este é o método de maior utilização no Brasil, sendo o SPT (*Standart Penetration Test*) o tipo de sondagem mais utilizado com este método, aplicado tanto na estimativa de recalques, quanto à capacidade de carga de fundações (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 17).

Schnaid e Odebrecht (2012, p. 17-18) ainda citam a possibilidade do uso do método indireto de análise de resultados, em que os resultados de ensaios são aplicados à previsão das propriedades do solo. Este método permite o uso de conceitos e formulações de mecânica dos

solos. Assim, em alguns ensaios, são feitas simplificações que possibilitam a interpretação analítica ou numérica.

3.4 ENSAIO DE CAMPO SPT

O ensaio de SPT, no Brasil, está normalizado pela NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 2), que o define como "[...] ensaio pelo qual se determina o índice de resistência à penetração (N).". A norma considera que para aplicações em Engenharia Civil este ensaio tem a finalidade de determinar:

a) o tipo de solo no ponto analisado, com retirada de amostra deformada a cada metro perfurado;
b) a resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão a cada metro perfurado;
c) a posição do nível d'água.

A extensiva aplicabilidade do ensaio é citada por Schnaid e Odebrecht (2012, p. 23):

> O *Standart Penetration Test* (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também da identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projetos de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil.

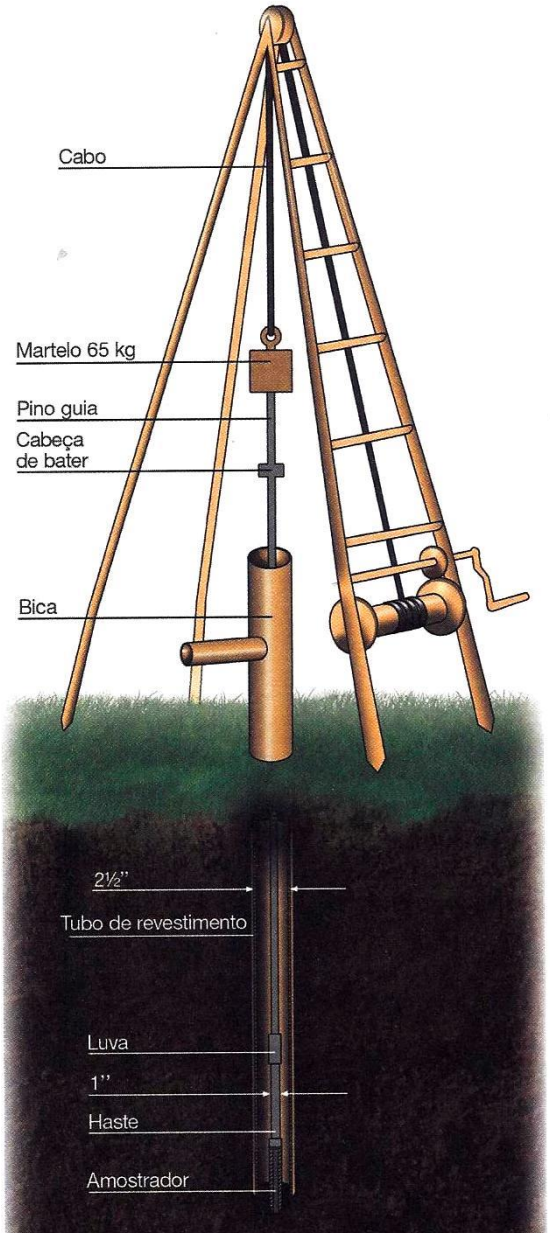
O procedimento do ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, com diâmetro externo de 50 mm, através de um peso de 65 kg, denominado martelo, que cai em queda livre de uma altura de 75 cm. O equipamento de sondagem também é composto por um conjunto de tripé, hastes, cabeça de bater e um conjunto de perfuração, como ilustra a figura 4 (QUARESMA et al., 1998, p. 120).

Os mesmos autores indicam que a execução do ensaio tem início com a montagem do equipamento no local de sondagem. Com o sistema de perfuração manual, o furo de sondagem é aberto e perfurado até a posição do início da sondagem. Posiciona-se o amostrador no fundo da perfuração, ergue-se o martelo por meio de roldanas a 75 cm da cabeça de bater e o libera em queda livre.

Através dos golpes do martelo, executa-se uma cravação inicial de 15 cm. Nos próximos 30 cm da cravação somam-se os golpes empregados, esta medida é o N, ou NSPT. Na retirada do

amostrador é recolhida a amostra contida em seu interior, para posterior caracterização. (QUARESMA et al., 1998, p. 120).

Figura 4 – Equipamento de sondagem



(fonte: SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 25)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012, p. 24), este ensaio de campo apresenta muitas vantagens em relação aos demais. O equipamento é de grande simplicidade e baixo custo, apenas se deve atentar às dimensões e medidas fixadas na NBR 6484/2001. Já os resultados, expressos em número de golpes, podem facilmente ser relacionados por meio de proposições diretas, de caráter empírico. Apesar da pouca racionalidade dos métodos que utilizam o SPT

na definição da capacidade portante do solo, este é o processo dominante na prática de Engenharia de Fundações.

3.5 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A NBR 6122 define que a carga admissível (Qa) é a força que quando aplicada à fundação provoca recalques compatíveis com a construção e apresenta segurança contra a ruptura do solo e do elemento de fundação. A carga admissível é obtida aplicando-se um fator de segurança à carga de ruptura, conforme a fórmula 1. O fator de segurança global à ruptura deve ser igual a dois para fundações. Este dimensionamento é o que a norma considera de verificação do estado-limite último (ELU) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 7-15):

$$Q_a \leq \frac{Qu}{FS} \qquad \text{(fórmula 1)}$$

Onde:
Q_a = capacidade de carga admissível [kN];
Q_u = capacidade de carga da estaca na ruptura [kN];
FS = fator de segurança global.

Estacas carregadas verticalmente têm a capacidade de resistir à solicitações da estrutura parcialmente pela ponta, que resiste à tensões normais, e parcialmente ao longo de seu fuste, que resiste ao cisalhamento (fórmula 2) (DÉCOURT et al., 1998, p. 265).

A NBR 6122 ainda destaca que no caso das estacas escavadas apenas 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Casos em que se preveem a utilização da capacidade de carga na ponta acima de 20% da carga admissível deve-se especificar algum processo executivo de limpeza da ponta no projeto de fundações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 26):

$$Q_u = Q_s + Q_p \qquad \text{(fórmula 2)}$$

Onde:

Q_u = capacidade de carga da estaca [kN];

Q_s = capacidade de carga resistida pelo fuste da estaca [kN];

Q_p = capacidade de carga resistida pela ponta da estaca [kN].

A seguir são abordados dois métodos diretos de previsão de capacidade de carga de estacas, que utilizam correlações semiempíricas com ensaios de campo.

3.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975, p. 367-370) foi desenvolvido a partir de dados estatísticos de ensaios de penetração estática (cone). A fundamentação do método é baseada no ensaio de cone, mas é possível a utilização dos resultados de SPT através do coeficiente de conversão K, que relaciona a resistência da ponta do cone com o NSPT. A expressão da capacidade última é representada pela fórmula 3:

$$Q_{rup} = A_p \frac{K.N_P}{F_1} + P \sum \frac{\alpha.K.N_m}{F_2}.\Delta L \qquad \text{(fórmula 3)}$$

Onde:

Q_{rup} = carga de ruptura da estaca [kN];

A_p = área da ponta da estaca [m²];

N_P = valor médio do N_{SPT} próximo à ponta da estaca;

F_1 = coeficiente da resistência de ponta;

P = perímetro da estaca [m];

α = variável dependente do tipo de solo;

K = variável dependente do tipo de solo [MPa];

N_m = N_{SPT} médio para cada ΔL;

F_2= coeficiente da resistência lateral;

ΔL = espessura de cada camada de solo [m].

Begemann[2] (1965 apud DÉCOURT et al., 1998, p. 274) destaca que o coeficiente α da fórmula de Aoki e Velloso correlaciona o atrito lateral do ensaio de cone com a tensão de ponta do ensaio. Os coeficientes K e α são dependentes do tipo do solo e estão expressos na tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes K e α

TIPO DE SOLO	K (kPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3
Argila	0,20	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4
Argila silto-arenosa	0,33	3

(fonte: AOKI; VELLOSO, 1975, p. 371)

Os coeficientes F1 e F2 são fatores de correção para as resistências de ponta e lateral da estaca, respectivamente. Estes coeficientes, apresentados na tabela 2, relacionam a escala entre estaca e penetrômetro do ensaio de cone, assim como a forma de instalação da estaca (AOKI; VELLOSO, 1975, p. 370). Na avaliação da resistência de ponta da estaca, trabalhos

[2] BEGEMANN. H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGENEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings…**Toronto: University Press, 1965, v. 1, p. 17-20.

posteriores de Laprovitera[3] (1988 apud EMMER, 2004, p. 56) e Benegas[4] (1993 apud EMMER, 2004, p. 56) sugerem que deve-se tomar os valores de NSPT numa faixa de um diâmetro acima e um diâmetro abaixo da ponta da estaca.

Tabela 2 – Valores de F_1 e F_2

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,5	5
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Metálica	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz, Hélice e Ômega	2	4

(fonte: CINTRA; AOKI[5], 2010 apud HORTEGAL, 2011, p. 15)

3.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

O método proposto por Décourt e Quaresma (1978, p. 45-50) foi efetuado utilizando dados de ensaios de SPT e provas de cargas, avaliando a capacidade de carga de estacas exclusivamente com o SPT e o conhecimento do tipo de solo. Este método foi desenvolvido em estacas pré-moldadas de concreto, mas considerou-se a ampliação de aplicação para outros tipos de estacas.

Uma versão posterior da formulação de avaliação da capacidade das estacas é apresentada por Décourt et al. (1998, p. 275) (fórmula 4), já com a consideração do tipo de estacas:

$$Q_{rup} = \alpha . k . N_{P.} A_p + 10 . P . \beta \sum \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \qquad \text{(fórmula 4)}$$

[3] LAPROVITERA, H. **Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

[4] BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga x recalque de estacas a partir do SPT**. 1993. (Não paginado). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

[5] CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 1.

Onde:

Q_{rup} = carga de ruptura da estaca [kN];

A_p = área da ponta da estaca [m²];

N_P = valor médio do N_{SPT} próximo à ponta da estaca;

α = coeficiente em função do tipo de solo e estaca para a reação de ponta;

P = perímetro da estaca [m];

β = coeficiente em função do tipo de solo e estaca para o atrito lateral;

k = coeficiente dependente do tipo de solo;

N_m = N_{SPT} médio para cada ΔL;

ΔL = espessura de cada camada de solo [m].

Dada a origem empírica e experimental, o método considera que na resistência de ponta, o tipo de solo é determinante na avaliação da capacidade de carga, de acordo com a tabela 3. Similarmente ao método de Aoki e Velloso, o valor de N_p deve ser tomado como a média dos três últimos valores de NSPT (DÉCOURT; QUARESMA, 1978, p. 47-50).

Tabela 3 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

TIPO DE SOLO	K (kN/m²)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

(fonte: DÉCOURT; QUARESMA, 1978, p. 47)

Décourt e Quaresma[6] (1982 apud NIENOV, 2006 p. 35) fizeram modificações no método na determinação de N_m, de resistência lateral ao longo do fuste, os valores de NSPT ≤ 3 devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Uma proposição mais recente do método, por Décourt et al.[7] (1996 apud NIENOV, 2006, p. 35) introduz os coeficientes α e β, de reação de ponta e atrito lateral respectivamente. Os

[6] DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam, **Proceedings...** Rotterdam: BALKEMA, A. A., 1982. v. 1, p. 29-34.

[7] DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. p. 265-301.

coeficientes permitem correlacionar o método desenvolvido em estacas cravadas, para outros tipos de estacas, com valores expressos nas tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Valores do coeficiente α em função do tipo de solo e estaca

Tipo de solo \ Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice-Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

(fonte: DÉCOURT et al., 1998, p. 275)

Tabela 5 – Valores do coeficiente β em função do tipo de solo e estaca

Tipo de solo \ Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice-Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

(fonte: DÉCOURT et al., 1998, p. 276)

3.6 TRANSMISSÃO DE SOLICITAÇÕES ÀS ESTACAS

Para distribuir as ações provenientes da estrutura, frequentemente são necessárias mais de uma estaca, devendo estas ser unidas através de um bloco de coroamento ou bloco de fundação. O conjunto de estacas unidas pelo bloco de coroamento denomina-se estaqueamento podendo ser constituído por estacas verticais, inclinadas ou ambas (ALONSO, 1989, p. 30).

