

Universidade Federal do Rio de Janeiro

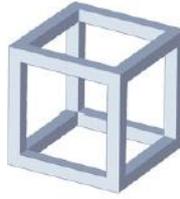
Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

**OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS DOS PROJETOS DE
ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DE UMA PLANILHA
DE CÁLCULO ELETRÔNICA DE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS**

Flávia Vanessa Moura de Carvalho

2014



PPE
PROGRAMA DE PROJETOS
DE ESTRUTURAS



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Flávia Vanessa Moura de Carvalho

**OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS DOS PROJETOS DE
ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DE UMA PLANILHA DE
CÁLCULO ELETRÔNICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**



UFRJ

FLÁVIA VANESSA MOURA DE CARVALHO

OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS DOS PROJETOS DE ESTAQUEAMENTO ATRAVÉS DE
UMA PLANILHA DE CÁLCULO ELETRÔNICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Prof. Luiz Eloy Vaz

Prof. Anderson Pereira

RIO DE JANEIRO

2014

Carvalho, Flávia Vanessa Moura de C.

Otimização dos Custos dos Projetos de Estaqueamento Através de uma Planilha de Cálculo Eletrônica de Fundações Profundas / Flávia Vanessa Moura de Carvalho. – 2014.

125 f. : 73 il. : 30 cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.

Orientadores: Luiz Eloy Vaz
Anderson Pereira

1. Dimensionamento de Estaqueamento. 2. Otimização de custos. 3. Planilha eletrônica. 4. Custo. I. Vaz, Luiz Eloy; Pereira, Anderson. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. III. Otimização dos Custos dos Projetos de Estaqueamento Através de uma Planilha de Cálculo Eletrônica de Fundações Profundas.





UFRJ

OTIMIZAÇÃO DOS CUSTOS DOS PROJETOS DE ESTAQUEAMENTO
ATRAVÉS DE UMA PLANILHA DE CÁLCULO ELETRÔNICA DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Flávia Vanessa Moura de Carvalho

Luiz Eloy Vaz

Anderson Pereira

Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Luiz Eloy Vaz, Dok. Ing., UFF

Prof. Anderson Pereira, D.Sc., PUC-RJ

Rubenei Novais Souza, D.Sc.

Luis Volnei Sudati Sagrilo, D.Sc., UFRJ

Rio de Janeiro
2014

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Vera e Mário, que sempre acreditaram em mim, me proporcionaram educação e me ensinaram a ter força de vontade para superar os desafios.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor e orientador Luiz Eloy, que, mesmo nas horas mais difíceis, me incentivou, não me deixando desistir.

Agradeço aos meus colegas de trabalho Andréia e Rubenei, que me ajudaram em todos os momentos que precisei, dando opiniões, fornecendo conhecimento e material de consulta.

Agradeço ao meu chefe Ubirajara, que possibilitou a realização deste curso de mestrado, prescindindo de muitas horas de trabalho.

RESUMO

Carvalho, Flávia Vanessa Moura de. **Otimização dos Custos dos Projetos de Estaqueamento Através de uma Planilha de Cálculo Eletrônica de Fundações Profundas**. Rio de Janeiro, 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

A demanda crescente da indústria nacional torna necessária a aceleração no desenvolvimento dos projetos de engenharia. Como os projetos das fundações das estruturas são os primeiros a serem executados na obra e precisam de informações de entrada de todos os outros projetos, muitas vezes não são analisados em profundidade, gerando custo adicional, devido a sua não otimização.

Este trabalho tem o objetivo de desenvolver uma planilha que possibilite a escolha de uma solução otimizada em relação a custo, de um projeto de fundações profundas, considerando os custos unitários das estacas, concreto armado e escavação e reaterro, além do perfil geotécnico local.

Para possibilitar a elaboração da planilha de otimização, foi realizado um estudo de tipos de fundações profundas, suas restrições de execução e métodos de dimensionamento. Após este estudo e as definições de abrangência da planilha para os principais tipos de estacas, hélice contínua, pré-moldadas hexagonais protendidas e circulares centrifugadas e raiz, além dos diâmetros que seriam considerados, desenvolveu-se uma planilha em “Excel” que calcula todas as combinações selecionadas de tipos, diâmetros e quantidades de estacas por bloco, e apresenta como resultado a combinação ótima.

Para verificar a eficácia da planilha, foi elaborado um estudo comparativo entre um projeto existente de uma subestação, localizada em uma planta industrial, em Pernambuco, e os resultados extraídos da planilha. Obteve-se, assim, um resultado significativo na redução de custos do projeto, de aproximadamente 35 %.

Palavras-chave: Fundações; Estacas; Otimização; Planilha.

ABSTRACT

Carvalho, Flávia Vanessa Moura de. **Otimização dos Custos dos Projetos de Estaqueamento Através de uma Planilha de Cálculo Eletrônica de Fundações Profundas**. Rio de Janeiro, 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

The increasing demand of the national industry turns necessary the acceleration of the development of engineering projects. As the designs of foundations of structures are the first to be executed and need input information from all other projects, they are often not thoroughly analyzed, generating additional costs due to its non-optimization.

This work aim to develop a spreadsheet that will allow the choice of an optimal solution in terms of cost, for a project of deep foundations, considering the unit cost of the piles, reinforced concrete and excavation and backfill, plus local geotechnical profile.

To enable the development of the optimization spreadsheet, a study of the types of deep foundations, their constraints of execution and methods of sizing was performed. After this study and the definitions of scope of the worksheet to the main types of piles, continuous flight auger, prestressed hexagonal and centrifuged circular precast, and root, in addition to diameters that were considered, was developed a " Excel " spreadsheet which calculates all selected combinations of types, diameters and amounts of piles per block, and presents as a result the optimal combination.

To verify the effectiveness of the worksheet, a comparative study between an existing project from a substation, located in an industrial plant in Pernambuco, and the results extracted from the worksheet was done. Thus, was obtained a significant result in reducing project costs of approximately 35 % .

Keywords: Foundations; Piles; Optimization; Worksheet.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	3
2.1	TIPOS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS ESTACAS	4
2.1.1	Estaca tipo Franki	5
2.1.2	Estaca tipo broca	8
2.1.3	Estaca tipo Strauss	10
2.1.4	Estacas escavadas	12
2.1.5	Estacas tipo hélice contínua	15
2.1.6	Estacas raiz	18
2.1.7	Estacas cravadas	20
2.1.7.1	Estacas de madeira	20
2.1.7.2	Estacas metálicas	21
2.1.7.3	Estacas pré- moldadas de concreto	21
2.2	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS	23
2.2.1	Métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade de carga axial	24
2.2.1.1	Décourt	24
2.2.1.2	Aoki-Velloso modificado por Monteiro	27
2.2.1.3	Antunes Cabral	30
2.2.1.4	Cabral	31
2.2.1.5	Brasfond	32
2.3	CAPACIDADE DE CARGA TRANSVERSAL DAS ESTACAS	34
2.3.1	Coefficiente de reação horizontal	34
2.3.2	Método de Miche	36
2.4	DIFERENTES SOLUÇÕES NA ELABORAÇÃO DE PROJETOS	38
2.4.1	Crítérios para escolha do tipo de estaca	38
2.4.2	Projeto de estaqueamento	39
3	DESENVOLVIMENTO DA PLANILHA ELETRÔNICA DE OTIMIZAÇÃO DE ESTAQUEAMENTO	41
3.1	DADOS DE ENTRADA	41
3.2	VARIÁVEIS DE PROJETO	42
3.3	CORRELAÇÃO ENTRE AS VARIÁVEIS	45
3.4	IMPLEMENTAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA EM EXCEL	46
3.4.1	Aba “Entrada de dados_Pilar”	46
3.4.2	Aba “Dados das estacas e blocos”	49
3.4.3	Aba “Cálculo carga estacas”	50
3.4.4	Aba “Tabela armadura pré-moldadas”	59
3.4.5	Aba “Fundesp”	60
3.4.6	Aba “Brasfond”	63
3.4.7	Aba “Decourt Quaresma”	66
3.4.8	Aba “Aoki Velloso_Monteiro”	69
3.4.9	Aba “Antunes Cabral”	72
3.4.10	Aba “Armadura”	74
3.4.11	Aba “Entrada de dados_estaca”	76
3.4.12	Aba “Resultados comprimentos”	78
3.4.13	Aba “Custos”	79

4	ESTUDO DE CASO	81
4.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTRUTURA ANALISADA	81
4.2	PERFIL GEOTÉCNICO DO TERRENO	84
4.3	RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DA PLANILHA	91
4.4	ANÁLISE DE RESULTADOS	102
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Relação dos tipos de fundações usuais na construção civil	3
Figura 2 - Processo executivo das estacas tipo Franki	5
Figura 3 – Processo executivo das estacas tipo broca	8
Figura 4 – Processo executivo das estacas estaca tipo Strauss	10
Figura 5 – Escavação sem lama bentonítica	12
Figura 6 – Escavação com lama bentonítica	13
Figura 7 - Fases de execução das estacas tipo hélice contínua	15
Figura 8 – Processo executivo das estacas raiz	18
Figura 9 - Detalhamento das estacas pré- moldadas	22
Figura 10 - Diagrama Força Normal (tf) x Momento Fletor (tfm*) para estaca padrão quadrada maciça protendida 20 x 20 cm	22
Figura 11 – M_{max} x LT segundo Miche	38
Figura 12 – Dimensões dos blocos consideradas na planilha para estacas Hélice Contínua e estacas Pré- moldadas em concreto	43
Figura 13 – Dimensões dos blocos consideradas na planilha para estacas Raiz	43
Figura 14 – Altura do bloco rígido	44
Figura 15 – Inserção de dados da sondagem	47
Figura 16 – Inserção de dados para cálculo de estacas em rocha	47
Figura 17 – Inserção de dados para cálculo da armadura	48
Figura 18 – Inserção de cargas aplicadas no bloco	48
Figura 19 – Inserção de custos	48
Figura 20 – Resultado final	49
Figura 21 – Macro “Geral”, botão “Calcular”	49
Figura 22 – Dados das estacas e blocos (parcial)	50
Figura 23 – Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 1 estaca)	51
Figura 24 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 2 estacas)	53
Figura 25 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 3 estacas)	54
Figura 26 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 4 estacas)	55
Figura 27 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 5 estacas quadrado)	57
Figura 28 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 5 estacas retangular)	57
Figura 29 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 6 estacas)	59
Figura 30 – Aba “Tabela armadura pré- moldadas”	60
Figura 31 – Dados da estaca	60