Segundo Alonso (1989, p. 31), o método de Nökkentved pode ser aplicado na distribuição dos esforços da estrutura às estacas. Ele considera que as estacas funcionam como hastes bi-rotuladas, desprezando a contenção lateral do solo. Ele também considera as seguintes hipóteses:

a) o bloco de coroamento das estacas é infinitamente rígido, podendo suas deformações ser desprezadas;

b) o material da estaca obedece à lei de Hooke;

c) a carga da estaca é proporcional à projeção do deslocamento do topo da estaca sobre o eixo da mesma, antes do deslocamento.

Quando consideradas apenas estacas verticais ao plano do terreno, o método se resume na fórmula de flexão composta de Resistência dos Materiais, expressa na fórmula 5, tendo alguns de seus componentes ilustrados na figura 5. O estaqueamento do bloco sujeito a momentos acaba por ser resolvido através de tentativas, só podendo ser considerado válido quando a reação em cada estaca for menor ou igual às forças admissíveis de compressão ou tração (MUNHOZ, 2004, p. 25):

$$R_i = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x . y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y . x_i}{\sum x_i^2} \qquad \text{(fórmula 5)}$$

Onde:

N_d = carga axial atuante;

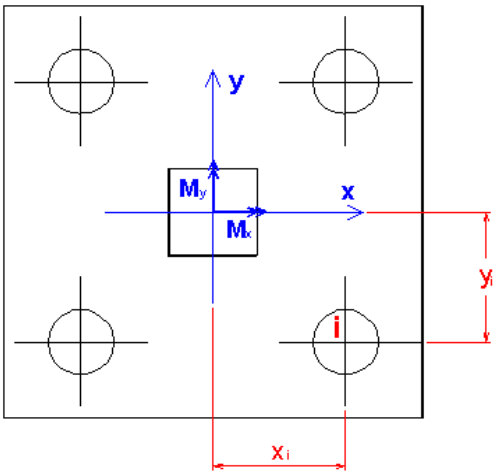
n = quantidade de estacas no bloco;

M_x = momento atuante em torno do eixo x;

M_y = momento atuante em torno do eixo y;

y_i, x_i = coordenadas do centro da seção a cada estaca.

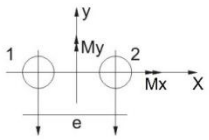
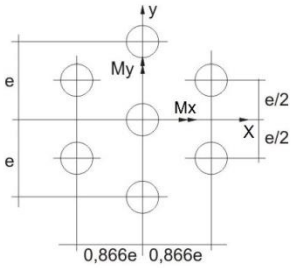
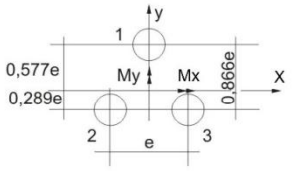
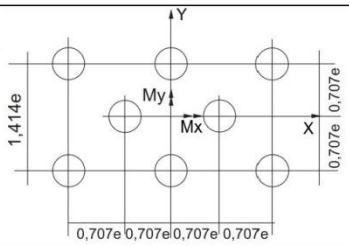
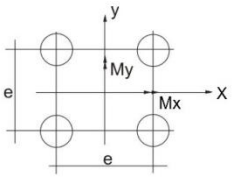
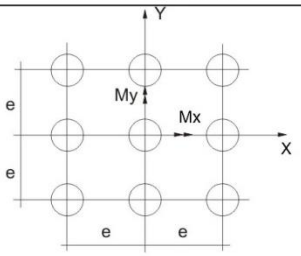
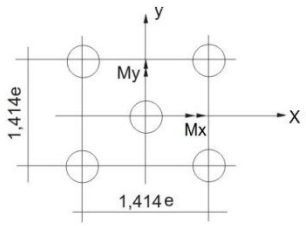
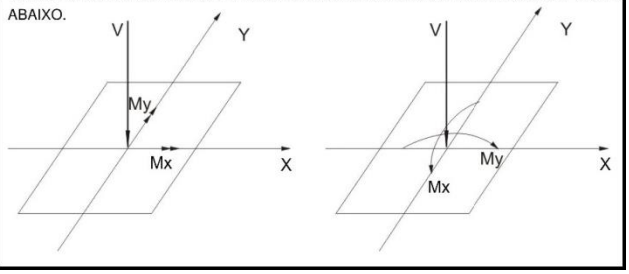
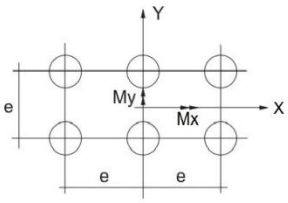
Figura 5 – Nomenclatura da distribuição de esforços no bloco



(fonte: MUNHOZ, 2004, p. 25)

Com base nas fórmulas de Nökkentved, Alonso (1989, p. 36-39), resume, através de um formulário, as fórmulas de estaqueamento simétricos, expostos no quadro 1.

Quadro 1 – Estaqueamento em planos verticais

DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NO BLOCO	ESFORÇO MÍNIMO E MÁXIMO NAS ESTACAS	DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NO BLOCO	ESFORÇO MÍNIMO E MÁXIMO NAS ESTACAS
	$N_{mín} = 1 = \frac{V}{2} - \frac{M_y}{e}$ $N_{máx} = 2 = \frac{V}{2} + \frac{M_y}{e}$		Se $\frac{M_x}{M_y} \geq 0{,}5767$ $N_{máx} = \frac{V}{7} + \frac{1{,}732M_x + M_y}{6e}$ $N_{mín} = \frac{V}{7} - \frac{1{,}732M_x + M_y}{6e}$ Se $\frac{M_x}{M_y} \leq 0{,}5767$ $N_{máx} = \frac{V}{7} + \frac{M_y}{3e}$ $N_{mín} = \frac{V}{7} - \frac{M_y}{3e}$
	$N_1 = \frac{V}{3} - \frac{M_x}{0{,}866e}$ $N_2 = \frac{V}{3} + \frac{M_x}{1{,}732e} - \frac{My}{e}$ $N_3 = \frac{V}{3} + \frac{M_x}{1{,}732e} + \frac{My}{e}$		$N_{máx} = \frac{V}{8} + \frac{1{,}257M_x + 1{,}886M_y}{8e}$ $N_{mín} = \frac{V}{8} - \frac{1{,}257M_x + 1{,}886M_y}{8e}$
	$N_{mín} = \frac{V}{4} - \frac{M_x + M_y}{2e}$ $N_{mín} = \frac{V}{4} + \frac{M_x + M_y}{2e}$		$N_{máx} = \frac{V}{9} + \frac{M_x + M_y}{6e}$ $N_{mín} = \frac{V}{9} - \frac{M_x + M_y}{6e}$
	$N_{máx} = \frac{V}{5} + \frac{M_x + M_y}{2{,}828e}$ $N_{mín} = \frac{V}{5} - \frac{M_x + M_y}{2{,}828e}$	NOTA: FORMULARIO VÁLIDO PARA O SENTIDO DOS VETORES INDICADOS NA FIGURA ABAIXO. 	
	$N_{máx} = \frac{V}{6} + \frac{1{,}5M_x + 2M_y}{6e}$ $N_{mín} = \frac{V}{6} - \frac{1{,}5M_x + 2M_y}{6e}$		

(fonte: adaptado de ALONSO, 1989, p. 39)

3.7 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Este item do capítulo aborda inicialmente os aspectos gerais de blocos de fundações e em seguida descreve o método de cálculo estrutural de blocos, pelo método da Comissão Europeia do Concreto (CEB).

3.7.1 Aspectos gerais

Segundo a NBR 6118, os blocos são estruturas usadas para transmitir as cargas da superestrutura às estacas, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis. Um bloco é considerado rígido quando verificada a condição da fórmula 6, neste caso o espaçamento entre estacas varia de 2,5 a 3 diâmetros da estaca e pode-se admitir plana a distribuição de cargas nas estacas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 168-169):

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \qquad \text{(fórmula 6)}$$

Onde:
h = altura do bloco;
a = dimensão do bloco em determinada direção;
a_p= dimensão do pilar na mesma direção.

A NBR 6118 também define os modelos de cálculo aceitos para os blocos sobre estacas, que podem ser tridimensionais lineares ou não e modelos biela-tirante tridimensionais. Entretanto, não são apresentadas na norma diretrizes para o dimensionamento e verificação dos blocos sobre estacas. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 169-170).

3.7.2 Método do CEB

O método do CEB para o cálculo de blocos sobre estacas propõe o dimensionamento e verificações de segurança para tensões normais e tangenciais. Os esforços solicitantes são determinados em seções transversais específicas no bloco e em cada seção efetua-se o dimensionamento à flexão e verificações de forças cortantes (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON[8], 1970 apud OLIVEIRA, 2009 p. 85).

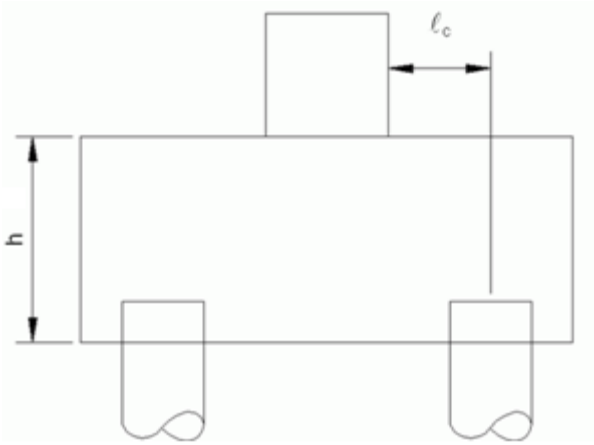
[8] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de foundation**: Paris, 1970. Bulletin d'information n. 73.

Assim como na NBR 6118, o método do CEB também classifica os blocos sobre estacas em rígidos ou flexíveis e determina que a rotina de cálculo proposta seja válida apenas para blocos rígidos, nos quais a altura do bloco tenha de dois terços a duas vezes a distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, conforme a figura 6 e a fórmula 7 (OLIVEIRA, 2009, p. 85):

$$\frac{2}{3} l_c \leq h \leq 2 l_c \qquad \text{(fórmula 7)}$$

Onde:
l_c – distância entre o eixo da estaca e o pilar;
h – altura do bloco.

Figura 6 – Dimensões para definição de bloco rígido



(fonte: OLIVEIRA, 2009, p. 85)

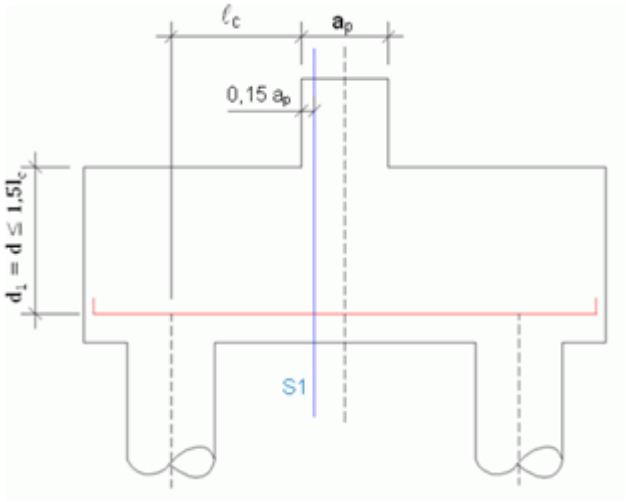
O procedimento para o projeto de blocos sobre estacas por meio deste método deve seguir a rotina de cálculo descrita a seguir.

3.7.2.1 Dimensionamento da armadura inferior

Segundo Munhoz (2004, p. 52-53), o dimensionamento da armadura principal do bloco é feito através de verificação à flexão de uma seção de referência interna plana, normal à superfície do bloco. A seção, denominada S_1, situa-se entre as faces do pilar a uma distância de 0,15 a_p, medida do lado do pilar no sentido perpendicular à seção considerada. O método também

pondera a altura útil da seção S_1, sendo adotada como a altura útil da seção paralela a S_1, situada na face do pilar, salvo se esta altura exceder 1,5 vezes a aba l_c do bloco, medida perpendicularmente a S_1, limitando-se, portanto, a altura útil a 1,5 l_c. Os critérios da seção de referência de cálculo são demonstrados na figura 7. No caso de blocos sobre muitas estacas, a aba l_c é avaliada a partir do eixo da estaca mais afastada da face do pilar.

Figura 7 – Seção de referência S_1



(fonte: OLIVEIRA, 2009, p. 86)

A armadura inferior do bloco é dimensionada para o momento fletor que ocorre na seção de referência S_1. Este momento é calculado levando-se em conta o produto da reação das estacas e a distância dessa à seção de referência. São consideradas as reações das estacas localizadas entre a seção S_1 e face lateral do bloco, paralela à seção, e que não atravessa o centro do pilar. Nos casos em que a armadura é predominante em uma das direções do bloco, a armadura na outra direção pode ser considerada com área igual a 20% da área da armadura principal (MUNHOZ, 2004, p. 53).

De acordo com Munhoz (2004, p. 53-54), a armadura inferior para resistir à força de tração no bloco de fundação pode ser distribuída tanto por barras em faixas sobre as estacas, como transversalmente ao longo de todo o bloco. Deve-se atentar também a ancoragem das armaduras, que têm de ser dispostas além das estacas periféricas. A ancoragem é considerada efetiva quando a armadura inferior que atravessa a superfície cilíndrica axial sobre a estaca pode equilibrar uma força igual a 0,8 vezes a reação da estaca.

A NBR 6118 define que para as tensões resistentes de cálculo, para combinações normais, adotam-se coeficientes de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s), com valores de 1,4 e 1,15, respectivamente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 64). A Norma ainda define que para análises no limite último, o diagrama de tensão-deformação, a tensão do concreto admitida é $0{,}85f_{cd}$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 24). A partir destas considerações da NBR 6118, a área de aço da armadura inferior é definida pelas fórmulas 8 e 9:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \qquad \text{(fórmula 8)}$$

$$A_s = \frac{M_1}{0{,}85.\,d.\,f_{yd}} \qquad \text{(fórmula 9)}$$

Onde:

f_d – resistência de cálculo;

f_k – resistência característica;

γ_m – coeficiente de ponderação das resistências;

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração (cm²);

M_1 – momento fletor que ocorre na seção de referência S_1 (kN.m);

d – altura útil da seção S_1 (cm);

f_{yd} – resistência de cálculo de escoamento do aço (kN/cm^2).

3.7.2.2 Aderência das barras da armadura principal

O método do CEB define que seja verificada a aderência das armaduras, para que não ocorra o escorregamento das mesmas. Verifica-se o esforço cortante nas armaduras de acordo com a fórmula 10, porém modificou-se o termo f_{bd}, que é a resistência de aderência de cálculo da armadura passiva, adotando-se os critérios de resistência de aderência da norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 26):

$$V_{d1} \leq 0{,}9.\,d.\,n.\,\pi.\,\phi.\,f_{bd} \qquad \text{(fórmula 10)}$$

Onde:

V_{d1}– força cortante de cálculo relativa à seção S_1 (kN);

d – altura útil da seção S_1 (cm);

n – número de barras por unidade de largura;

ϕ – diâmetro da barra de aço (cm);

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo da armadura passiva (kN/cm²).

Segundo a NBR 6118, a resistência de aderência de cálculo da armadura passiva pode ser obtida pelas fórmulas 11, 12, 13 e 14 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 22, 32):

$$f_{bd} = \eta_1.\,\eta_2.\,\eta_3.\,f_{ctd} \qquad \text{(fórmula 11)}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \qquad \text{(fórmula 12)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7.\,f_{ctm} \qquad \text{(fórmula 13)}$$

$$f_{ctm} = 0{,}3.\,f_{ck}{}^{2/3} \qquad \text{(fórmula 14)}$$

Onde:

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo da armadura passiva [MPa];

η_1 – fator devido ao tipo de barras, conforme quadro 2;

η_2 – fator devido à condição de aderência das barras, conforme quadro 2;

η_3 – fator em função do diâmetro das barras, conforme quadro 2;

f_{ctd} – resistência de cálculo à tração do concreto [MPa];

$f_{ctk,inf}$ – resistência característica inferior à tração do concreto [MPa];

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

f_{ctm} – resistência média à tração do concreto [MPa];

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto [MPa].

Quadro 2 – Fatores η_1, η_2 e η_3

η_1	η_2	η_3
1,0 para barras lisas (CA-25)	1,0 para situações de boa aderência	1,0 para $\phi < 32$mm
1,4 para barras nervuradas (CA-60)	0,7 para situações de má aderência	$[(132-\phi)/100]$ para $\phi \geq 32$mm
2,25 para barras nervuradas (CA-50)		

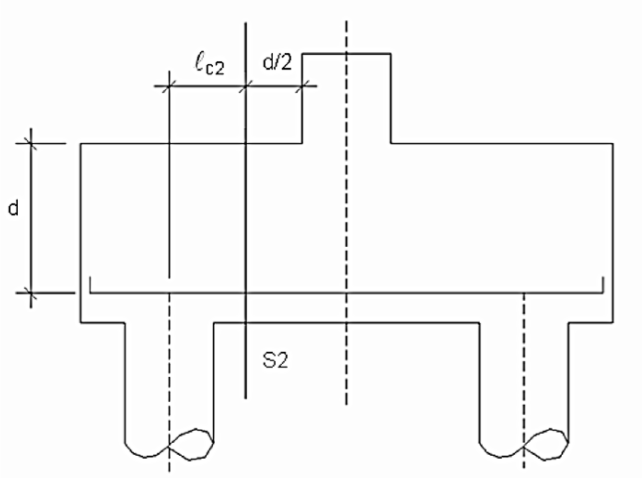
ϕ - diâmetro da barra

(fonte: adaptado da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 32)

3.7.2.3 Resistência à força cortante

Nas verificações da resistência à força cortante, a seção de referência S_2 é definida como sendo paralela à face do pilar a uma distância de metade da altura do bloco, como na figura 8. No caso de estacas próximas ao pilar, em que algumas estacas ficam situadas a uma distância da face do pilar inferior a metade da altura útil do bloco, a seção é considerada na região da própria face do pilar (OLIVEIRA, 2009, p. 89-90).

Figura 8 – Seção de referência S_2



(fonte: OLIVEIRA, 2009, p. 89)

Define-se, a largura da seção de referência S_2, como a soma da dimensão do pilar, medida segundo a horizontal, e a altura útil do bloco, conforme fórmula 15 e figura 9. Já a altura útil d_2 da seção S_2 é igual à altura útil do bloco medida na própria seção. Porém, se altura d_2 exceder uma vez e meia a medida da aba l_{c2} do bloco fica limitada a esse valor. No caso de blocos sobre muitas estacas, a aba l_{c2} é medida a partir da seção S_2 ao eixo da estaca mais afastada do bloco, como mostra a fórmula 16 (OLIVEIRA, 2009, p. 89-91):

$$b_2 = b_p + d \qquad \text{(fórmula 15)}$$

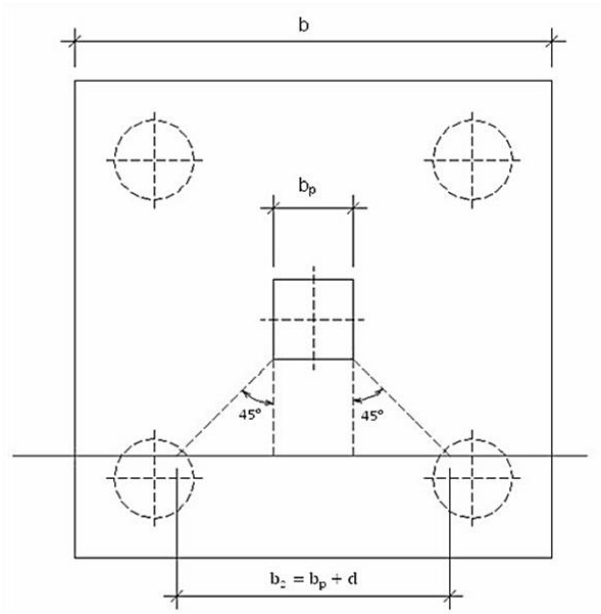
Onde:

b_2 – largura da seção de referência;

b_p– dimensão do pilar;

d – altura útil do bloco.

Figura 9 – Largura da Seção de referência S_2



(fonte: OLIVEIRA, 2009, p. 90)

$$d_2 \leq 1{,}5\, l_{c2} \qquad \text{(fórmula 16)}$$

Onde:

d_2 – altura útil da seção S_2;

l_{c2} – medida da aba do bloco a partir do eixo da estaca mais afastada da seção S_2.

Segundo Munhoz (2004, p. 56), "A força de referência V_d é igual a componente normal à superfície de apoio da resultante das forças aplicadas sobre uma ou outra das partes do bloco limitadas pela seção de referência S_2.". No método do CEB a força cortante V_d, avaliada na seção de referência S_2 deve ser inferior ou no mínimo igual à força cortante limite dada pela fórmula 17 (MUNHOZ, 2004, p. 57):

$$V_{d,lim} = \frac{0,25}{\gamma_C} \cdot \left(1 - \frac{l_c}{5d}\right) . b_2 . d_2 . \sqrt{f_{ck}} \qquad \text{(fórmula 17)}$$

Onde:

$V_{d,lim}$ – força cortante limite (kN);

γ_C – coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

l_c – distância entre o eixo da estaca e o pilar (cm);

d – altura útil do bloco (cm);

b_2 – largura da seção de referência (cm);

d_2 – altura útil da seção S2 (cm);

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (kN/cm^2).

3.7.3 Blocos com uma estaca

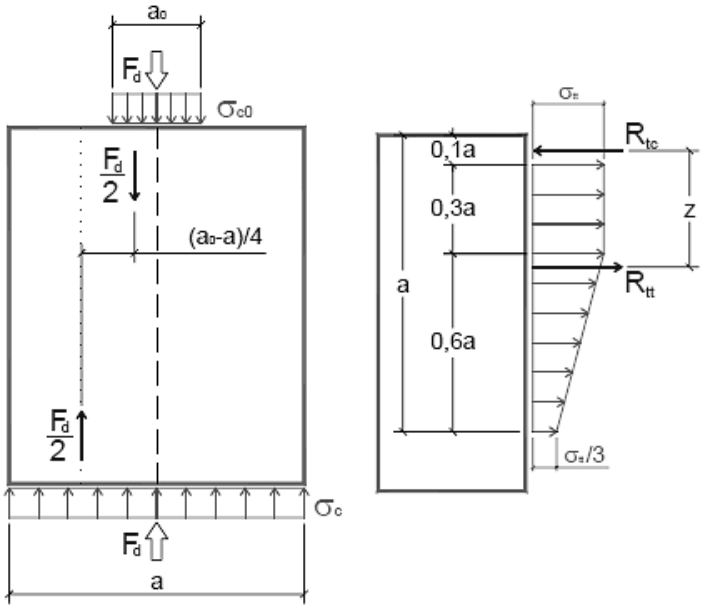
Blocos com uma estaca, também chamados de blocos de transição, têm a função de transmitir os carregamentos do pilar à estaca. O método do CEB não contempla o dimensionamento de blocos com apenas uma estaca (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON[9], 1970 apud MUNHOZ, 2004 p. 33).

[9] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de foundation**: Paris, 1970. Bulletin d'information n. 73.

Langendonck[10] (1957 apud MUNHOZ, 2004, p. 67) e Fusco (1995, p. 116) estudaram o comportamento de blocos parcialmente carregados e concluíram que, devido à mudança de seção do pilar para a estaca, pelo bloco, ocorre uma redistribuição das tensões. Ao longo do eixo do bloco, longitudinalmente à estaca e pilar, as tensões são de compressão, que também ocorre nas outras duas direções transversais, na região próxima à face de carregamento. No restante do comprimento do bloco, no sentido transversal, verificou-se tensões de tração. Para resistir ao fendilhamento, devido ao esforço de tração, utiliza-se armadura transversal, calculada através de um modelo simplificado sugerido por Langendonck[11] (1957 apud MUNHOZ, 2004, p. 67), mostrado na figura 10.