Figura 32 – Coeficientes β_1 e β_2 e valores de adesão estaca-rocha	61
Figura 33 – Cálculo da carga admissível pelo método Cabral – parte 1	62
Figura 34 – Cálculo da carga admissível pelo método Cabral – parte 2	62
Figura 35 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Cabral	63
Figura 36 – Dados da estaca	63
Figura 37 – Coeficientes α e valores de adesão estaca-rocha	64
Figura 38 – Cálculo da carga admissível pelo método Brasfond – parte 1	65
Figura 39 – Cálculo da carga admissível pelo método Brasfond – parte 2	65
Figura 40 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Brasfond	66
Figura 41 – Dados da estaca	66
Figura 42 – Coeficientes C , α , β e valores de adesão estaca-rocha	67
Figura 43 – Cálculo da carga admissível pelo método Decourt Quaresma – parte 1	68
Figura 44 – Cálculo da carga admissível pelo método Decourt Quaresma – parte 2	68
Figura 45 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Decourt Quaresma	69
Figura 46 – Dados da estaca	69
Figura 47 – Coeficientes F_1 , F_2 , k , a e valores de adesão estaca-rocha	70
Figura 48 – Cálculo da carga admissível pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro – parte 1	71
Figura 49 – Cálculo da carga admissível pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro – parte 2	71
Figura 50 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro	72
Figura 51 – Dados da estaca	72
Figura 52 – Coeficientes β_1 e β_2	73
Figura 53 – Cálculo da carga admissível pelo método Antunes Cabral	73
Figura 54 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Antunes Cabral	74
Figura 55 – Tabela de cálculo da armadura	75
Figura 56 – Entrada de dados para cálculo do estaqueamento	76
Figura 57 – Armazenamento de dados e cálculo dos comprimentos finais das estacas	77
Figura 58 – Resultados dos comprimentos (parcial)	78
Figura 59 – Aba “Tabela resumo dos comprimentos”	78
Figura 60 – Cálculo dos custos de cada solução proposta	79
Figura 61 – Amostra da tabela de busca de características da solução encontrada (parcial)	79
Figura 62 - Resultados encontrados	80

Figura 63 – Planta baixa do térreo da subestação	81
Figura 64 - Planta baixa do 1o pavimento da subestação	82
Figura 65 – Cortes e detalhes da subestação	82
Figura 66 – Carga da superestrutura nas fundações – parte 1	83
Figura 67 – Carga da superestrutura nas fundações – parte 2	84
Figura 68 – Locação das estacas do projeto original e locação das sondagens executadas	85
Figura 69 – SP-1380	87
Figura 70 – SP-1381	88
Figura 71 – SP-1398	89
Figura 72 – SP-1399	90
Figura 73 – Custos estimados utilizados nos cálculos	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Critérios de classificação de estacas	4
Tabela 2 – Peso e diâmetro dos pilões	6
Tabela 3 - Cargas de trabalho típicas para estacas do tipo Franki (VELLOSO e LOPES, 2002)	8
Tabela 4 - Cargas de trabalho típicas para estacas do tipo broca (VELLOSO e LOPES, 2002)	9
Tabela 5 - Cargas usuais para estacas tipo Strauss (VELLOSO e LOPES, 2002)	12
Tabela 6 - Cargas de trabalho usuais para estacas escavadas (VELLOSO e LOPES, 2002)	15
Tabela 7 - Cargas de trabalho usuais para estacas hélice contínua (VELLOSO e LOPES, 2002)	17
Tabela 8 - Cargas usuais para estacas raiz (VELLOSO e LOPES, 2002)	20
Tabela 9 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)	25
Tabela 10 – Valores do coeficiente α em função do tipos de solo e estaca	26
Tabela 11 – Valores do coeficiente β em função do tipos de solo e estaca	26
Tabela 12 – Coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975)	28
Tabela 13 – Coeficientes $F1$ e $F2$ (Aoki e Velloso, 1975)	28
Tabela 14 – Coeficientes $F1$ e $F2$ (Monteiro, 1997)	29
Tabela 15 – Coeficientes K e α (Monteiro, 1997)	30
Tabela 16 – Coeficientes $\beta1$ e $\beta2$ ($\beta1N$ e $\beta2N$ em kgf/cm ² e $\beta2N \leq 40$ kgf/cm ²)	31
Tabela 17 – Valores de $\beta1$ e $\beta2$ (Cabraal, 1986)	32
Tabela 18 – Coeficiente α (Brasfond, 2001)	33
Tabela 19 – Valores típicos de k para argilas pré-adensadas	36
Tabela 20 – Valores típicos de nh	36
Tabela 21 - Espaçamento mínimo adotado entre estacas constituintes de um estaqueamento	39
Tabela 22 – Resumo das estacas adotadas no projeto original	85
Tabela 23 – Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto original	86
Tabela 24 – Resumo das cargas nas bases	91
Tabela 25 – Resultados obtidos para as combinações de cargas de cada pilar	93
Tabela 26 – Resultados padronizados para execução de Estacas Hélice Contínua de 35 cm	94

Tabela 27 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 cm	95
Tabela 28 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 60 cm	96
Tabela 29 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 70 cm	97
Tabela 30 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Hélice Contínua de 35 cm	98
Tabela 31 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 cm	99
Tabela 32 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 60 cm	100
Tabela 33 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 70 cm	101
Tabela 34 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Hélice Contínua de 35 cm	102
Tabela 35 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 cm	102
Tabela 36 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 60 cm	103
Tabela 37 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 70 cm	103
Tabela 38 – Comparação dos custos entre o projeto original e o projeto padronizado	104
Tabela 39 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm	105
Tabela 40 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm	106
Tabela 41 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm	107
Tabela 42 – Comparação dos custos entre o projeto original e o projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm	107

1 INTRODUÇÃO

Para atender o crescimento da economia brasileira, grandes projetos de engenharia são frequentemente apresentados pelas indústrias. Com esta demanda crescente, as empresas projetistas necessitam de ferramentas que possibilitem uma maior agilidade na elaboração dos seus projetos, unindo a redução de prazos com baixos custos. Um projeto de vital importância no cumprimento destes objetivos é o projeto de fundações profundas, pois é o primeiro a ser executado, podendo gerar atrasos na obra e aumento dos custos do empreendimento, caso haja superdimensionamento. Tendo em vista que o custo e o prazo são fatores decisivos à viabilidade de um projeto, é necessário projetar as fundações de uma unidade industrial de maneira que o projeto seja mais otimizado, possibilitando a redução de custos na implementação do empreendimento.

Devido a enorme gama de tipos e diâmetros de estacas, a escolha do tipo de fundação, para um determinado projeto, não é uma tarefa simples, pois abrange diversos fatores, como perfil geotécnico, nível de carga, facilidade de acesso, disponibilidade de material e equipamentos, custos e prazo.

Para as empresas projetistas, este texto vai apresentar as possibilidades de elaboração de um projeto ótimo e mostrar a possibilidade de reduzir os custos de um projeto. As empresas que contratam estes projetos perceberão que é possível economizar em alguns itens sem que o prazo da obra seja comprometido.

Com o objetivo de que seja possível a redução de custos em fundações, foi desenvolvido um planilha eletrônica que realiza o cálculo otimizado de uma determinada seleção de estacas, para cargas e perfis geotécnicos dados. Para isso foram pesquisados os tipos e diâmetros mais utilizados nos projetos de fundações profundas, os métodos de cálculo geotécnico para determinação de seus comprimentos e os custos médios para cada um desses tipos de estacas. Há a possibilidade de, seguindo a mesma metodologia, ampliar a aplicação a outros tipos de estacas. Além disso, com o intuito de comprovar os benefícios de se estudar diversas soluções em um projeto, foi apresentado um estudo de caso das fundações de uma subestação, localizada em uma planta industrial, na região Nordeste do Brasil.

Este texto foi dividido em quatro partes. O capítulo Fundações Profundas mostra a teoria das fundações, apresentando os diversos tipos de estacas, os métodos de cálculo geotécnico e estrutural, e a possibilidade de se ter diversas soluções para um mesmo projeto. O terceiro capítulo apresenta a metodologia utilizada na criação da planilha computacional

para otimização do cálculo do estaqueamento, em um projeto, detalhando as diversas etapas e definindo dados de entrada e saída do programa. O capítulo seguinte demonstra a utilização da planilha computacional, através de um estudo de caso, além de apresentar a análise dos resultados. O último capítulo trata das considerações finais deste trabalho e apresenta sugestões para seu aprofundamento.

2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As Fundações Profundas são elementos estruturais de uma obra que tem a finalidade de transmitir as cargas de uma edificação para uma camada resistente do solo.

Segundo a Norma Brasileira NBR 6122:2010, define-se como fundação profunda:

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 a sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (ABNT, 2010, p. 3)

A Figura 1 apresenta alguns tipos de fundações.

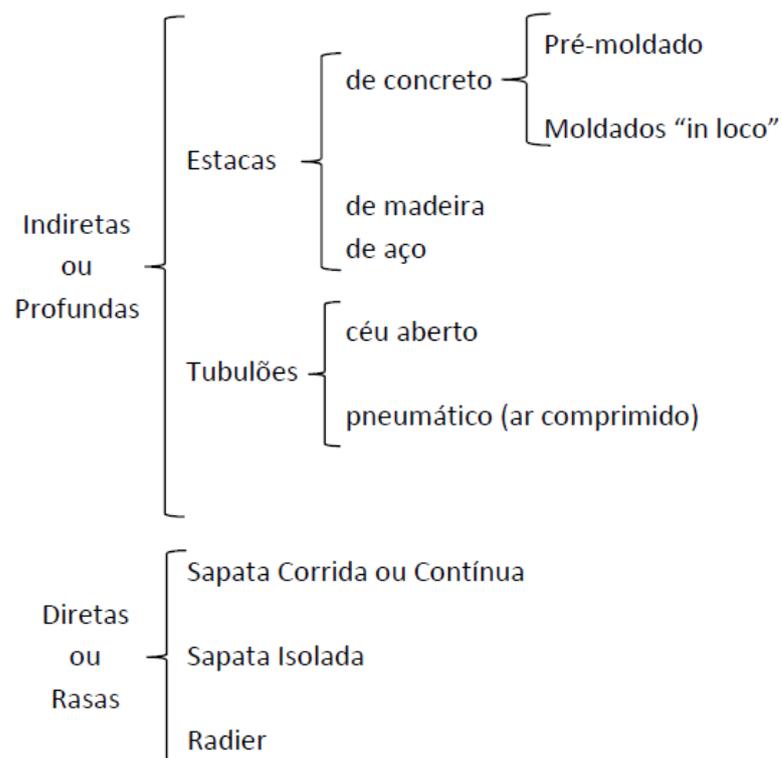


Figura 1- Relação dos tipos de fundações usuais na construção civil

No sistema estaca-solo, o solo é mais heterogêneo, errático e menos resistente, sendo, na maioria dos casos, portanto o fator determinante na capacidade de carga da fundação. O solo deve ter resistência e rigidez suficiente para não haver ruptura e não apresentar grandes deformações.

O projeto dos elementos de fundação é elaborado com base nas cargas transmitidas pela estrutura, calculadas no projeto da estrutura. Como o projeto da estrutura é, normalmente, calculado anteriormente ao projeto da fundação, este considera que o deslocamento das fundações é nulo, sendo a estrutura tratada como um bloco rígido. Portanto, a escolha das fundações profundas mais adequadas em um determinado projeto é função das cargas de edificação e da profundidade da camada resistente do solo.