Langendonck[12] (1957 apud MUNHOZ, 2004, p. 68) determinou a força transversal de tração sofrida pelo bloco, exposta na fórmula 18. A partir desta, a fórmula 19 determina a área da seção transversal de aço da armadura de fretagem, necessária para resistir ao fendilhamento.

Figura 10 – Modelo de forças sugerido por Langendonck



(fonte: MUNHOZ, 2004, p. 67)

[10] LANGENDONCK, T, H de M van. **Cálculo de Concreto**. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1957. v. 1-2.

[11] op. cit.

[12] op. cit.

$$R_{tt} = 0{,}28.\left(1 - \frac{a_0}{a}\right).F_d \qquad \text{(fórmula 18)}$$

$$A_s = 0{,}28.\left(\frac{\emptyset_{est} - a_0}{\emptyset_{est}}\right).\frac{F_d}{f_{yd}} \qquad \text{(fórmula 19)}$$

Onde:

R_{tt} – força cortante limite (kN);

a_0 – largura do pilar (cm);

a – largura do bloco (cm);

F_d – força aplicada no bloco (kN);

A_s – área da seção transversal de aço (cm²);

$\emptyset_{est}$ – diâmetro da estaca (cm);

f_{yd} – resistência característica à compressão do concreto (kN/cm^2).

Para blocos de duas ou mais estacas, os momentos-fletores são absorvidos pela própria geometria do bloco, que converte estes carregamentos em forças axiais diferentes para cada estaca, de acordos com as fórmulas de Nökkentved. Para estacas isoladas, a NBR 6122 define que deve ser previsto travamento para estacas com diâmetro menor do que 30 cm. Para diâmetros maiores, é permitido um desvio do eixo da estaca ao ponto de aplicação da carga de 10% da menor dimensão da estaca (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 31). A consequência para a aplicação da carga fora do eixo da estaca é o surgimento de momentos-fletores. Assim a capacidade da estaca de resistir a estes carregamentos pode ser expressa pela capacidade de carga axial da estaca multiplicada por 10% do diâmetro da estaca circular.

4. CRITÉRIOS, CÁLCULOS E RESULTADOS

Este capítulo apresenta os carregamentos do edifício estudado e os critérios de projeto do terreno, que define a capacidade de carga através de sondagem. Explica também os critérios de cálculo das combinações de ações e dimensionamento estrutural das estacas e blocos. São apresentados os preços de materiais e serviços e os resultados obtidos da análise comparativa dos custos de execução dos conjuntos de blocos e estacas.

4.1 CARREGAMENTOS DO EDIFÍCIO ESTUDADO

Para este trabalho, foi escolhido um edifício que possuísse carregamentos axiais e momentos-fletores de diversas magnitudes. O edifício apresenta 37 pontos de cargas, dos quais 2 deles, de números P18 e P21, encontram-se muito próximos e apresentam elevado carregamento. Pelos motivos apresentados, definiu-se que os mesmos teriam 1 bloco de fundação para uni-los. Adicionalmente à carga axial dos pontos de carga, acrescentou-se 5% sobre a carga vertical permanente devido ao peso próprio dos blocos de fundação, de acordo com a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 13). O projeto estrutural e os carregamentos do edifício encontram-se no anexo A.

4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

Este item do capítulo aborda a definição da profundidade das estacas, pela sondagem e o cálculo da capacidade de carga de cada estaca com os diferentes diâmetros.

4.2.1 Definição da profundidade das estacas através do SPT

Para o terreno estudado foram executadas sete sondagem à percussão SPT. Após a análise do perfil de sondagem mais representativo do terreno, escolheu-se aquele que geraria capacidades de carga para as estaca de forma mais conservadora. Foi escolhida a sondagem em que o impenetrável apresentava-se 1 metro acima dos demais, gerando capacidades de carga ligeiramente menores. Este procedimento foi adotado, pois em um projeto de fundações que prevê o uso da capacidade de ponta, sempre se executa a estaca até atingir o impenetrável,

ou solo mais compactado, caso que possivelmente acontece na região dos demais pontos de sondagem. A profundidade das estacas foi definida em 14m a partir do nível do solo, pois a análise da sondagem indicou o impenetrável nesta profundidade. A sondagem é apresentada no anexo B.

4.2.2 Definição da capacidade de carga das estacas

Na definição da capacidade de carga geotécnica das estacas foram utilizados ambos os métodos de Aoki Veloso e Décourt Quaresma. Os dois métodos geraram resultados bastante próximos, assim, adotou-se para cada diâmetro de estaca o método que gerou a menor capacidade de carga, a favor da segurança. O quadro 3 mostra as capacidades de carga adotadas para as estacas, já o detalhamento dos cálculos pode ser encontrado no apêndice A.

Quadro 3 – Capacidade de carga das estacas

MÉTODO \ DIÂMETRO	ϕ 30 cm	ϕ 40 cm	ϕ 50 cm	ϕ 60 cm	ϕ 70 cm
Aoki Veloso	47,8 tf	75,2 tf	108,4 tf	147,4 tf	192,1 tf
Décourt Quaresma	50,2 tf	76,4 tf	107,3 tf	142,9 tf	183,2 tf
Método adotado	Aoki V.	Aoki V.	Décourt Q.	Décourt Q.	Décourt Q.
Capacidade adotada	47 tf	75 tf	107 tf	142 tf	183 tf

ϕ - diâmetro da estaca

(fonte: elaborado pelo autor)

4.3 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Neste item, apresentam-se as combinações de ações dos carregamentos nas fundações e os critérios de cálculo de dimensionamento estrutural das estacas e dos blocos de fundação.

4.3.1 Combinações de ações

Os carregamentos provenientes do projeto estrutural do edifício já fazem ponderações de ações permanentes, variáveis e acidentais na estrutura. O projeto também ressalva que a carga acidental já se encontra somada à carga permanente, podendo ter sido adotada redução, prevista na NBR 6120/1980[13].

[13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

Através de análise dos possíveis carregamentos exercidos na estrutura, em função de cargas acidentais e de vento, chegou-se a 10 possibilidades de carregamentos para cada ponto de carga, analisando-se os ventos incididos nas faces ortogonais da edificação aqui denominadas X e Y. Foram considerados os seguintes casos: somente a carga permanente, a carga permanente menos a acidental, carga permanente com vento na face X, carga permanente com vento na face Y, estas duas últimas configurações com os sinais dos carregamentos invertidos e também as quatro últimas configurações sem a carga acidental. É possível uma melhor compreensão com estas informações expressas no quadro 4.

Quadro 4– Casos de carregamentos analisados

Casos	Tipo de carregamento
Caso 1	Carga permanente
Caso 2	Carga permanente - carga acidental
Caso 3	Carga permanente + carregamentos de vento face X (sinais positivos)
Caso 4	Carga permanente + carregamentos de vento face X (sinais invertidos)
Caso 5	Carga permanente + carregamentos de vento face Y (sinais positivos)
Caso 6	Carga permanente + carregamentos de vento face Y (sinais invertidos)
Caso 7	Carga permanente - carga acidental + carregamentos de vento face X (sinais positivos)
Caso 8	Carga permanente - carga acidental + carregamentos de vento face X (sinais invertidos)
Caso 9	Carga permanente - carga acidental + carregamentos de vento face Y (sinais positivos)
Caso 10	Carga permanente - carga acidental + carregamentos de vento face Y (sinais invertidos)

(fonte: elaborado pelo autor)

A NBR 6122 faz uma consideração sobre os efeitos do vento nas fundações. Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se o vento como a ação variável principal, os valores de carga admissível em estacas podem ser majorados em até 30% (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 3).

4.3.2 Dimensionamento estrutural das estacas

No dimensionamento estrutural das estacas seguiram-se as recomendações de estacas moldadas em loco contidas na tabela 4 da NBR 6122. A armadura foi dimensionada, considerando-se no mínimo 0,5% da área da seção transversal de aço, em relação à área da seção transversal da estaca. O comprimento da armadura longitudinal foi considerado em 2,5 m, sendo 50 cm utilizados para a ancoragem da estaca ao bloco. Utilizam-se também estribos

construtivos na região armada espaçados a cada 20 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 32).

Em relação ao concreto, considerou-se que na moldagem das estacas há uma perda de 15% do volume da estaca em concreto. O quadro 5 demostra o dimensionamento efetuado para as estacas com profundidade de 14 m.

Quadro 5 – Dimensionamento estrutural das estacas

Estaca	Concreto (m^3)	Armadura longitudinal	Estribos	Peso de aço total (kg)
D 30cm	1,14	4 ϕ 12,5mm	ϕ 6,3mm c/20 cm	11,5
D 40cm	2,02	6 ϕ 12,5mm	ϕ 6,3mm c/20 cm	17,1
D 50cm	3,16	8 ϕ 12,5mm	ϕ 6,3mm c/20 cm	22,9
D 60cm	4,55	8 ϕ 16,0mm	ϕ 6,3mm c/20 cm	36,0
D 70cm	6,19	10 ϕ 16,0mm	ϕ 6,3mm c/20 cm	44,9

D - Diâmetro da estaca
ϕ - Diâmetro das barras

(fonte: elaborado pelo autor)

4.3.3 Dimensionamento estrutural dos blocos

A altura dos blocos de estacas foi determinada utilizando tanto os critérios sobre blocos rígidos da NBR 6118/2007 – projeto de estruturas de concreto, como do método do CEB. O espaçamento entre eixos de estacas adotado foi de 3 vezes o diâmetro destas, como sugere a NBR 6122/2010 – projeto e execução de fundações. Na ligação entre a estaca e o bloco, considerou-se um embutimento da estaca no bloco de 10 cm.

O dimensionamento da armadura principal dos blocos foi realizado utilizando modelo de Langendonck para blocos com uma estaca e o método do CEB para duas ou mais estacas. Foram verificadas a resistência à força cortante e as condições de aderência da armadura principal nos blocos.

Segundo o CEB, armaduras secundárias na forma de estribos na direção transversal e longitudinal ao bloco, são exigidas apenas para os casos de blocos sobre 2 estacas, devido aos momentos-fletores devido as excentricidades construtivas das estacas. (COMITÉ EURO-

INTERNATIONAL DU BÉTON[14], 1970 apud MUNHOZ, 2004 p. 33). A seção de uma barra da malha, formada por estribos nas duas direções é dada pela fórmula 20:

$$A_{sw} = 0{,}002.\,b.\,s_h \qquad \text{(fórmula 20)}$$

Onde:
b – largura do bloco (cm), quando b > altura total do bloco h, substitui-se b por h/2;
s_h – espaçamento das barras da malha (cm).

A respeito das armaduras secundárias Calavera (1991, p. 280) e Montoya et al.[15] (2000 apud MUNHOZ, 2004 p. 34) comentam que não é possível sugerir armaduras secundárias para blocos de 3 estacas ou mais, ficando a critério do projetista o dimensionamento delas. Mesmo assim, sugerem que para forças intensas, sempre é recomendado o uso de armadura de pele.

A NBR 6118 considera que armadura de pele é necessária para vigas com altura superior a 60 cm, e que a área da seção transversal de aço que deve ser distribuída na face deve ser maior que 0,1% da área de concreto da mesma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 118). Na falta de fontes de consulta para o dimensionamento da armadura secundária, considerou-se a armadura de pele de vigas, explicitada pela Norma, para os blocos de estacas com mais de 60 cm de altura.

Uma armadura superior foi aplicada para os blocos de altura maior que 60 cm. Esta armadura deve ser estendida sobre todo o comprimento do bloco, cuja seção transversal deve ser maior que 10% da armadura principal (OLIVEIRA, 2009, p. 111).

O dimensionamento dos blocos utilizados neste trabalho e suas características podem ser verificados na tabela 6.

[14] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de foundation**: Paris, 1970. Bulletin d'information n. 73.

[15] MONTOYA, J.; MESEGUER, A.; CABRE, M. **Hormigon Armado**. 14. ed. Basada em EHE ajustada al Código Modelo y Eurocódig. Barcelona: Gustvo Gili, 2000.

Tabela 6 – Dimensionamento estrutural dos blocos de fundação

Blocos	Altura h (cm)	Comprimento C (cm)	Largura b (cm)	Área de aço da armadura principal mínima (cm²)	Peso armadura principal (kg)	Peso armadura secundária (kg)	Peso total de aço (kg)	Concreto* (m³)	Formas* (m²)
1 Estaca D=30cm	65	50	50	1,13	2,2	10,6	12,8	0,19	1,7
1 Estaca D=40cm	65	60	60	1,11	2,7	13,4	16,2	0,27	2,0
1 Estaca D=50cm	65	70	70	3,34	8,4	16,6	25,0	0,37	2,4
1 Estaca D=60cm	70	80	80	5,98	15,3	21,9	37,2	0,52	2,9
1 Estaca D=70cm	80	90	90	9,13	27,7	33,3	60,9	0,75	3,7
2 Estacas D=30cm	40	140	50	16,11	25,1	15,5	40,5	0,32	2,0
2 Estacas D=40cm	50	180	60	25,12	42,8	26,2	69,0	0,62	3,1
2 Estacas D=50cm	65	220	70	31,13	63,5	38,1	101,6	1,15	4,9
2 Estacas D=60cm	80	260	80	43,64	102,9	53,7	156,6	1,91	7,1
2 Estacas D=70cm	90	300	90	56,32	160,3	71,8	232,1	2,79	9,1
3 Estacas D=30cm	35	140	50	21,08	59,1	0,0	59,1	0,50	2,1
3 Estacas D=40cm	45	180	60	34,06	113,8	0,0	113,8	1,04	3,5
3 Estacas D=50cm	60	220	70	44,04	172,1	98,2	270,2	2,06	5,7
3 Estacas D=60cm	70	260	80	57,55	273,4	156,9	430,3	3,31	7,8
3 Estacas D=70cm	80	300	90	75,80	414,5	237,6	652,0	5,30	10,3
4 Estacas D=30cm	40	140	140	29,25	83,5	0,0	83,5	0,90	2,9
4 Estacas D=40cm	50	180	180	50,23	171,2	0,0	171,2	1,86	4,7
4 Estacas D=50cm	60	220	220	70,65	304,8	147,1	451,9	3,34	6,9
4 Estacas D=60cm	75	260	260	83,43	399,8	246,0	645,8	5,83	10,1
5 Estacas D=30cm	50	180	180	33,78	116,4	0,0	116,4	1,86	4,7
5 Estacas D=40cm	65	230	230	52,28	224,4	134,7	359,1	3,95	7,8
5 Estacas D=50cm	85	285	285	71,07	382,8	259,6	642,4	7,94	12,6
6 Estacas D=30cm	70	230	140	33,70	103,1	66,4	169,5	2,59	6,7
6 Estacas D=40cm	90	300	180	53,78	211,9	156,9	368,9	5,59	11,2
7 Estacas D=30cm	45	140	140	49,00	191,9	0,0	191,9	1,78	4,9
7 Estacas D=40cm	60	180	180	73,00	362,2	141,9	504,1	4,04	8,4
8 Estacas D=30cm	95	320	140	41,32	148,0	283,0	431,0	4,89	11,4
9 Estacas D=30cm	65	230	230	52,72	224,4	136,0	360,4	3,95	4,3

* Obs.: incluídas perdas de 15% no concreto e 30% em formas

(fonte: elaborada pelo autor)

4.4 ESTAQUEAMENTO

A etapa de estaqueamento consiste em determinar, para cada ponto de carga, o número de estacas necessárias para resistir aos esforços solicitados em função do diâmetro da estaca escolhido. Foram calculadas as possibilidades de estaqueamento através de planilha eletrônica, com dados de entrada descritos na tabela 7. Foram considerados neste modo de cálculo:

a) todos os casos de carregamentos permanentes e acidentais previamente citados;

b) a análise da quantidade de estacas necessárias para cada ponto de carga, em função do diâmetro, de acordo com as fórmulas de Nökkentved;

c) a análise das estacas de maior e menor carga axial, para cada bloco de duas ou mais estacas;

d) que nos casos em que o vento é a ação variável principal, os valores de carga admissível em estacas foram majorados em 30%;

e) a capacidade de resistir a momentos-fletores das estacas isoladas foi definida em função da excentricidade de aplicação da carga axial admitida de 10%.

Tabela 7 – Entrada de dados da planilha de estaqueamento

D estacas (cm)	Capacidade de carga (tf)	Espaçamento entre eixo de estacas (cm)	M máx por estaca isolada (tf.m)
30	47	90	1,41
40	75	120	3,00
50	107	150	5,35
60	142	180	8,52
70	183	210	12,81

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas configurações possíveis de blocos de estacas para atender os carregamentos da estrutura, não foram verificadas, em nenhum caso de carregamento, estacas que apresentassem esforço de tração. Apesar de analisados todos os diâmetros para cada ponto de carga, foram descartadas as possibilidades de estaqueamento de blocos de estacas com diâmetro maior, mas de igual número a blocos com estacas de diâmetro menores. As possibilidades de estaqueamento obtidas podem ser observadas no quadro 6.

Quadro 6 – Possibilidade de estaqueamento

Pontos de carga	Diâmetro das estacas				
	ϕ 30	ϕ 40	ϕ 50	ϕ 60	ϕ 70
P1	3	2		1	
P2	3	2		1	
P3	5	3	2		
P4	6	4	3	2	
P5	3	2		1	
P6	2		1		
P7	3	2			1
P8	3	2		1	
P9	5	3	2		
P10	5	3	2		
P11	3	2			1
P12	3	2		1	
P13	6	4	3	2	
P14	7	4	3		2
P15	7	4	3		2
P16	8	5	4	3	2
P17	3	2			1
P19	4	3	2		
P20	6	4	3	2	
P22	2				1
P23	6	4	3	2	
P24	8	5	4	3	2
P25	7	4	3		2
P26	9	6	4	3	
P27	3	2	1		
P28	5	3	2		
P29	7	5	3		2
P30	3	2		1	
P31	1				
P32	3	2		1	
P33	5	3	2		
P34	5	3	2		
P35	3	2			1
P36	3	2		1	
P37	3	2		1	
P18+P21		7	5	4	3

Obs.: Cada número do quadro corresponde a quantidade de estacas no bloco em função do diâmetro

(fonte: elaborado pelo autor)

4.5 PREÇOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS

Os preços dos materiais foram obtidos através de consulta de mercado a empresas e pelo índice de preço de insumos do Sinapi, para o Rio Grande do Sul, no mês de abril (BRASIL, 2014). Para o concreto dos blocos de estacas, considerou-se uma perda de 10%, já para as formas de compensado resinado, utilizou-se o valor de 30% a mais para perdas. As barras de aço, por semelhança de preço, foram agrupadas em duas categorias, até 8 mm e maiores que 8 mm, utilizando-se a mediana de preços.

Os serviços de lançamento de concreto, confecção de formas e corte e dobra de aço, foram obtidos através de preços praticados por empresas terceirizadas que prestam serviços a construtoras. O preço de execução das estacas obteve-se por consulta a empresa que realiza este serviço. Acrescido ao valor de execução da estaca, ainda existe a taxa de mobilização, orçada em R$ 2.500,00. A tabela 8 demonstra os preços na determinação da composição de custos.

Tabela 8 – Preços de materiais e serviços

Insumo	Unid.	Preço
Concreto 20 Mpa, apenas fornecimento	m³	R$ 173,25
Lançamento de concreto	m³	R$ 57,60
Barras de Aço CA-50 6,3 mm e 8 mm	kg	R$ 4,25
Barras de Aço CA-50 maiores que 8 mm	kg	R$ 3,86
Corte e dobra de aço	kg	R$ 1,65
Confecção de Formas	m²	R$ 25,46
Forma de madeira compensada 1,1 m x 2,2 m, e=12 mm	m²	R$ 25,06
Execução de estaca escavada 30 cm de diâmetro	m	R$ 35,00
Execução de estaca escavada 40 cm de diâmetro	m	R$ 45,00
Execução de estaca escavada 50 cm de diâmetro	m	R$ 60,00
Execução de estaca escavada 60 cm de diâmetro	m	R$ 80,00
Execução de estaca escavada 70 cm de diâmetro	m	R$ 110,00

(fonte: elaborada pelo autor)

4.6 RESULTADOS

Através da possibilidade de estaqueamento dos pontos de carga, do dimensionamento estrutural das estacas e blocos e da composição de custos, obteve-se a tabela 9, que detalha os custos incididos em cada uma das configurações de blocos de estacas.

Tabela 9 – Detalhamento de custos dos blocos e estacas

Blocos	Custo de Concreto	Custo de Aço e formas	Custo de execução das estacas	Custo de execução dos blocos	Custo Total
Bloco de 1 Estaca D=30cm	R$ 229	R$ 142	R$ 490	R$ 64	R$ 925
Bloco de 1 Estaca D=40cm	R$ 397	R$ 187	R$ 630	R$ 80	R$ 1.293
Bloco de 1 Estaca D=50cm	R$ 611	R$ 252	R$ 840	R$ 106	R$ 1.809
Bloco de 1 Estaca D=60cm	R$ 878	R$ 357	R$ 1.120	R$ 144	R$ 2.499
Bloco de 1 Estaca D=70cm	R$ 1.202	R$ 504	R$ 1.540	R$ 211	R$ 3.458
Bloco de 2 Estacas D=30cm	R$ 450	R$ 257	R$ 980	R$ 122	R$ 1.809
Bloco de 2 Estacas D=40cm	R$ 808	R$ 413	R$ 1.260	R$ 206	R$ 2.688
Bloco de 2 Estacas D=50cm	R$ 1.294	R$ 607	R$ 1.680	R$ 322	R$ 3.903
Bloco de 2 Estacas D=60cm	R$ 1.908	R$ 922	R$ 2.240	R$ 493	R$ 5.564
Bloco de 2 Estacas D=70cm	R$ 2.630	R$ 1.300	R$ 3.080	R$ 703	R$ 7.713
Bloco de 3 Estacas D=30cm	R$ 678	R$ 327	R$ 1.470	R$ 165	R$ 2.639
Bloco de 3 Estacas D=40cm	R$ 1.231	R$ 594	R$ 1.890	R$ 309	R$ 4.025
Bloco de 3 Estacas D=50cm	R$ 1.998	R$ 1.285	R$ 2.520	R$ 662	R$ 6.465
Bloco de 3 Estacas D=60cm	R$ 2.938	R$ 1.998	R$ 3.360	R$ 1.031	R$ 9.327
Bloco de 3 Estacas D=70cm	R$ 4.137	R$ 2.950	R$ 4.620	R$ 1.546	R$ 13.253
Bloco de 4 Estacas D=30cm	R$ 944	R$ 440	R$ 1.960	R$ 240	R$ 3.585
Bloco de 4 Estacas D=40cm	R$ 1.724	R$ 845	R$ 2.520	R$ 468	R$ 5.558
Bloco de 4 Estacas D=50cm	R$ 2.768	R$ 2.006	R$ 3.360	R$ 1.049	R$ 9.184
Bloco de 4 Estacas D=60cm	R$ 4.163	R$ 2.888	R$ 4.480	R$ 1.559	R$ 13.090
Bloco de 5 Estacas D=30cm	R$ 1.308	R$ 612	R$ 2.450	R$ 378	R$ 4.747
Bloco de 5 Estacas D=40cm	R$ 2.437	R$ 1.656	R$ 3.150	R$ 945	R$ 8.187
Bloco de 5 Estacas D=50cm	R$ 4.112	R$ 2.885	R$ 4.200	R$ 1.707	R$ 12.905
Bloco de 6 Estacas D=30cm	R$ 1.631	R$ 871	R$ 2.940	R$ 542	R$ 5.985
Bloco de 6 Estacas D=40cm	R$ 3.070	R$ 1.777	R$ 3.780	R$ 1.110	R$ 9.738
Bloco de 7 Estacas D=30cm	R$ 1.688	R$ 909	R$ 3.430	R$ 503	R$ 6.530
Bloco de 7 Estacas D=40cm	R$ 3.152	R$ 2.224	R$ 4.410	R$ 1.201	R$ 10.987
Bloco de 8 Estacas D=30cm	R$ 2.424	R$ 2.002	R$ 3.920	R$ 1.181	R$ 9.528
Bloco de 9 Estacas D=30cm	R$ 2.459	R$ 1.551	R$ 4.410	R$ 878	R$ 9.298

(fonte: elaborada pelo autor)

No custo do concreto, inclui-se tanto o concreto das estacas, como dos blocos de fundação. A coluna aço e formas apresenta o custo do aço das estacas e blocos, além do custo de formas dos blocos. A execução de estacas é apenas a perfuração com trado mecânico e o controle de execução das estacas. Já em execução dos blocos, inclui o lançamento de concreto, e mão de obra com confecção de formas e corte e dobra de aço.