As fundações profundas podem ser classificadas por diversos critérios, como materiais, processos construtivos, extensão do deslocamento do solo, funcionamento ou carregamento. A Tabela 1 apresenta estes critérios.

Tabela 1 - Critérios de classificação de estacas

Critério	Classes de Estacas
Material	Madeira Aço Concreto
Processo construtivo	Moldada no local Pré-moldada
Deslocamento do solo	Grande deslocamento Pequeno deslocamento Deslocamento nulo
Funcionamento	Ponta Atrito Mista
Carregamento	Compressão Tração Flexão

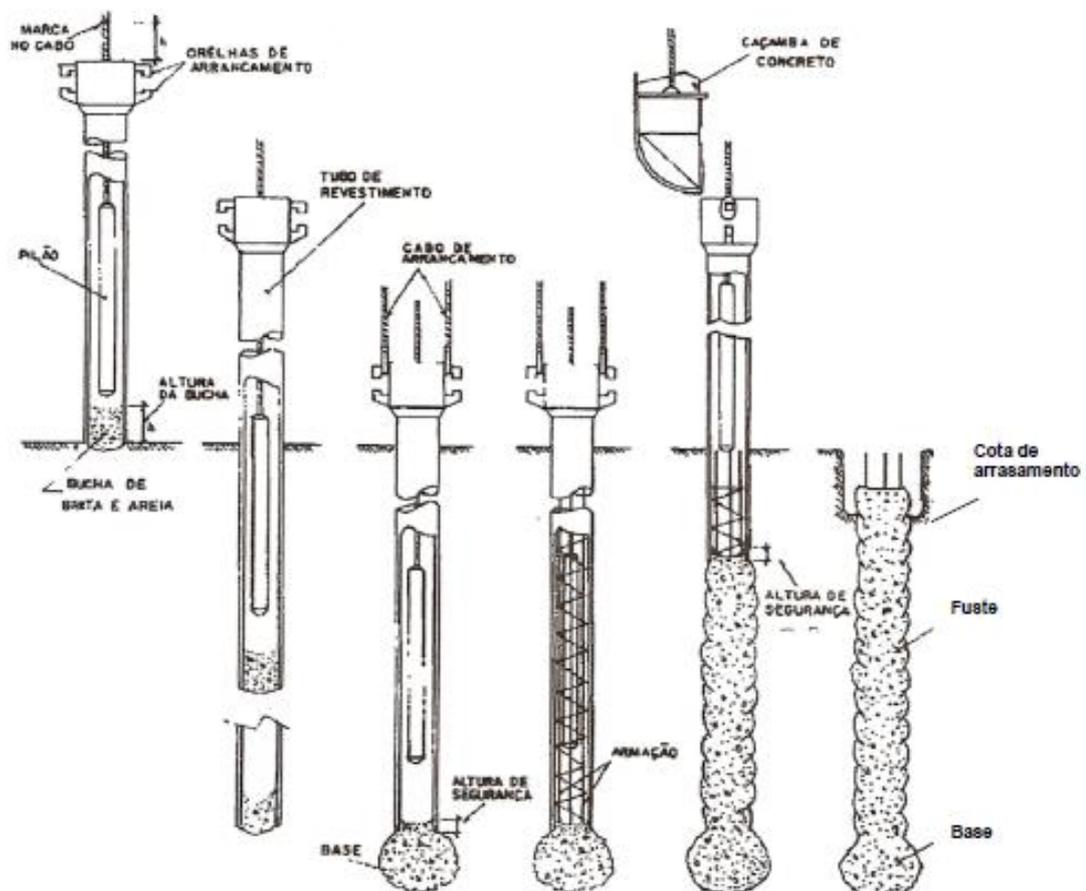
2.1 TIPOS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS ESTACAS

Conforme exposto, existe uma grande variedade de tipos de estacas. Este item mostra alguns destes tipos, empregados no Brasil, e apresenta suas definições, processos construtivos, vantagens e desvantagens.

2.1.1 Estaca tipo Franki

A estaca tipo Franki é uma estaca moldada no local, desenvolvida por Edgard Frankignoul, na década de 1910 e empregada, pela primeira vez no Brasil, em 1935, na Casa Publicadora Baptista, no Rio de Janeiro (HACHICH et al, 1996).

O processo executivo das estacas tipo Franki deve dispor de um bate-estaca, tubos para revestimento do furo e pilões, e é realizado por meio da cravação, no terreno, de um tubo, por meio de golpes sucessivos do pilão em uma bucha seca de pedra e areia aderida ao tubo. Ao ser atingida a cota desejada, é executado o alargamento da base, a introdução da armadura, a execução do fuste de concreto apilado e a retirada do revestimento. A Figura 2 demonstra a sequencia executiva das estacas tipo Franki.



Fonte: HACHICH, 1996

Figura 2 - Processo executivo das estacas tipo Franki

A sequência executiva das estacas tipo Franki pode ser detalhada pelas etapas seguintes:

- (1) Cravação do tubo – Coloca-se o tubo de aço, com diâmetro necessário para a estaca, na posição prevista, vertical ou inclinada, e derrama-se, no seu interior, certa quantidade de brita e areia, que é socada, por meio de golpes de um pilão de 10 a 34kN, de encontro ao terreno, formando uma bucha seca e estanque, que adere ao tubo por atrito. Assim, através dos golpes do pilão na bucha seca, o tubo penetra no terreno, comprimindo-o, até que se atinja a nega especificada. Além de possibilitar a cravação, a bucha também proporciona estanqueidade ao tubo, impedindo a entrada de água e solo no seu interior. A Tabela 2 apresenta o peso e o diâmetro dos pilões em função do diâmetro da estaca, segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 6122.

Tabela 2 – Peso e diâmetro dos pilões

Diâmetro da estaca (m)	Peso do pilão (kN)	Diâmetro do pilão (m)
0,30	10	0,18
0,35	15	0,18
0,40	20	0,25
0,45	25	0,28
0,52	28	0,31
0,60	30	0,38
0,70	34	0,43

- (2) Execução da base alargada – Depois de atingida a cota de projeto e a nega especificada, inicia-se a fase de expulsão da bucha e a execução do alargamento da base. Para a expulsão da bucha, o tubo é fixado ao bate-estaca por meio de cabos de aço, e são desferidos golpes de grande altura do pilão. Imediatamente após a expulsão da bucha, um volume de concreto seco, com fator água/cimento igual a 0,18, é introduzido, formando a base alargada, pelo apiloamento de camadas sucessivas desse concreto.
- (3) Colocação da armadura – Ao final da execução da base alargada, a armadura é introduzida, tomando-se cuidado para garantir a sua ancoragem com a base. De acordo com a Norma Brasileira ABNT NBR 6122:2010, a armadura deve ser integral e constituída de, no mínimo, quatro barras de aço CA-50, e sua extremidade inferior, feita em aço CA-25, em forma de cruzeta, soldada à armadura principal.
- (4) Concretagem do fuste – Após a colocação da armadura, inicia-se a concretagem do fuste e apiloamento de camadas sucessivas de concreto fator água/cimento 0,36, e a

simultânea recuperação do tubo, até 30 cm acima da cota de arrasamento. Nesta fase, deve-se garantir a permanência de uma altura mínima de concreto dentro do tubo, com a finalidade de que a água e o solo não penetrem no tubo. Durante esta etapa, deve ser medida a quantidade de concreto introduzida, além do controle de deformações da armadura, pois, à medida que o concreto é apilado, a armadura sofre pequenas deformações. O encurtamento da armadura é medido através de um sistema de variação relativa de alturas entre um cabo fixo a uma das barras da armadura e a torre do bate-estacas.

A execução das estacas tipo Franki com uma distância radial, entre si, menor do que cinco vezes o diâmetro, deve ter pelo menos 12h de intervalo. Além desse intervalo mínimo, durante a execução de estacas, deve ser realizado o controle de levantamento das estacas vizinhas, devido ao deslocamento do solo adjacente.

Quando a compressão ou a vibração do solo não são desejáveis, pode ser realizada a escavação prévia do terreno, por meio de trado especial, mantendo-se a parede do furo estável, através de lama bentonítica, no caso de solos arenosos. Também pode ser realizada a cravação do tubo com ponta aberta, realizando-se a limpeza do seu interior, posteriormente.

Com o objetivo de garantir a integridade das estacas e a qualidade do fuste, a Norma Brasileira ABNT NBR 6122 exige que 1% das estacas, e, no mínimo, uma por obra, seja exposta abaixo da cota de arrasamento, e, se possível, até o nível d'água.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas tipo Franki, além do fator água/cimento já definido, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 350 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,8.

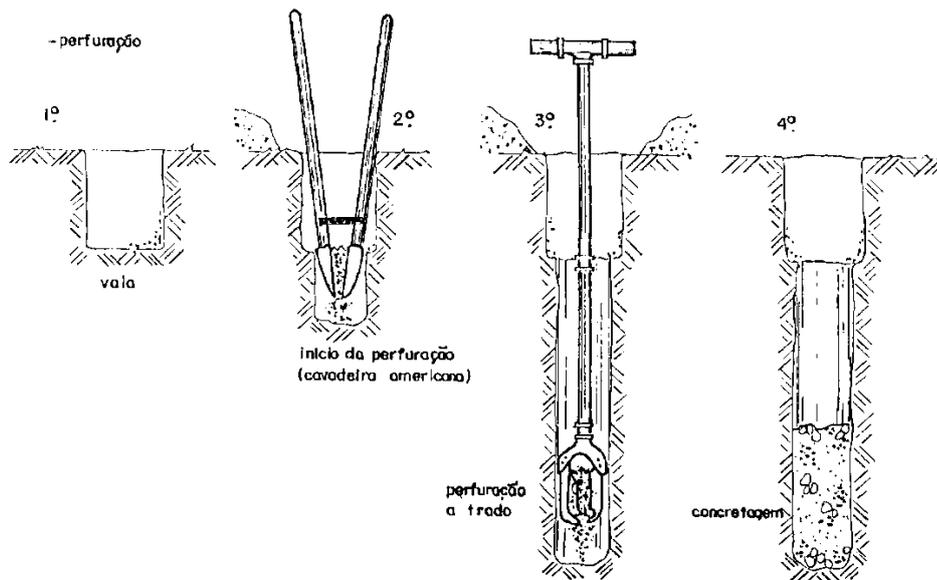
As estacas tipo Franki não são recomendadas para execução em terrenos com matações e situações em que não sejam permitidas grandes vibrações, devido às características do processo executivo. Também não são recomendadas em terrenos com camadas de argila mole saturada, devido aos possíveis problemas de estrangulamento do fuste. A Tabela 3 apresenta as Cargas de trabalho típicas para estacas do tipo Franki.

Tabela 3 - Cargas de trabalho típicas para estacas do tipo Franki (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro da Estaca (mm)						
	300	350	400	450	520	600	700
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 7000$ kPa)							
Usual	450	650	850	1100	1500	1950	2600
Carga de trabalho a Tração (kN)							
	100	150	200	250	300	400	500
Força horizontal Máxima (kN)							
	20	30	40	60	80	100	150

2.1.2 Estaca tipo broca

A estaca do tipo broca é executada por perfuração com trado manual ou mecânico, sem uso de revestimento, e posterior concretagem, conforme mostrado na Figura 3.



Fonte: INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA, 2013

Figura 3 – Processo executivo das estacas tipo broca

A sequência executiva das estacas broca é detalhada pelas etapas seguintes:

- (1) Perfuração – A abertura do furo é iniciada com uma cavadeira americana e a sequência é executada com trado, que tem o seu comprimento acrescido através de barras de aço galvanizado, com comprimentos de 1,5 m, até atingir a profundidade prevista no projeto. Quando a profundidade requerida é atingida, faz-se a limpeza do fundo, com a retirada do material desagregado. As estacas broca só devem ser executadas abaixo do lençol freático se o furo puder ser seco antes da concretagem,

devido à possibilidade de estrangulamento do fuste, no caso solos com baixa estabilidade, e de contaminação do concreto.

- (2) Concretagem – A concretagem é realizada pelo topo do furo, com o auxílio de um funil. O concreto deve ter consistência plástica.
- (3) Colocação da armadura – Normalmente, as estacas broca não são armadas, necessitando somente de armadura de ligação entre a estaca e o bloco. Porém, quando verifica-se que as mesmas, além de trabalharem a compressão, também são solicitadas com esforços transversais ou de tração, é necessária a utilização da armadura.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas tipo broca, além da plasticidade já definida, devem-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 300 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- a carga estrutural admissível adotada não deve ser superior a 20 Mpa , e deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,9, tendo em vista as condições de concretagem.

Devido às limitações do processo executivo e às condições de suporte do terreno, as estacas do tipo broca possuem diâmetros, tipicamente, entre 15 e 25 cm e comprimento de até 6,0 m, além de serem empregadas para pequenas cargas. As cargas de trabalho típicas podem ser vistas na Tabela 4.

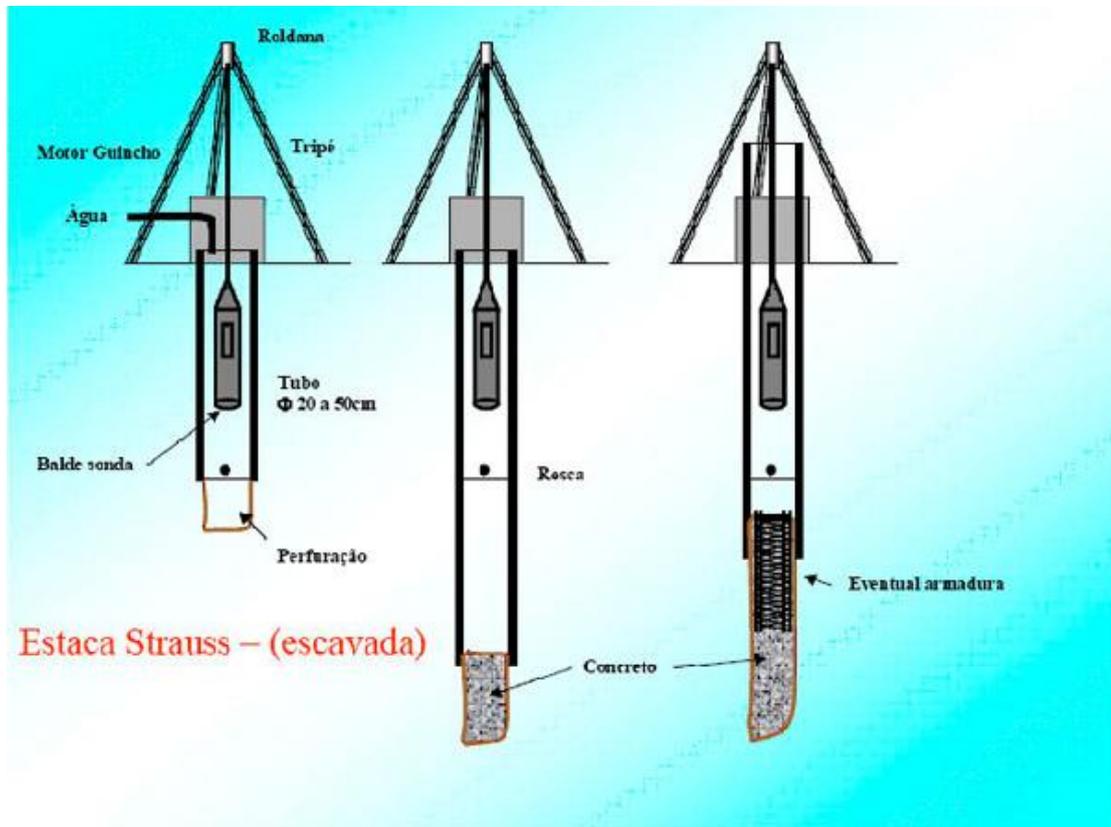
Tabela 4 - Cargas de trabalho típicas para estacas do tipo broca (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro da Estaca (mm)	
	200	250
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 3000 \text{ a } 4000 \text{ kPa}$)		
Usual	100	150

Apesar das limitações construtivas, as estacas tipo broca apresentam como vantagem o fato de não provocar vibrações durante a sua execução, além de poderem servir de cortinas de contenção para construção de subsolos, quando executadas de forma justapostas.

2.1.3 Estaca tipo Strauss

A estaca Strauss é moldada no local, executada por escavação através de uma sonda denominada piteira, com uso parcial ou total de revestimento metálico em segmentos rosqueados, e posterior concretagem, conforme apresentado na Figura 4.



Fonte: FX FUNDAÇÕES, 2013

Figura 4 – Processo executivo das estacas estaca tipo Strauss

A sequência executiva das estacas Strauss pode ser detalhada pelas etapas seguintes:

- (1) Perfuração – O equipamento, constituído de um tripé de madeira ou de aço, um guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), uma sonda de percussão, munida de válvula em sua extremidade inferior, para a retirada de terra e um pilão com aproximadamente 300 kg, deve ser posicionado assegurando a centralização e a verticalidade da estaca. A perfuração é iniciada através de repetidos golpes do pilão ou da sonda, com o objetivo de criar um pré-furo de 1 a 2 m de comprimento. Neste pré-furo é introduzido um segmento curto do revestimento, com coroa na ponta. Este procedimento é repetido diversas vezes, até que se atinja a profundidade projetada. Concluída a perfuração, lança-se água no interior dos tubos, com o objetivo de fazer a limpeza. A água e a lama devem ser totalmente removidas pela sonda.

- (2) Concretagem – Após a perfuração, o concreto deve ser lançado, por meio de um funil, em volume suficiente para completar 1 m de coluna. Posteriormente, deve ser realizado o apiloamento do concreto, com o objetivo de se formar a ponta da estaca. Simultaneamente a cada etapa de lançamento e apiloamento do concreto, o revestimento é removido.
- (3) Colocação da armadura – Para estacas sujeitas a apenas compressão, não é necessária a utilização de armadura, apenas de armadura de arranque, sem função estrutural. Neste caso, as barras podem ser posicionadas no concreto individualmente, sem estribos, imediatamente após a concretagem. Caso a armadura tenha função estrutural, ela deve ser introduzida no revestimento, antes da concretagem, e o soquete que apiloará o concreto, deverá ter diâmetro menor do que o da armadura. Neste caso, o diâmetro mínimo das estacas deve ser de 32 cm e os estribos devem ter espaçamento entre 15 e 30 cm.

A execução das estacas Strauss com uma distância radial menor ou igual a cinco vezes o diâmetro, deve ser executada com pelo menos 12h de intervalo.

Com o objetivo de garantir a integridade das estacas e a qualidade do fuste, a Norma Brasileira ABNT NBR 6122 exige que 1% das estacas, e, no mínimo, uma por obra, seja exposta abaixo da cota de arrasamento, e, se possível, até o nível d'água.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas tipo Strauss, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 300 kg/m³;
- $f_{ck} \geq 20$ Mpa aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- abatimento entre 8 e 12 cm para estacas não armadas e de 12 a 14 cm para estacas armadas, conforme Norma Brasileira ABNT NBR NM 67;
- diâmetro máximo do agregado de 19 mm (brita 1);
- deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,9.

A estaca tipo Strauss apresenta algumas vantagens como a leveza e a simplicidade do equipamento, possibilitando a sua utilização em locais confinados, em terrenos acidentados ou ainda no interior de construções com pé direito reduzido, além de o processo não causar vibrações. Porém, não é recomendável a sua utilização em profundidades abaixo do nível d'água em solos arenosos, ou em de argilas moles saturadas.

A Tabela 5 apresenta as cargas usuais das estacas tipo Strauss em função do diâmetro utilizado.

Tabela 5 - Cargas usuais para estacas tipo Strauss (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro da Estaca (mm)			
	250	320	380	450
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 4000$ kPa)				
Usual	200	325	450	650

2.1.4 Estacas escavadas

As estacas escavadas são estacas moldadas no local a partir de uma escavação prévia feita no terreno por um trado mecânico, e, posteriormente, a concretagem.

As perfurações deste tipo de estaca necessitam de suporte das paredes, no caso de argilas moles saturadas, onde é necessário o emprego de revestimento ou fluido estabilizante. A Figura 5 e a Figura 6 mostram o esquema de execução das estacas escavadas sem e com fluido estabilizante (lama bentonítica).