Para melhor visualização de como cada item de custo afeta o preço final, a tabela 10 apresenta o peso percentual dos materiais e serviços nos blocos de estacas.

Tabela 10 – Peso de cada item no custo da fundação

Blocos	Custo de Concreto	Custo de Aço e formas	Custo de execução das estacas	Custo de execução dos blocos	Custo Total
Bloco de 1 Estaca D=30cm	24,8%	15,3%	53,0%	6,9%	100,0%
Bloco de 1 Estaca D=40cm	30,7%	14,4%	48,7%	6,2%	100,0%
Bloco de 1 Estaca D=50cm	33,8%	13,9%	46,4%	5,9%	100,0%
Bloco de 1 Estaca D=60cm	35,1%	14,3%	44,8%	5,8%	100,0%
Bloco de 1 Estaca D=70cm	34,8%	14,6%	44,5%	6,1%	100,0%
Bloco de 2 Estacas D=30cm	24,9%	14,2%	54,2%	6,7%	100,0%
Bloco de 2 Estacas D=40cm	30,1%	15,4%	46,9%	7,7%	100,0%
Bloco de 2 Estacas D=50cm	33,2%	15,6%	43,0%	8,2%	100,0%
Bloco de 2 Estacas D=60cm	34,3%	16,6%	40,3%	8,9%	100,0%
Bloco de 2 Estacas D=70cm	34,1%	16,9%	39,9%	9,1%	100,0%
Bloco de 3 Estacas D=30cm	25,7%	12,4%	55,7%	6,2%	100,0%
Bloco de 3 Estacas D=40cm	30,6%	14,8%	47,0%	7,7%	100,0%
Bloco de 3 Estacas D=50cm	30,9%	19,9%	39,0%	10,2%	100,0%
Bloco de 3 Estacas D=60cm	31,5%	21,4%	36,0%	11,1%	100,0%
Bloco de 3 Estacas D=70cm	31,2%	22,3%	34,9%	11,7%	100,0%
Bloco de 4 Estacas D=30cm	26,3%	12,3%	54,7%	6,7%	100,0%
Bloco de 4 Estacas D=40cm	31,0%	15,2%	45,3%	8,4%	100,0%
Bloco de 4 Estacas D=50cm	30,1%	21,8%	36,6%	11,4%	100,0%
Bloco de 4 Estacas D=60cm	31,8%	22,1%	34,2%	11,9%	100,0%
Bloco de 5 Estacas D=30cm	27,6%	12,9%	51,6%	8,0%	100,0%
Bloco de 5 Estacas D=40cm	29,8%	20,2%	38,5%	11,5%	100,0%
Bloco de 5 Estacas D=50cm	31,9%	22,4%	32,5%	13,2%	100,0%
Bloco de 6 Estacas D=30cm	27,3%	14,6%	49,1%	9,1%	100,0%
Bloco de 6 Estacas D=40cm	31,5%	18,3%	38,8%	11,4%	100,0%
Bloco de 7 Estacas D=30cm	25,8%	13,9%	52,5%	7,7%	100,0%
Bloco de 7 Estacas D=40cm	28,7%	20,2%	40,1%	10,9%	100,0%
Bloco de 8 Estacas D=30cm	25,4%	21,0%	41,1%	12,4%	100,0%
Bloco de 9 Estacas D=30cm	26,4%	16,7%	47,4%	9,4%	100,0%
Média do custo de execução	32,9%	18,6%	48,5%	9,8%	100,0%

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da capacidade de carga axial máxima de cada bloco, montou-se a tabela 11, que indica o preço da fundação por tonelada de carga resistida pelo bloco de estacas. É possível observar que blocos com menor número de estacas têm preço por tonelada de carga resistida inferior a blocos com muitas estacas.

Tabela 11 – Preço da fundação por tonelada de carga resistida pelo bloco de estacas

Blocos	Capacidade máxima do bloco (tf)	Preço da fundação por tonelada de carga resistida
Bloco de 1 Estaca D=30cm	47	R$ 19,68
Bloco de 1 Estaca D=40cm	75	R$ 17,25
Bloco de 1 Estaca D=50cm	107	R$ 16,91
Bloco de 1 Estaca D=60cm	142	R$ 17,60
Bloco de 1 Estaca D=70cm	183	R$ 18,90
Bloco de 2 Estacas D=30cm	94	R$ 19,24
Bloco de 2 Estacas D=40cm	150	R$ 17,92
Bloco de 2 Estacas D=50cm	214	R$ 18,24
Bloco de 2 Estacas D=60cm	284	R$ 19,59
Bloco de 2 Estacas D=70cm	366	R$ 21,07
Bloco de 3 Estacas D=30cm	141	R$ 18,72
Bloco de 3 Estacas D=40cm	225	R$ 17,89
Bloco de 3 Estacas D=50cm	321	R$ 20,14
Bloco de 3 Estacas D=60cm	426	R$ 21,89
Bloco de 3 Estacas D=70cm	549	R$ 24,14
Bloco de 4 Estacas D=30cm	188	R$ 19,07
Bloco de 4 Estacas D=40cm	300	R$ 18,53
Bloco de 4 Estacas D=50cm	428	R$ 21,46
Bloco de 4 Estacas D=60cm	568	R$ 23,05
Bloco de 5 Estacas D=30cm	235	R$ 20,20
Bloco de 5 Estacas D=40cm	375	R$ 21,83
Bloco de 5 Estacas D=50cm	535	R$ 24,12
Bloco de 6 Estacas D=30cm	282	R$ 21,22
Bloco de 6 Estacas D=40cm	450	R$ 21,64
Bloco de 7 Estacas D=30cm	329	R$ 19,85
Bloco de 7 Estacas D=40cm	525	R$ 20,93
Bloco de 8 Estacas D=30cm	376	R$ 25,34
Bloco de 9 Estacas D=30cm	423	R$ 21,98

(fonte: elaborada pelo autor)

Com o quadro 6, das possibilidades de estaqueamento, e a tabela 9, dos custos dos blocos de estacas, pode-se chegar ao preço de cada solução para os carregamentos dos pontos de carga do edifício estudado. A tabela 12 expressa os custos para cada uma das possibilidades de solução em função dos diâmetros das estacas.

Tabela 12 – Comparação dos custos de fundação nos pontos de carga

Pontos de carga	Diâmetro das estacas					Diferença entre menor e maior custo
	ϕ 30	ϕ 40	ϕ 50	ϕ 60	ϕ 70	
P1	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P2	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P3	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P4	R$ 5.985	R$ 5.558	R$ 6.465	R$ 5.564		14,0%
P5	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P6	R$ 1.809		R$ 1.809			0,0%
P7	R$ 2.639	R$ 2.688			R$ 3.458	23,7%
P8	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P9	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P10	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P11	R$ 2.639	R$ 2.688			R$ 3.458	23,7%
P12	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P13	R$ 5.985	R$ 5.558	R$ 6.465	R$ 5.564		14,0%
P14	R$ 6.530	R$ 5.558	R$ 6.465		R$ 7.713	27,9%
P15	R$ 6.530	R$ 5.558	R$ 6.465		R$ 7.713	27,9%
P16	R$ 9.528	R$ 8.187	R$ 9.184	R$ 9.327	R$ 7.713	19,0%
P17	R$ 2.639	R$ 2.688			R$ 3.458	23,7%
P19	R$ 3.585	R$ 4.025	R$ 3.903			10,9%
P20	R$ 5.985	R$ 5.558	R$ 6.465	R$ 5.564		14,0%
P22	R$ 1.809				R$ 3.458	47,7%
P23	R$ 5.985	R$ 5.558	R$ 6.465	R$ 5.564		14,0%
P24	R$ 9.528	R$ 8.187	R$ 9.184	R$ 9.327	R$ 7.713	19,0%
P25	R$ 6.530	R$ 5.558	R$ 6.465		R$ 7.713	27,9%
P26	R$ 9.298	R$ 9.738	R$ 9.184	R$ 9.327		5,7%
P27	R$ 2.639	R$ 2.688	R$ 1.809			32,7%
P28	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P29	R$ 6.530	R$ 8.187	R$ 6.465		R$ 7.713	21,0%
P30	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P31	R$ 925					-
P32	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P33	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P34	R$ 4.747	R$ 4.025	R$ 3.903			17,8%
P35	R$ 2.639	R$ 2.688			R$ 3.458	23,7%
P36	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P37	R$ 2.639	R$ 2.688		R$ 2.499		7,0%
P18+P21		R$ 10.987	R$ 12.905	R$ 13.090	R$ 13.253	17,1%

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da tabela 11, pode-se observar como a escolha do tamanho do diâmetro da estaca afeta o custo da fundação. Dos 36 pontos analisados, o P31 apresentou apenas uma solução de

estaqueamento, com uma estaca de 30 cm, logo, não foi possível comparar custos neste elemento.

Do restante de 35 pontos de carga, 19, ou 54% destes, apresentaram custo de execução menor a partir do uso de diâmetros de estaca maiores e menos estacas no bloco. Nestes casos a redução de custos foi em média de 13,4% em relação ao uso de mais estacas de menor diâmetro.

Apenas 7 pontos de carga, ou 20% destes, apresentaram custo de execução menor a partir do uso de diâmetros de estaca menores e mais estacas no bloco. A redução do custo foi em média de 24,30% em relação ao uso de menos estacas de maior diâmetro. Entretanto, destes pontos, pode-se observar que 5 deles (P7, P11, P17, P22 e P35) precisou-se aumentar muito o diâmetro da estaca, de 30 ou 40 cm para 70cm, para que houvesse redução no número de estacas nos blocos, de 2 estacas para 3 estacas, não compensando o aumento de custos envolvidos.

Nos outros 9 pontos de carga, ou 26%, não foi possível determinar que o maior ou menor diâmetro adotado gerava custos menores para os blocos de estacas. Mas nestes casos, 6 dos 9 pontos de carga (P13, P14, P15, P20, P23, P25) o custo de execução foi 11 % menor quando adotado blocos de 4 estacas de diâmetro 40 cm do que quando adotados blocos de 6 ou 7 estacas de diâmetro 30cm.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este trabalho, percebeu-se que tanto o número de estacas nos blocos, quanto o diâmetro delas afetam os custos de execução do conjunto de blocos de estacas, no caso do terreno estudado, utilizando estacas escavadas. Analisando a tabela do preço da fundação por tonelada de carga resistida pelo bloco de estacas observa-se que independente do diâmetro das estacas, blocos com poucas estacas podem absorver carga da estrutura a um preço menor. Isto acontece pelas reduzidas dimensões dos blocos, que utilizam menos aço e formas que os demais. Assim, a parcela principal do custo é a execução das estacas e o concreto delas, que são de fato os elementos que conferem capacidade de carga, sendo o bloco apenas o transmissor das forças e elemento em que se procura minimizar as dimensões e custos.

No caso estudado, para resistir a cargas elevadas utilizando poucas estacas, consequentemente necessitou-se de estacas com diâmetros maiores para resistir aos carregamentos solicitados. Assim neste estudo, constata-se que na maioria dos casos, blocos com poucas estacas de maior diâmetro geram custos de execução menores que blocos com muitas estacas de menor diâmetro.

Contudo, em alguns casos, a escolha de estacas de diâmetro grande acarreta em custos maiores que um maior número de estacas de diâmetro pequeno. Geralmente nestes casos, aconteceu de serem descartadas as possibilidades de estaqueamento de blocos de estacas com diâmetro maior, mas de igual número a blocos com estacas de diâmetro menores. Assim, quando se aumenta o diâmetro da estaca, para que haja a redução de apenas uma estaca no bloco, os custos desta solução de bloco de estaca aumentam vertiginosamente.

Constatou-se que para o caso das estacas escavadas, que em média 48% do custo de toda a fundação foi devido à execução das estacas, pelo preço de mercado considerado. Caso fosse utilizado outro tipo de estaca, dever-se-ia atentar para o custo de execução delas para o terreno estudado. Poderia se relacionar o custo de execução com a capacidade portante da estaca, buscando o menor custo para a carga resistida pela estaca, além de dar preferência ao uso de blocos de pequena dimensão.