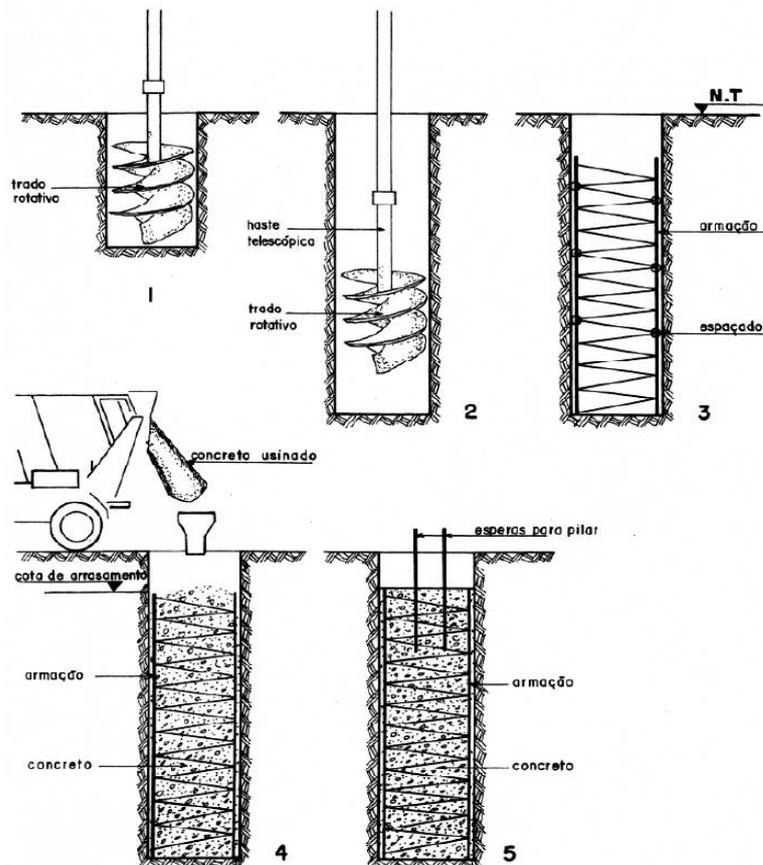


Figura 5 – Escavação sem lama bentonítica

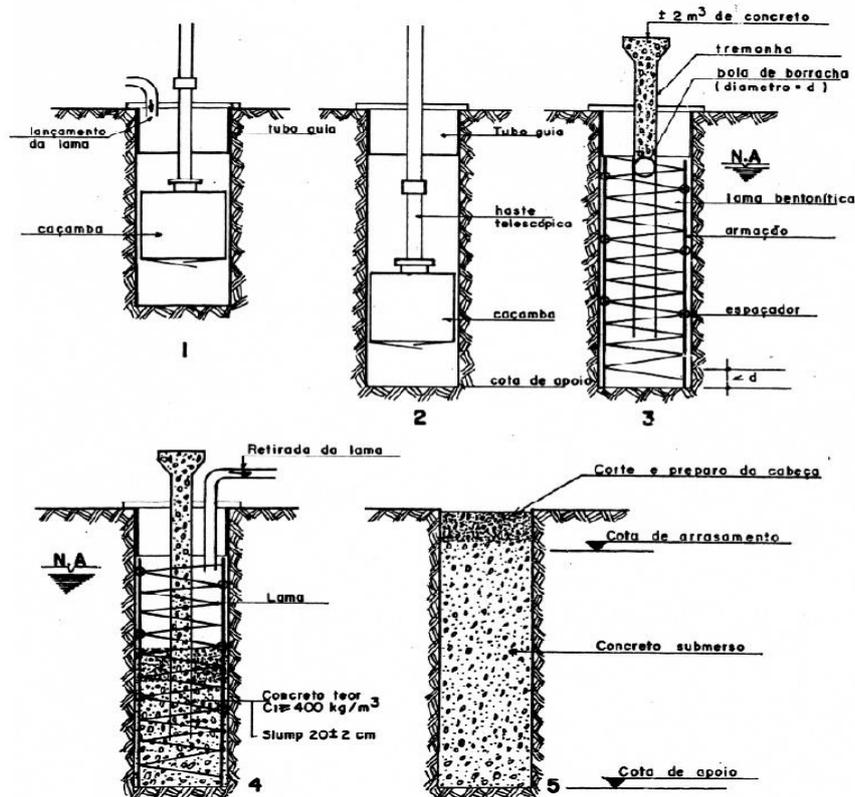


Figura 6 – Escavação com lama bentonítica

A sequência executiva das estacas escavadas pode ser detalhada pelas etapas seguintes:

- (1) Perfuração – A perfuração é realizada por um trado mecânico, até a cota desejada. No caso de utilização de lama bentonítica, o seu lançamento é realizado durante a perfuração. A seguir o trado é retirado totalmente do furo.
- (2) Concretagem – Após a perfuração, o concreto deve ser lançado, por meio de um funil, com comprimento mínimo de 1,5 m, no caso de estacas escavadas sem fluido estabilizante, ou através de um tubo tremonha, sendo realizada até, no mínimo 50 cm acima da cota de arrasamento.
- (3) Colocação da armadura – Para estacas sujeitas a apenas compressão, não é necessária a utilização de armadura, apenas de armadura de arranque, sem função estrutural. Neste caso, as barras podem ser posicionadas no concreto individualmente, sem estribos, imediatamente após a concretagem. Caso a armadura tenha função estrutural, ela deve ser introduzida no furo, antes da concretagem.

A execução das estacas escavadas sem fluido estabilizante com uma distância radial de três vezes o diâmetro, deve ser executada com pelo menos 12h de intervalo. A execução das

estacas escavadas com fluido estabilizante com uma distância radial de cinco vezes o diâmetro, deve ser executada com pelo menos 12h de intervalo.

Com o objetivo de garantir a integridade das estacas e a qualidade do fuste, a Norma Brasileira ABNT NBR 6122 exige que 1% das estacas, e, no mínimo, uma por obra, seja exposta abaixo da cota de arrasamento, e, se possível, até o nível d'água.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas escavadas sem fluido estabilizante, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 300 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- abatimento entre 8 e 12 cm para estacas não armadas e de 12 a 14 cm para estacas armadas, conforme Norma Brasileira ABNT NBR NM 67;
- diâmetro máximo do agregado de 19 mm (brita 1);
- a carga estrutural admissível adotada não deve ser superior a 20 Mpa, e deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,9, tendo em vista as condições de concretagem.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas escavadas com fluido estabilizante, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 400 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- abatimento igual a $22 \pm 3 \text{ cm}$, conforme Norma Brasileira ABNT NBR NM 67;
- diâmetro máximo do agregado de 19 mm (brita 1);
- fator água/cimento $\leq 0,6$;
- % de argamassa em massa ≥ 55 ;
- a carga estrutural admissível adotada não deve ser superior a 20 Mpa, e deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,8, tendo em vista as condições de concretagem.

A técnica de construção das estacas escavadas tem a vantagem de, além de não produzir vibrações no solo, permitir uma grande mobilidade, versatilidade e produtividade.

Entretanto, a aplicação em solos não coesivos necessita da utilização de fluido estabilizante, encarecendo o procedimento.

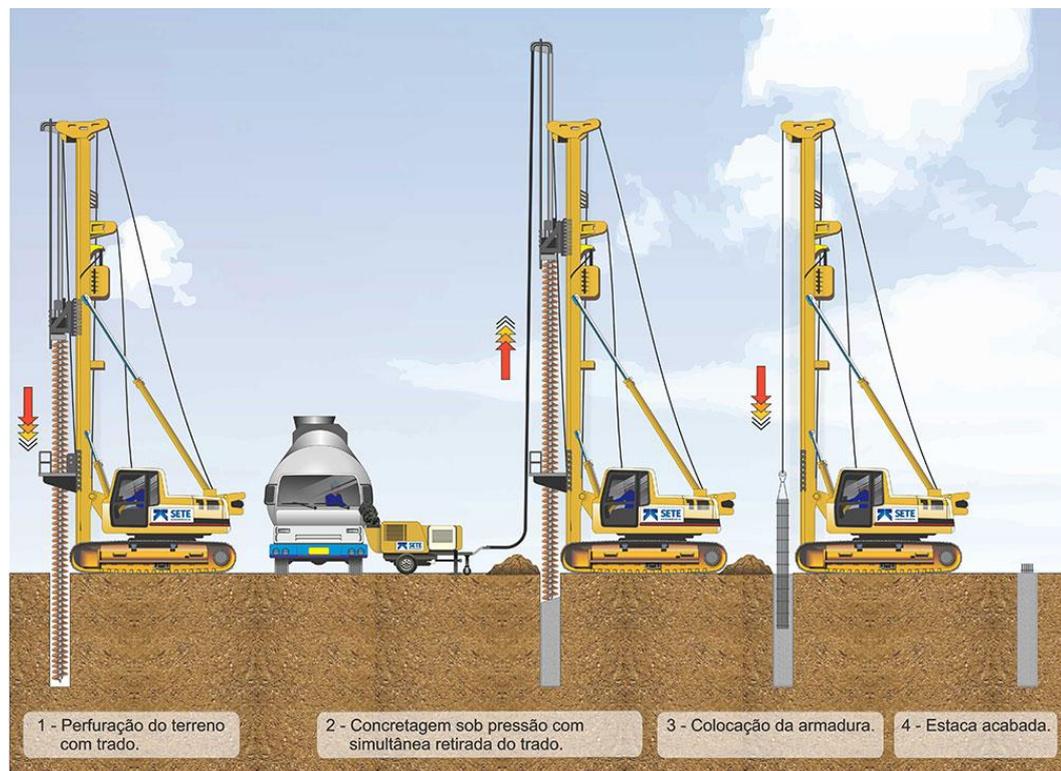
A Tabela 6 apresenta as cargas usuais das estacas escavadas com fluido estabilizante em função do diâmetro utilizado.

Tabela 6 - Cargas de trabalho usuais para estacas escavadas (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro da Estaca (mm)			
	600	800	1000	1200
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 3000$ a 4000 kPa)				
Usual	900	1500	2400	3400

2.1.5 Estacas tipo hélice contínua

As estacas tipo hélice contínua são um tipo de fundação profunda constituída por concreto moldado no local, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno. A Figura 7 mostra as etapas de execução das estacas hélice contínua.



Fonte: SETE ENGENHARIA, 2013

Figura 7 - Fases de execução das estacas tipo hélice contínua

As fases de execução das estacas tipo hélice contínua estão detalhadas a seguir:

- (1) Perfuração – O equipamento de escavação, constituído por um guindaste, dotado de uma torre, acoplada a um trado contínuo em forma de hélice, deve ser posicionado assegurando a centralização da estaca. O trado pode ser encontrado em diversos diâmetros e é definido conforme as especificações do projeto, e a sua extremidade inferior é dotada de garras que permitem cortar o solo. A perfuração consiste em introduzir, no terreno, a haste de perfuração com a hélice, por rotação produzida por motor hidráulico, localizado na extremidade superior da hélice, até a cota definida em projeto. Com o objetivo de se evitar que durante a perfuração haja entrada de solo ou água na haste tubular, existe, em sua face inferior, uma tampa metálica provisória, que é expulsa no início da concretagem.
- (2) Concretagem – Alcançada a profundidade desejada inicia-se a fase da concretagem por bombeamento de concreto pelo interior da haste tubular. Com a pressão de injeção, a tampa localizada no inferior da haste é expulsa, permitindo a passagem do concreto pelo tubo. A concretagem é realizada simultaneamente à extração da hélice do terreno, sempre sob pressão positiva, da ordem de 0,5 a 1,0 kgf/cm² (0,5 a 1,0 bar), de modo que seja garantida a continuidade do fuste. Com o objetivo de não se ter vazios entre o concreto injetado e a hélice, a velocidade de subida do trado deve ser controlada, de modo a sempre se ter um sobre consumo de concreto em relação ao volume teórico.
- (3) Colocação da armadura – O método executivo da estaca hélice contínua exige a armadura seja colocada após o término da concretagem. A armadura, constituída por barras longitudinais e estribos, normalmente, em espiral, é introduzida na estaca manualmente, pelos operários, ou com auxílio de algum equipamento, no caso de comprimentos maiores. Recomenda-se que, para aumentar a rigidez da armadura, garantindo a sua verticalidade, o estribo seja devidamente amarrado e soldado as barras longitudinais, e que sejam utilizados roletes plásticos espaçadores, com dimensões apropriadas, para a perfeita centralização da armadura. As estacas submetidas apenas a esforço de compressão levam armadura apenas no seu topo, em geral com comprimentos entre 4 e 6 m. Para as estacas submetidas à ação de esforços horizontais e momentos fletores, o comprimento da armadura deve abranger todo o trecho da estaca onde atua o diagrama do momento. Para as estacas sujeitas a tração, deve-se arma-las em toda a extensão onde está submetida ao esforço.

A execução das estacas escavadas com uma distância radial menor do que cinco vezes o diâmetro, deve ser executada com pelo menos 12h de intervalo.

Quanto à especificação do concreto utilizado para as estacas hélice contínua, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 400 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- abatimento igual a $22 \pm 3 \text{ cm}$, conforme Norma Brasileira ABNT NBR NM 67;
- agregado: areia e pedrisco;
- fator água/cimento $\leq 0,6$;
- % de argamassa em massa ≥ 55 ;
- traço tipo bombeado;
- deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,8.

Uma das principais vantagens da utilização de estacas hélice contínua está na sua alta produtividade, comparada com outras, reduzindo o cronograma da obra, além de permitir a sua utilização na maior parte dos maciços de solo, exceto quando ocorrem matacões e rochas ou terrenos com resistência muito elevada. Outro fator de grande importância é que as estacas hélice contínua não produzem vibração e possuem um controle de qualidade bastante desenvolvido. Seu método executivo permite que o terreno não seja desconfinado, aumentando a resistência por atrito lateral, em relação às estacas escavadas. Entretanto, o tamanho necessário do equipamento é muito grande, visto que a torre é contínua, o que inviabiliza comprimentos elevados e dificulta a mobilidade do equipamento. Além do porte do equipamento, outra desvantagem é a necessidade de se ter um alto controle operacional, visto que, em solos de baixa consistência, caso se tenha a velocidade de elevação do trado superior ao preenchimento do furo com concreto, pode haver desmoronamento das paredes do furo, seccionando o fuste.

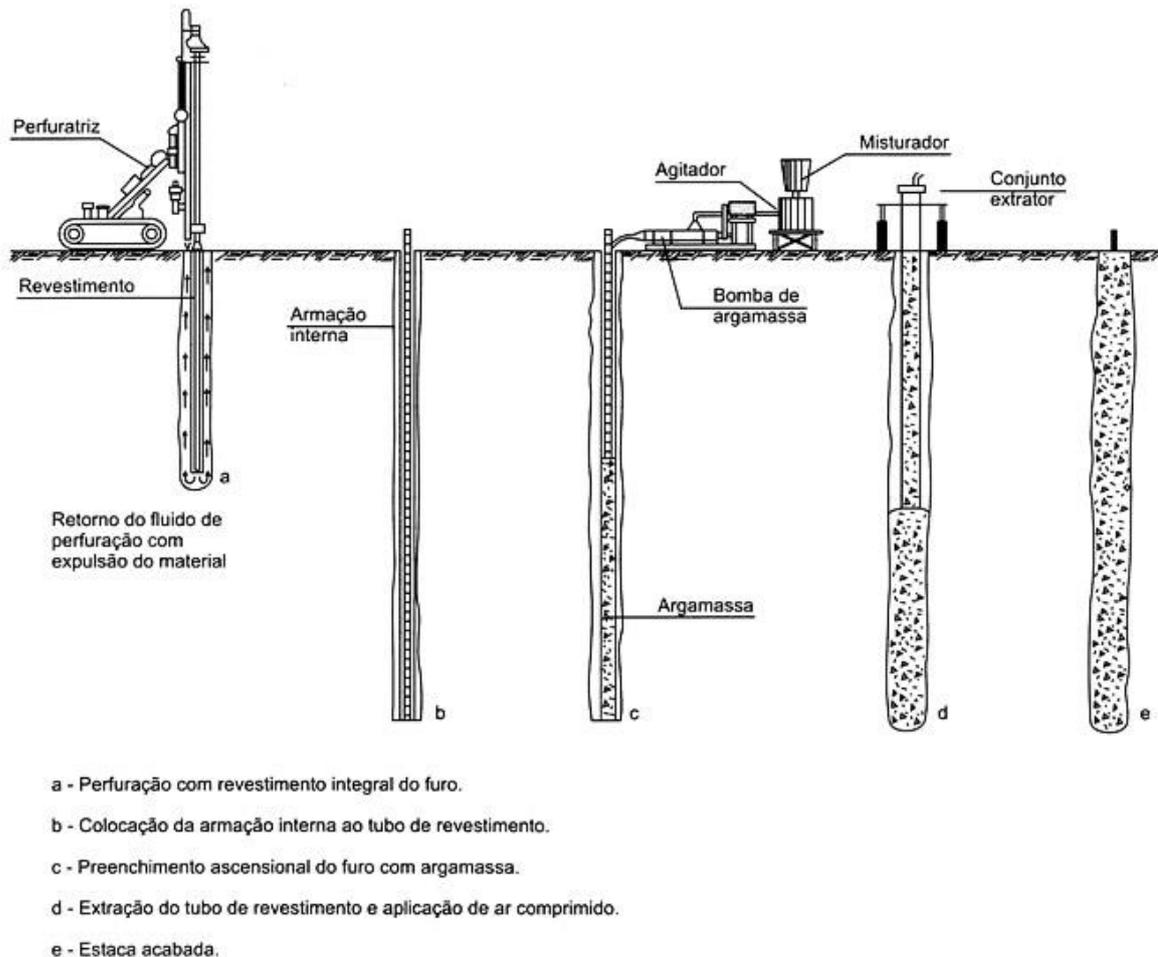
A Tabela 7 apresenta as cargas de trabalho usuais das estacas hélice contínua em função do diâmetro utilizado.

Tabela 7 - Cargas de trabalho usuais para estacas hélice contínua (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro da Estaca (mm)		
	400	500	600
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 6000 \text{ kPa}$)			
Usual	750	1200	1700

2.1.6 Estacas raiz

As estacas raiz fazem parte das estacas escavadas com injeção. As estacas injetadas podem ser executadas com inclinações entre 0 e 90°, apresentam resistência de fuste bastante superior, se comparada aos demais tipos de estaca com mesmos diâmetros. O processo executivo das estacas raiz está demonstrado na Figura 8.



Fonte: DRILLING DO BRASIL, 2013

Figura 8 – Processo executivo das estacas raiz

As fases de execução das estacas raiz estão detalhadas a seguir:

- (1) Perfuração em solo – Após o posicionamento do equipamento, garantindo a centralização e a inclinação especificadas em projeto, a perfuração é realizada por uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, com uso de circulação de água bombeada no seu interior. Ao retornar externamente ao tubo, a água bombeada remove o material desagregado pela coroa ao mesmo tempo em que forma-se espaço anelar entre o tubo e o solo, permitindo que o mesmo gire livremente.

- (2) Perfuração em solos com matacões ou embutimento em rocha – Quando se atinge uma camada com matacões ou está previsto o embutimento da estaca em rocha, é necessário que a perfuração continue com um equipamento que permita desagregar este material. Esta perfuração é realizada no interior do revestimento, o que leva a redução do diâmetro da estaca neste trecho. Esta redução deve ser considerada no projeto.
- (3) Colocação da armadura – Após ser atingida a cota de projeto, o fluxo d'água é mantido até que todo o material desagregado saia. Após a limpeza do tubo, é realizada a colocação da armadura, que deve ser montada em gaiolas, no interior do revestimento. As estacas raiz devem ser armadas em todo o seu comprimento.
- (4) Injeção de preenchimento – Após a colocação da armadura, inicia-se o preenchimento do revestimento com argamassa, através de um tubo de injeção até o final da perfuração. A injeção é realizada de baixo para cima, de modo que toda a água, contida no interior do revestimento, seja expulsa e a argamassa ou calda de cimento extravase pela boca do tubo de revestimento.
- (5) Retirada do revestimento – Após o completo preenchimento do revestimento com argamassa, são realizadas manobras sequenciais de retirada de parte do revestimento, aplicação de injeções de ar comprimido a baixas pressões (inferiores a 5,0 MPa) e correção do nível da argamassa dentro do revestimento, até que se retire todo o revestimento. A retirada do tubo de revestimento é auxiliada por macacos.

Quanto à especificação da argamassa utilizada para as estacas raiz, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- consumo de cimento acima de 600 kg/m^3 ;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ aos 28 dias, conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739;
- agregado: areia e/ou pedrisco;
- fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,6.

Este tipo de estaca permite a utilização em casos em que não é possível a utilização de outros tipos de estacas, pois não produzem vibrações no terreno, possibilitam a perfuração em materiais mais resistentes, ou até mesmo rocha, os equipamentos são de pequeno porte, possibilitam a utilização de estacas inclinadas e pode ser utilizada em obras de reforço de fundações. Com isso, a sua gama de utilização é bastante aumentada, podendo ser utilizadas

em estabilização de encostas, reforço de fundações, terrenos rochosos ou com matacões, execução de fundações em alto mar (“offshore”), etc.

A Tabela 8 apresenta as cargas usuais das estacas raiz em função do diâmetro utilizado.

Tabela 8 - Cargas usuais para estacas raiz (VELLOSO e LOPES, 2002)

	Diâmetro do revestimento / diâmetro acabado da Estaca (mm)			
	220 / 250	273 / 310	355 / 400	406 / 450
Carga de trabalho a Compressão (kN) – tensão média ($\sigma = 10000$ kPa)				
Usual	500	750	1250	1600

2.1.7 Estacas cravadas

As estacas cravadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração, podendo ser constituídas por um único elemento estrutural ou pela associação de dois desses materiais, quando será então denominada de estaca mista. Pela natureza do processo executivo este tipo de estacas classifica-se como estacas de deslocamento.

As estacas cravadas podem ser divididas conforme o material empregado na sua execução, em estacas de madeira, estacas metálicas ou estacas de concreto pré-moldado.

2.1.7.1 Estacas de madeira

As estacas de madeira são, normalmente, empregadas em obras provisórias, pois necessitam de proteção contra agentes nocivos no caso de utilização em obras permanentes. As estacas devem ser de madeira dura, resistente, como eucaliptos, peroba do campo, maçaranduba e aroeira, e em peças retas, roliças e descascadas.

A ponta e o topo devem ter diâmetro mínimo de 15 e 25 cm respectivamente. Durante a cravação, as cabeças das estacas devem ser protegidas por um anel cilíndrico de aço destinado a evitar o rompimento ou desgaste da madeira sob a ação do pilão. Quando é necessário atravessar camadas resistentes, a ponta deve ser protegida com ponteiras de aço.

2.1.7.2 Estacas metálicas

As estacas metálicas são elementos estruturais produzidos industrialmente, podendo ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos e trilhos.