REFERÊNCIAS

ABRAHÃO, R. A.; VELLOSO, D. A. Fundações. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. p. 380-390.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgard Blücher, 1989 (reimp. 1998).

_____. **Previsão e controle das fundações**: uma introdução ao controle da qualidade em fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1991 (reimp. 1998).

AMG GEOTÉCNICA LTDA. [Na página da empresa, ao acessar serviços e entrar em Estacas escavadas e Tubulões]. Maceió, 2011. Disponível em: <http://www.agmgeotecnica.com.br/servico.php?id=5>. Acesso em: 20 maio 2014.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering**: emphasis on applications to civil and environmental engineering. 2nd ed. Hoboken,USA: John Wiley & Sons, 2007.

AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGENEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings…** Buenos Aires: Huella Estudio Grafico, 1975. v. 1, p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 6484**: sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

BRASIL. Caixa Econômica Federal. (Org.). **Sinapi**: preços de insumos. 2014. Disponível em: <http://www1.caixa.gov.br/download/asp/ent_hist.asp?download=69121>. Acesso em: 20 maio 2014.

CALAVERA, J. **Calculo de estructuras de cimentación**. 3. ed. Madri: Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones, 1991.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: LTC, 1987, v. 2.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 265-327.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1978, v. 1. p. 45-53.

EMMER, R. **Implantação do campo experimental de engenharia geotécnica da UFSM**. 2004. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004. Disponível em: <http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=1214>. Acesso em: 20 maio 2014.

FALCONI, F. F.; SOUZA FILHO, J. de; FÌGARO, N. D. Estacas escavadas sem lama bentonítica. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 336-344.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

HORTEGAL, M. V. **Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo**. 2011. 173 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011. Disponível em: <http://www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/195-2011.pdf>. Acesso em: 20 maio 2014.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12072006-103303/publico/2004ME_FabianaSMunhoz.pdf>. Acesso em: 20 maio 2014.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006. Disponível em: <http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=705>. Acesso em: 20 maio 2014.

OLIVEIRA, L. M. de. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-27032009-084307/publico/Diretrizes_para_projeto_de_blocos_de_concreto_armado_sobre.pdf>. Acesso em: 20 maio 2014.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. de S. S. de; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996. v. 1.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA DAS ESTACAS

Estaca de diâmetro 30 cm

Método de Décort e Quaresma

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (tf/m2)	α	β	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila	12	0,85	0,8	0,0	2,9	2,9
2	4	Argila	12	0,85	0,8	1,8	2,2	3,9
3	3	Argila	12	0,85	0,8	3,3	2,2	5,4
4	3	Argila	12	0,85	0,8	4,8	6,4	11,1
5	6	Silte arenoso	25	0,6	0,65	6,7	9,5	16,2
6	9	Silte arenoso	25	0,6	0,65	9,3	12,7	22,0
7	12	Silte arenoso	25	0,6	0,65	12,5	22,3	34,8
8	21	Silte arenoso	25	0,6	0,65	17,7	19,1	36,8
9	18	Silte arenoso	25	0,6	0,65	22,2	25,4	47,6
10	24	Silte arenoso	25	0,6	0,65	27,9	32,9	60,8
11	31	Silte arenoso	25	0,6	0,65	35,2	28,6	63,8
12	27	Silte arenoso	25	0,6	0,65	41,5	35,0	76,4
13	33	Silte arenoso	25	0,6	0,65	49,0	42,4	91,4
14	40	Silte arenoso	25	0,6	0,65	58,1	42,4	100,5
						R Ruptura:		100,5 tf
						FS global:		2
						Carga admissível :		50,2 tf

Método de Aoki Velloso

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (Mpa)	a	F1	F2	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,4	2,5	2,9
2	4	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,9	3,3	4,2
3	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	1,3	2,5	3,8
4	3	Argila siltosa	0,22	4,0%	3	6	1,7	1,6	3,3
5	6	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	2,9	7,8	10,6
6	9	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	4,6	11,7	16,2
7	12	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	6,9	15,6	22,4
8	21	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	10,9	27,2	38,1
9	18	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	14,3	23,3	37,6
10	24	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	18,8	31,1	49,9
11	31	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	24,7	40,2	64,9
12	27	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	29,9	35,0	64,9
13	33	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	36,1	42,8	78,9
14	40	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	43,7	51,8	95,6
							R Ruptura:		95,6 tf
							FS global:		2
							Carga admissível :		47,8 tf

Estaca de diâmetro 40 cm

Método de Décort e Quaresma

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (tf/m2)	α	β	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila	12	0,85	0,8	0,0	5,1	5,1
2	4	Argila	12	0,85	0,8	2,3	3,8	6,2
3	3	Argila	12	0,85	0,8	4,4	3,8	8,2
4	3	Argila	12	0,85	0,8	6,4	11,3	17,7
5	6	Silte arenoso	25	0,6	0,65	8,9	17,0	25,9
6	9	Silte arenoso	25	0,6	0,65	12,4	22,6	35,0
7	12	Silte arenoso	25	0,6	0,65	16,7	39,6	56,3
8	21	Silte arenoso	25	0,6	0,65	23,6	33,9	57,6
9	18	Silte arenoso	25	0,6	0,65	29,6	45,2	74,8
10	24	Silte arenoso	25	0,6	0,65	37,2	58,4	95,7
11	31	Silte arenoso	25	0,6	0,65	46,9	50,9	97,8
12	27	Silte arenoso	25	0,6	0,65	55,3	62,2	117,5
13	33	Silte arenoso	25	0,6	0,65	65,4	75,4	140,8
14	40	Silte arenoso	25	0,6	0,65	77,4	75,4	152,8
						R Ruptura:		152,8 tf
						FS global:		2
						Carga admissível :		76,4 tf

Método de Aoki Velloso

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (Mpa)	a	F1	F2	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,5	4,4	4,9
2	4	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	1,2	5,9	7,1
3	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	1,8	4,4	6,2
4	3	Argila siltosa	0,22	4,0%	3	6	2,3	2,8	5,1
5	6	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	3,8	13,8	17,7
6	9	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	6,1	20,7	26,8
7	12	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	9,2	27,6	36,8
8	21	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	14,5	48,4	62,9
9	18	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	19,0	41,5	60,5
10	24	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	25,1	55,3	80,4
11	31	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	33,0	71,4	104,4
12	27	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	39,8	62,2	102,0
13	33	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	48,2	76,0	124,2
14	40	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	58,3	92,2	150,5
							R Ruptura:		150,5 tf
							FS global:		2
							Carga admissível :		75,2 tf

Estaca de diâmetro 50 cm

Método de Décort e Quaresma

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (tf/m2)	α	β	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila	12	0,85	0,8	0,0	8,0	8,0
2	4	Argila	12	0,85	0,8	2,9	6,0	8,9
3	3	Argila	12	0,85	0,8	5,4	6,0	11,5
4	3	Argila	12	0,85	0,8	8,0	17,7	25,6
5	6	Silte arenoso	25	0,6	0,65	11,2	26,5	37,7
6	9	Silte arenoso	25	0,6	0,65	15,5	35,3	50,8
7	12	Silte arenoso	25	0,6	0,65	20,9	61,9	82,7
8	21	Silte arenoso	25	0,6	0,65	29,5	53,0	82,6
9	18	Silte arenoso	25	0,6	0,65	37,0	70,7	107,7
10	24	Silte arenoso	25	0,6	0,65	46,5	91,3	137,9
11	31	Silte arenoso	25	0,6	0,65	58,6	79,5	138,1
12	27	Silte arenoso	25	0,6	0,65	69,1	97,2	166,3
13	33	Silte arenoso	25	0,6	0,65	81,7	117,8	199,5
14	40	Silte arenoso	25	0,6	0,65	96,8	117,8	214,6
						R Ruptura:		214,6 tf
						FS global:		2
						Carga admissível :		107,3 tf

Método de Aoki Velloso

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (Mpa)	a	F1	F2	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,7	6,9	7,5
2	4	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	1,5	9,2	10,7
3	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	2,2	6,9	9,1
4	3	Argila siltosa	0,22	4,0%	3	6	2,9	4,3	7,2
5	6	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	4,8	21,6	26,4
6	9	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	7,6	32,4	40,0
7	12	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	11,4	43,2	54,6
8	21	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	18,1	75,6	93,7
9	18	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	23,8	64,8	88,6
10	24	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	31,4	86,4	117,8
11	31	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	41,2	111,6	152,8
12	27	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	49,8	97,2	147,0
13	33	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	60,2	118,8	179,0
14	40	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	72,9	144,0	216,9
							R Ruptura:		216,9 tf
							FS global:		2
							Carga admissível :		108,4 tf

Estaca de diâmetro 60 cm

Método de Décort e Quaresma

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (tf/m2)	α	β	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila	12	0,85	0,8	0,0	11,5	11,5
2	4	Argila	12	0,85	0,8	3,5	8,7	12,2
3	3	Argila	12	0,85	0,8	6,5	8,7	15,2
4	3	Argila	12	0,85	0,8	9,6	25,4	35,0
5	6	Silte arenoso	25	0,6	0,65	13,4	38,2	51,6
6	9	Silte arenoso	25	0,6	0,65	18,6	50,9	69,5
7	12	Silte arenoso	25	0,6	0,65	25,1	89,1	114,1
8	21	Silte arenoso	25	0,6	0,65	35,5	76,3	111,8
9	18	Silte arenoso	25	0,6	0,65	44,4	101,8	146,2
10	24	Silte arenoso	25	0,6	0,65	55,9	131,5	187,3
11	31	Silte arenoso	25	0,6	0,65	70,3	114,5	184,8
12	27	Silte arenoso	25	0,6	0,65	82,9	140,0	222,9
13	33	Silte arenoso	25	0,6	0,65	98,1	169,6	267,7
14	40	Silte arenoso	25	0,6	0,65	116,1	169,6	285,8
						R Ruptura:		285,8 tf
						FS global:		2
						Carga admissível :		142,9 tf

Método de Aoki Velloso

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (Mpa)	a	F1	F2	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,8	9,9	10,7
2	4	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	1,8	13,2	15,0
3	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	2,6	9,9	12,5
4	3	Argila siltosa	0,22	4,0%	3	6	3,5	6,2	9,7
5	6	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	5,7	31,1	36,9
6	9	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	9,2	46,7	55,8
7	12	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	13,7	62,2	75,9
8	21	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	21,7	108,9	130,6
9	18	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	28,6	93,3	121,9
10	24	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	37,7	124,4	162,1
11	31	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	49,5	160,7	210,2
12	27	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	59,7	140,0	199,7
13	33	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	72,3	171,1	243,3
14	40	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	87,5	207,3	294,8
							R Ruptura:		294,8 tf
							FS global:		2
							Carga admissível :		147,4 tf