Devido à alta resistência do aço, as estacas metálicas apresentam elevada capacidade de suporte, podendo ultrapassar camadas muito resistentes e podem ser executadas com grande rapidez. Porém, alguns cuidados devem ser tomados na sua execução, como a soldagem dos perfis constituintes de uma mesma estaca, de forma a se garantir uma união eficiente.

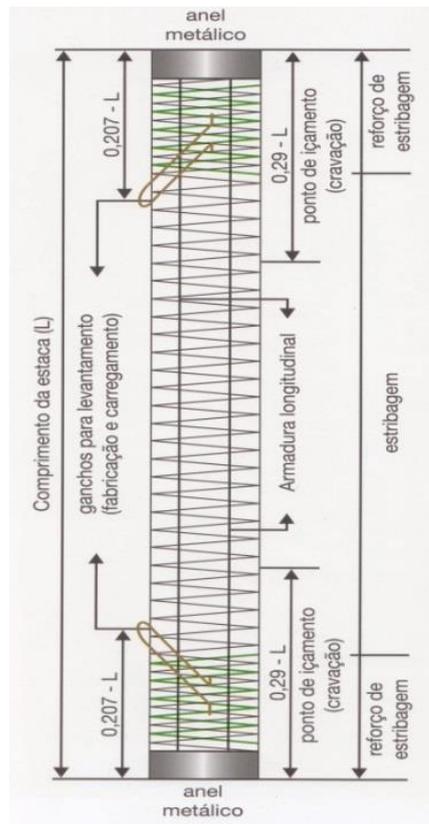
2.1.7.3 Estacas pré-moldadas de concreto

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, devendo apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, agressividade do solo e cravação. Este fato exige controle tecnológico na sua fabricação, de modo a garantir a resistência nominal das estacas.

A Figura 9 apresenta um exemplo de detalhamento da armadura das estacas pré-moldadas.

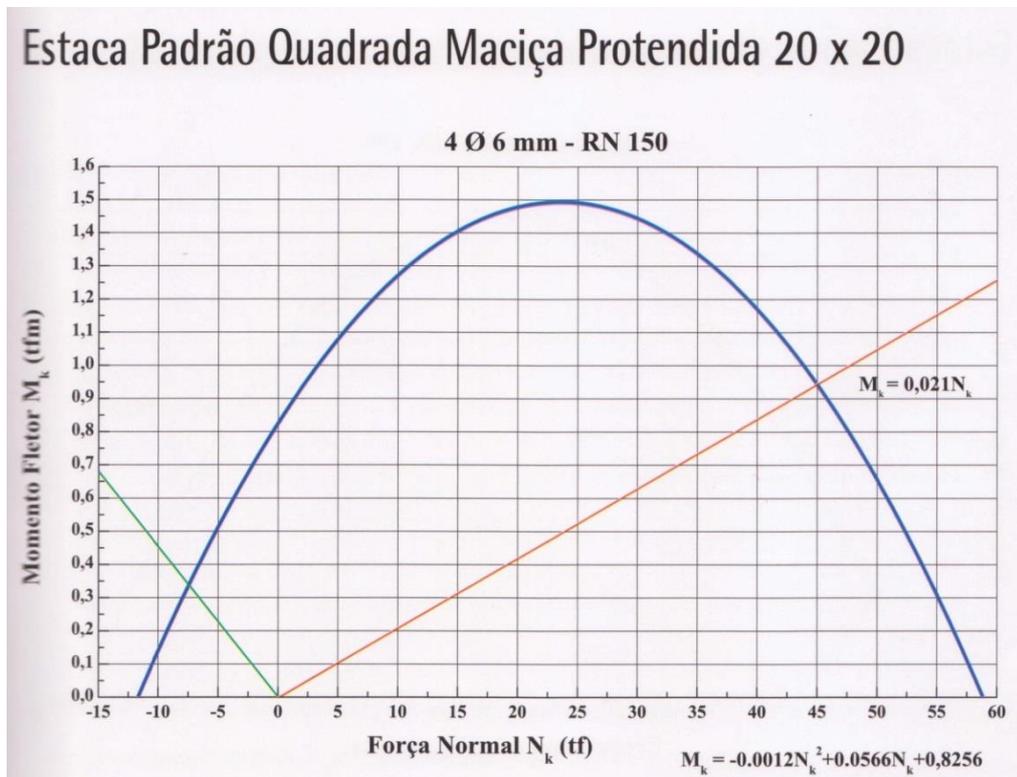
Uma das vantagens de se utilizar estacas pré-moldadas é a qualidade resultante do concreto e simplicidade do equipamento de cravação, além da facilidade de atravessar camadas de solos muito moles, sem descontinuidade da seção. Porém, a sua utilização não é indicada em terrenos com ocorrência de matacões ou camadas intermediárias muito resistentes, uma vez que a estaca pode dar nega antes da profundidade adequada ou quebrar com o esforço da cravação. Outra desvantagem é a necessidade de emendas e cortes na obra, pois as peças têm comprimentos definidos.

As cargas estruturais admissíveis das estacas são definidas nos catálogos de cada fabricante, através de diagramas de Força Normal x Momento Fletor. Um exemplo pode ser visto na Figura 10.



Fonte: VASCONCELOS, 2008

Figura 9 - Detalhamento das estacas pré-moldadas



Fonte: VASCONCELOS, 2008 / * 1 tf corresponde a 10 kN e 1 tf/m² corresponde a 10 kPa

Figura 10 - Diagrama Força Normal (tf) x Momento Fletor (tfm*) para estaca padrão quadrada maciça protendida 20 x 20 cm

2.2 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS

A carga admissível de uma estaca, do ponto de vista geotécnico, deve atender aos aspectos referentes à segurança de ruptura do solo e dos recalques do sistema estaca-solo. Desta maneira a estaca deve ser instalada em uma profundidade que atenda simultaneamente a estas condições, sem causar danos estruturais ao elemento da fundação.

Segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 6122, a carga admissível de uma estaca ou tubulão é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites último e de serviço, sem inconvenientes, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

A capacidade de carga de uma estaca é calculada por meio de fórmulas que avaliam a resistência ao cisalhamento do solo, obtida através de ensaios de laboratório ou “in situ”. Os métodos estáticos pressupõem um equilíbrio entre os esforços de resistência do solo e as cargas aplicadas na estaca, conforme Eq. 1.

$$Q_{ult} + \omega = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (Eq. 1)$$

Onde:

Q_{ult} – Capacidade de carga total da estaca;

ω – Peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$ – Parcela da capacidade de carga referente à ponta da estaca;

$Q_{l,ult}$ – Parcela da capacidade de carga referente ao atrito lateral da estaca.

Como o peso próprio da estaca pode ser desprezado, face os esforços envolvidos, a Eq. 1 pode ser reescrita, introduzindo-se as resistências unitárias, pela Eq. 2.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum q_{l,ult} \Delta l \quad (Eq. 2)$$

Onde:

A_b – área da ponta da estaca;

$q_{p,ult}$ – resistência de ponta unitária;

U – perímetro da estaca;

$q_{l,ult}$ – resistência por atrito lateral unitária;

Δl – comprimento da estaca ao qual $q_{l,ult}$ se aplica.

A partir da Eq. 2 foram desenvolvidos métodos de cálculo estáticos que podem ser teóricos ou semi-empíricos, os quais se baseiam em ensaios de penetração, CPT (do inglês “*Cone Penetration Test*”) ou SPT (do inglês “*Standard Penetration Test*”).

Os métodos teóricos tem base na Teoria da Plasticidade e supõem diversos mecanismos de ruptura. Os métodos semi-empíricos buscam correlacionar o cálculo da capacidade de carga da estaca, baseado em ensaios CPT e SPT, com as provas de carga realizadas.

No Brasil, o cálculo da capacidade de carga axial das estacas é mais frequentemente realizado utilizando os métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT, desenvolvidos por autores consagrados na geotecnia brasileira. Por este motivo, serão apresentados apenas alguns destes métodos, os quais serão utilizados nos capítulos subsequentes.

Os métodos semi-empíricos apresentados são: Décourt Quaresma (1978) atualizado por Décourt (1995), Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997), Antunes e Cabral (1996), Cabral (1986) e Brasfond (2001), descritos por Hachich et al (1996).

2.2.1 Métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade de carga axial

2.2.1.1 Décourt

O método de Décourt-Quaresma foi desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma e apresentado no 6^o Congresso Brasileiro de Meânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Ao longo dos anos o método foi sendo aperfeiçoado no que tange a parcela referente ao atrito lateral, tendo a sua última versão apresentada por Décourt em 1995. O método foi desenvolvido exclusivamente a partir de ensaios SPT e, originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, tendo sido estendido posteriormente para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas, apresentando coeficientes α e β para determinação das parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta.

Segundo o método de Décourt (1995), as resistências de ponta (Q_p) e lateral (Q_l) são calculadas, respectivamente, pelas expressões Eq. 3 e Eq. 4:

$$Q_p = q_p A_p \quad (\text{Eq. 3})$$

$$Q_l = \sum q_l A_l \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

q_p – resistência de ponta unitária, em tf/m^2 , que corresponde a 10 kPa;

A_p – área da ponta da estaca (m^2);

q_l – resistência lateral unitária, em tf/m^2 , que corresponde a 10 kPa;

A_l – área da superfície lateral da estaca (m^2).

A resistência de ponta pode ser dada pela Eq. 5:

$$q_p = CN \quad (\text{tf/m}^2 \text{ ou } 10 \text{ kPa}) \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

C – fator característico do solo, dado pela Tabela 9;

N – valor médio do índice de resistência à penetração (número de golpes), correspondente ao índice da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 9 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m^2)
Argila	12
Silte argiloso	20
Silte arenoso	25
Areia	40

A resistência lateral pode ser dada pela Eq. 6:

$$q_l = \frac{N}{3} + 1 \quad (\text{tf/m}^2 \text{ ou } 10 \text{ kPa}) \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde:

\bar{N} – valor médio de N ao longo do fuste, independente do tipo de solo, sendo $3 \leq N \leq 50$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita e $3 \leq N \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

É importante ressaltar que não é possível cravar estacas pré-moldadas e tipo Franki em terrenos com SPT da ordem de 50 golpes. O limite de cravação para estes tipos de estacas é SPT da ordem de 35 golpes, sendo que para as estacas tipo Franki é possível avançar a cravação do tubo em solos mais resistentes através da técnica de “tração”, na qual o tubo é cravado com ponta aberta, associando escavação interna com piteira e golpes do pilão em capacete apoiado no topo do tubo.