Estaca de diâmetro 70 cm

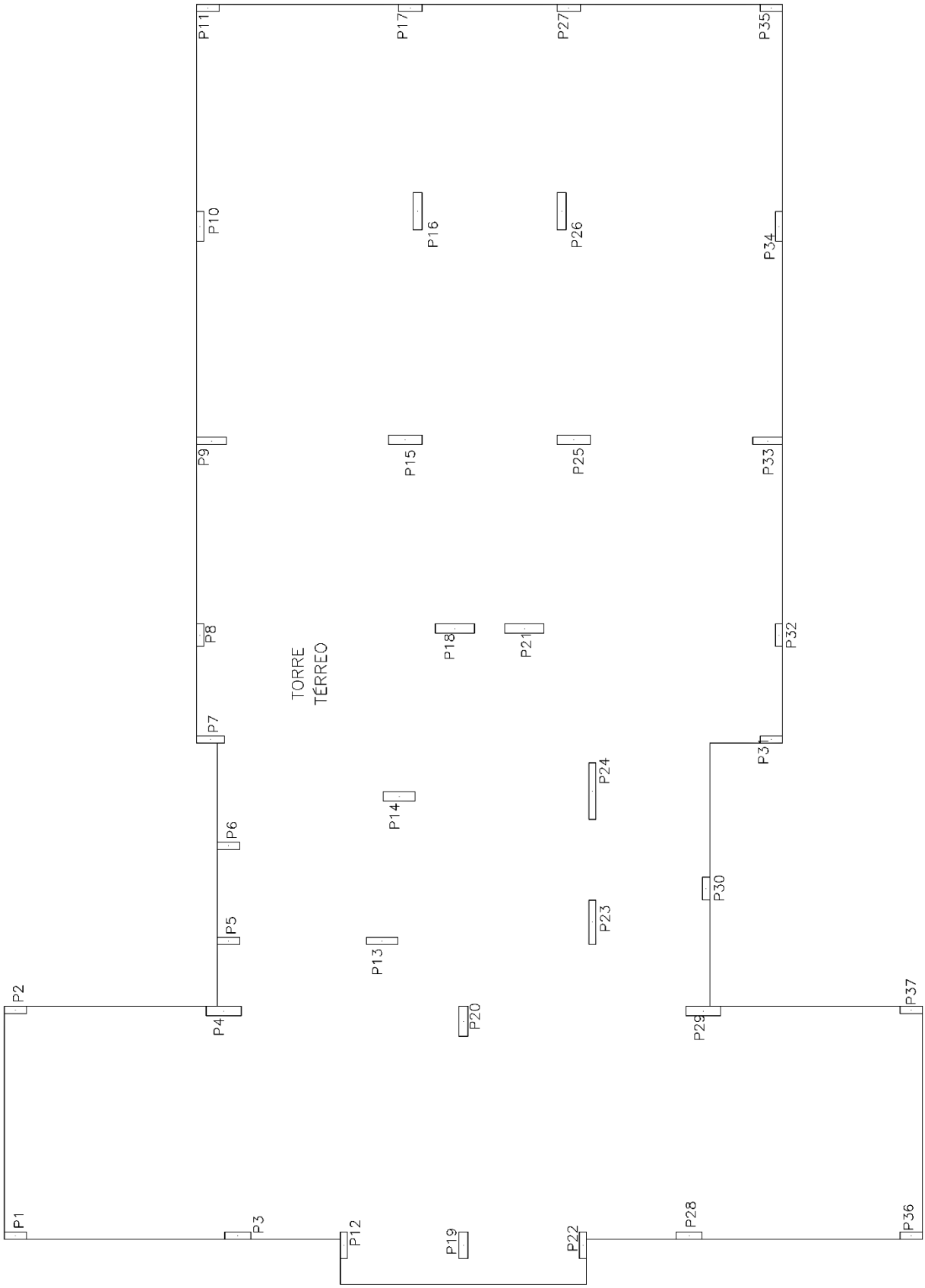
Método de Décort e Quaresma

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (tf/m2)	α	β	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila	12	0,85	0,8	0,0	15,7	15,7
2	4	Argila	12	0,85	0,8	4,1	11,8	15,9
3	3	Argila	12	0,85	0,8	7,6	11,8	19,4
4	3	Argila	12	0,85	0,8	11,1	34,6	45,8
5	6	Silte arenoso	25	0,6	0,65	15,7	52,0	67,6
6	9	Silte arenoso	25	0,6	0,65	21,7	69,3	91,0
7	12	Silte arenoso	25	0,6	0,65	29,2	121,2	150,5
8	21	Silte arenoso	25	0,6	0,65	41,4	103,9	145,3
9	18	Silte arenoso	25	0,6	0,65	51,8	138,5	190,3
10	24	Silte arenoso	25	0,6	0,65	65,2	179,0	244,1
11	31	Silte arenoso	25	0,6	0,65	82,0	155,9	237,9
12	27	Silte arenoso	25	0,6	0,65	96,7	190,5	287,2
13	33	Silte arenoso	25	0,6	0,65	114,4	230,9	345,3
14	40	Silte arenoso	25	0,6	0,65	135,5	230,9	366,4
						R Ruptura:		366,4 tf
						FS global:		2
						Carga admissível :		183,2 tf

Método de Aoki Velloso

Z (m)	NSPT	Tipo de solo	K (Mpa)	a	F1	F2	Ql (tf)	Qp (tf)	Qu (tf)
1	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	0,9	13,5	14,4
2	4	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	2,2	18,0	20,1
3	3	Argila arenosa	0,35	2,4%	3	6	3,1	13,5	16,5
4	3	Argila siltosa	0,22	4,0%	3	6	4,0	8,5	12,5
5	6	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	6,7	42,3	49,0
6	9	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	10,7	63,5	74,2
7	12	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	16,0	84,7	100,7
8	21	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	25,3	148,2	173,5
9	18	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	33,3	127,0	160,3
10	24	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	44,0	169,3	213,3
11	31	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	57,7	218,7	276,4
12	27	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	69,7	190,5	260,2
13	33	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	84,3	232,8	317,1
14	40	Silte arenoso	0,55	2,2%	3	6	102,1	282,2	384,3
							R Ruptura:		384,3 tf
							FS global:		2
							Carga admissível :		192,1 tf

ANEXO A – PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ESTUDADO


P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
P11
P12
P13
P14
P15
P16
P17
P18
P19
P20
P21
P22
P23
P24
P25
P26
P27
P28
P29
P30
P31
P32
P33
P34
P35
P36
P37
TORRE
TÉRREO

Pilar	Carga V			Carga Acidental	Vento Face X		Vento Face Y	
	Fz* (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Fz (tf)	+/- Fz (tf)	+/- Mx (tf.m)	+/- Fz (tf)	+/-My (tf.m)
P1	126	-1	1	14	13	-5	0	1
P2	123	-1	-1	12	15	-5	4	1
P3	187	0	-1	26	1	-8	0	1
P4	262	5	0	33	-2	-25	-4	3
P5	109	1	0	15	15	-6	3	1
P6	53	2	0	7	2	-2	-1	1
P7	106	-2	0	14	9	-11	-9	1
P8	115	0	0	17	10	-1	8	7
P9	184	-2	0	27	15	-16	-1	1
P10	212	-1	0	29	7	-1	-1	14
P11	99	-1	0	11	21	-9	5	1
P12	86	0	8	10	-14	0	-5	0
P13	217	10	0	28	-18	-15	-9	1
P14	281	8	-3	35	-7	-19	1	2
P15	286	1	2	42	8	-31	-6	2
P16	328	-1	3	42	2	-4	-4	31
P17	97	1	0	9	-22	-11	13	1
P18	244	4	-2	39	-7	-40	2	2
P19	184	-1	0	31	0	-1	-19	11
P20	251	-1	6	44	3	-2	18	17
P21	240	-4	-1	38	5	-41	3	2
P22	78	0	5	9	13	-1	0	7
P23	176	-1	4	12	-13	-1	-62	38
P24	220	0	1	22	2	-1	66	75
P25	292	0	2	43	-8	-32	-5	2
P26	375	1	3	43	-2	-4	-3	29
P27	96	0	0	9	22	0	7	0
P28	185	3	0	25	-1	-8	-1	1
P29	296	3	0	39	7	-25	-10	2
P30	104	0	1	11	3	0	4	5
P31	38	0	0	5	-1	-1	-1	1
P32	120	0	0	17	-9	-1	8	5
P33	187	2	0	28	-15	-16	0	1
P34	209	1	0	28	-7	-1	0	11
P35	100	1	0	11	-20	-9	10	1
P36	127	-3	0	14	-13	-5	-5	0
P37	125	-3	1	12	-14	-5	0	0

* Obs.: Carga vertical de projeto já adicionada a carga acidental e 5% a mais para previsão de blocos de coroamento

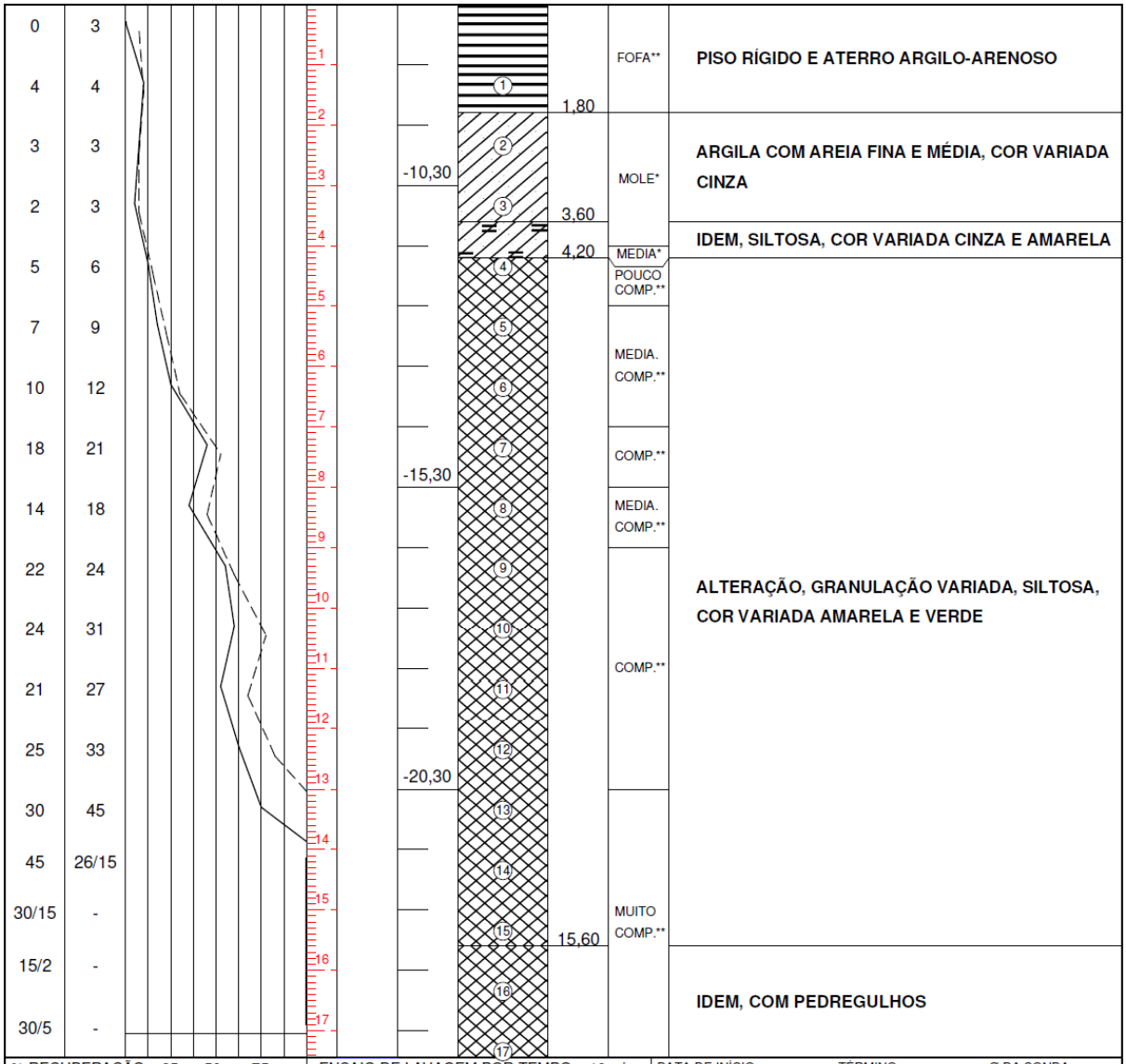
ANEXO B – SONDAGEM DO TERRENO

tecnologia de materiais
Rua Lagoinha, 52 CEP 90690-360 fones (51) 338-3354 POA RS

Sondagens
Estudos geotécnicos
Tecnologia de concreto
Fiscalização estrutural
Controle de recalques

Consultoria
Recuperação de estruturas
Projeto de fundações
Pavimentação e
Terraplenagem

PERFIL DE SONDAGEM N° **SP.02**
COTA **-7,30**



% RECUPERAÇÃO 25 50 75
N.A. INICIAL N.O.
N.A. APÓS 24 hs. N.O.

ENSAIO DE LAVAGEM POR TEMPO - 10 min.
PROFUNDIDADE DE INICIO (m) : --.--
ESTÁGIO 1 (cm) : --.--
ESTÁGIO 2 (cm) : --.--
ESTÁGIO 3 (cm) : --.--

DATA DE INÍCIO TÉRMINO Ø DA SONDA
OBS. :

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO

CLIENTE	DES. N.°	DES. BS
OBRA	REF. 07969.SD 12	ESC. 1 : 100
LOCAL	DATA	APROV.