Como as equações acima foram desenvolvidas para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas ou Franki, Décourt (1995) propôs a introdução dos coeficientes α e β na equação da carga de ruptura, conforme Eq. 7 e apresentados na Tabela 10 e na Tabela 11.

$$Q_{ult} = \alpha Q_p + \beta Q_l \quad (Eq. 7)$$

Tabela 10 – Valores do coeficiente α em função do tipos de solo e estaca

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

*Valores orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis

Tabela 11 – Valores do coeficiente β em função do tipos de solo e estaca

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*Valores orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis

Uma vez determinada a carga de ruptura (Q_u), ou capacidade de carga da estaca, a carga admissível das estacas (Q_{adm}) será calculada aplicando-se o fator de segurança da Eq. 8.

$$F = F_p F_f F_d F_w \quad (Eq. 8)$$

Onde:

F_p – coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (1,1 para atrito lateral e 1,35 para ponta);

F_f – coeficiente de segurança relativo à formulação adotada (igual a 1,0);

F_d – coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (1,0 para atrito lateral e 2,5 para ponta);

F_w – coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (igual a 1,2).

Portanto, para a resistência lateral, utiliza-se um fator de segurança de 1,3 e para resistência de ponta, um fator de segurança de 4,0, conforme Eq. 9.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} + \frac{Q_{p,ult}}{4,0} \quad (Eq. 9)$$

2.2.1.2 Aoki-Velloso modificado por Monteiro

O método de Aoki e Velloso (1975), apresentado no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, foi desenvolvido a partir de resultados obtidos em ensaios de penetração do cone (CPT), onde a tensão limite de ruptura de ponta (q_p) e a de atrito lateral (q_l) são avaliadas em função da tensão de ponta do CPT (q_c).

Também é possível a utilização deste método a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT), por meio da utilização de um fator de conversão (K), conforme apresentado nas Eq. 10 e Eq. 11.

$$q_c = KN \quad (Eq. 10)$$

$$\tau_c = \alpha KN \quad (Eq. 11)$$

Onde:

q_c – tensão de ponta obtida através do ensaio de penetração de cone (CPT);

K – coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} , dado pela Tabela 12;

N – valor da resistência à penetração dinâmica obtida nos ensaios SPT, limitado a 40 golpes, em cada trecho analisado;

α – coeficiente estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito local do cone com ponteira Begemann (τ_c) com a tensão de ponta (q_c), dado pela Tabela 12.

Devido às diferenças de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone, foram definidos os coeficientes de correção F_1 e F_2 , para as parcelas de ponta e atrito lateral, respectivamente, conforme Tabela 13.

Tabela 12 – Coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Solo	K (kgf/cm² ou 0,1 Mpa)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

Tabela 13 – Coeficientes F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Por este método, as resistências de ponta (q_p) e lateral (q_l) são calculadas pela Eq. 12 e pela Eq. 13.

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \text{ (kgf/cm}^2 \text{ ou 0,1 MPa)} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$q_l = \frac{\alpha q_c}{F_2} \text{ (kgf/cm}^2 \text{ ou 0,1 MPa)} \quad (\text{Eq. 13})$$

Então, a capacidade de carga última da estaca, pode ser escrita conforme a Eq. 14.

$$Q_{ult} = A_b \frac{KN}{F_1} + U \sum \frac{\alpha KN}{F_2} \Delta l \quad (Eq. 14)$$

Onde:

A_b – área da ponta da estaca (cm^2);

K – coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} , dado pela Tabela 12;

N – valor da resistência à penetração dinâmica obtida nos ensaios SPT, limitado a 40 golpes, em cada trecho analisado;

F_1 e F_2 – coeficientes de correção das parcelas de ponta e atrito lateral, respectivamente;

U – perímetro da estaca (cm);

α – coeficiente para correlacionar o atrito local do cone com ponteira Begemann (τ_c) com a tensão de ponta (q_c);

Δl – comprimento da estaca ao qual $q_{l,ult}$ se aplica (cm).

Para um fator de segurança igual a 2, a capacidade de carga admissível da estaca (Q_{adm}) será dada pela Eq. 15.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad (Eq. 15)$$

Em 1997, Monteiro estabeleceu correlações diferentes tanto para F_1 e F_2 , mostrados na Tabela 14, como para K e α , mostrados na Tabela 15.

Tabela 14 – Coeficientes F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Tabela 15 – Coeficientes K e α (Monteiro, 1997)

Tipo de Solo	K (kgf/cm² ou 0,1 MPa)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilosa	5,4	2,8
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Silte	4,8	3,2
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte argiloso	3,2	3,6
Silte argilo-arenoso	4,0	3,3
Argila	2,5	5,5
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila silto-arenosa	3,3	4,1

2.2.1.3 Antunes Cabral

O método de Antunes Cabral foi proposto, em 1996, para a previsão da capacidade de carga das estacas hélice contínua. O método sugere que a capacidade de carga das estacas seja calculada conforme Eq. 16.

$$Q_{ult} = U \sum \beta_1 N \Delta l + \beta_2 N A_b \quad (\text{kgf ou } 10N) \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde:

U – perímetro da estaca (cm²);

β_1 e β_2 – fatores que dependem do tipo de solo, conforme Tabela 16;

N – valor da resistência à penetração dinâmica obtida nos ensaios SPT, em cada trecho analisado;

Δl – comprimento da estaca ao qual $q_{l,ult}$ se aplica (cm);

A_b – área da ponta da estaca (cm²).

Tabela 16 – Coeficientes β_1 e β_2 ($\beta_1 N$ e $\beta_2 N$ em kgf/cm^2 e $\beta_2 N \leq 40\text{kgf/cm}^2$)

Tipo de Solo	β_1	β_2
Areia	4,0 – 5,0	2,0 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1,0 – 2,0
Argila	2,0 – 3,5	1,0 – 1,5

* 1 kgf/cm^2 corresponde a 0,1 MPa

Para um fator de segurança igual a 2, a capacidade de carga admissível da estaca (Q_{adm}) será dada pela Eq. 17.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad (\text{Eq. 17})$$

2.2.1.4 Cabral

David Cabral, em 1996, desenvolveu um método para cálculo da capacidade de carga de estacas raiz. Segundo Cabral, a capacidade de carga compressão de uma estaca raiz, com um diâmetro final $D \leq 45$ cm e injetada com uma pressão $t \leq 4$ kgf/cm^2 (0,4 MPa), pode ser obtida através da seguinte fórmula apresentada na Eq. 18.

$$Q_u = Q_l + Q_p \quad (\text{Eq. 18})$$

Onde:

Q_{ult} – carga de ruptura;

Q_l – carga resistida pelo atrito lateral;

Q_p – carga resistida pela ponta.

Sendo as cargas por atrito lateral e de ponta calculadas pelas Eq. 19 e Eq. 20, respectivamente.

$$Q_l = \sum \beta_0 \beta_1 N U \Delta l \quad (\text{kgf ou 10N}) \quad (\text{Eq. 19})$$

$$Q_p = \beta_0 \beta_2 N A_b \quad (\text{kgf ou 10N}) \quad (\text{Eq. 20})$$

Onde:

N – valor da resistência à penetração dinâmica obtida nos ensaios SPT, em cada trecho analisado;

U – perímetro da estaca (cm);

Δl – comprimento da estaca ao qual q_{ult} se aplica (cm);

A_b – área da base da estaca (cm^2);

β_0 , β_1 e β_2 – dados pela Eq. 21 e pela Tabela 17, $\beta_1 N$ e $\beta_2 N$ em kgf/cm^2 , $\beta_0 \beta_1 N \leq 2,0$ kgf/cm^2 (0,2 MPa) e $\beta_0 \beta_2 N \leq 50$ kgf/cm^2 (5 MPa).

$$\beta_0 = 1 + 0,11t - 0,01D \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde:

D – diâmetro da estaca em cm;

t – pressão de injeção em kgf/cm^2 (0,1 MPa) - deve ser analisado em conjunto com a firma executora das estacas.

Tabela 17 – Valores de β_1 e β_2 (Cabral, 1986)

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5	1,0
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1,0

Para um fator de segurança igual a 2, a capacidade de carga admissível da estaca (Q_{adm}) será dada pela Eq. 22.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad (\text{Eq. 22})$$

2.2.1.5 Brasfond

O método Brasfond, desenvolvido em 1991, por uma empresa especializada em fundações profundas, define a carga de ruptura (Q_{ult}) através da Eq. 23.

$$Q_{ult} = \alpha N_p A_b + \sum \beta N U \Delta l \text{ (kN)} \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

α – coeficiente que depende do tipo de solo onde se situa a ponta da estaca, conforme Tabela 18;

N_p – valor médio do índice de resistência à penetração, correspondente ao índice da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior, limitado por 40 golpes;

A_b – área da ponta da estaca (m^2);

β – índice de atrito lateral, igual $6 \text{ kN}/m^2$;

N – valor da resistência à penetração dinâmica obtida nos ensaios SPT, em cada trecho analisado;

U – perímetro da estaca (m);

Δl – comprimento da estaca ao qual $q_{l,ult}$ se aplica (m).

Tabela 18 – Coeficiente α (Brasfond, 2001)

Solo	α (kN/m^2)
Areia	200
Areia siltosa	160
Areia argilosa	130
Areia silto argilosa	160
Areia argilo siltosa	130
Silte	110
Silte arenoso	120
Silte argiloso	100
Silte areno argiloso	120
Silte argilo arenoso	100
Argila	100
Argila silto arenosa	90
Argila areno siltosa	110
Argila arenosa	110
Argila siltosa	90
Areia com pedregulhos	260

Para um fator de segurança igual a 2, a capacidade de carga admissível da estaca (Q_{adm}) será dada pela Eq. 24.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad (\text{Eq. 24})$$

2.3 CAPACIDADE DE CARGA TRANSVERSAL DAS ESTACAS

Foram apresentados, até agora, os métodos de cálculo para determinação da capacidade de carga vertical da estaca. Quando o carregamento é apenas vertical, deve-se apenas comparar o valor da força atuante com a capacidade de carga da fundação e então, a estaca deve ser dimensionada como um pilar. Quando o carregamento inclui uma força horizontal e/ou um momento, a fundação deverá ser verificada e dimensionada também para estes esforços de acordo com um dos vários métodos existentes.

Este item apresenta os métodos mais empregados para dimensionamento de estacas à atuação de carga horizontal e/ou momento fletor.

2.3.1 Coeficiente de reação horizontal

Terzagui (1955) expõe um trabalho clássico sobre o coeficiente e reação horizontal que será apresentado abaixo.

Antes da atuação de qualquer força horizontal na estaca, o terreno exerce, em qualquer ponto da superfície lateral da estaca, uma pressão P_0 , que é o empuxo no repouso, menor no caso de estacas escavadas, ou maior, no caso de estacas cravadas.

A partir do momento que a estaca é deslocada em uma direção, a pressão na superfície do lado oposto (P_a) reduz para um valor muito pequeno. Ao mesmo tempo, a pressão na face do deslocamento (P_p) cresce de um valor P_0 para um valor P'_0 , que será maior do que a correspondente ao empuxo no repouso. O deslocamento lateral (y_0), necessário para produzir este efeito, é tão pequeno, que pode ser desprezado. Então, no início do deslocamento, tem-se as Eq. 25 e Eq. 26.

$$P_a = 0 \quad (\text{Eq. 25})$$

$$P_p = P'_0 > P_0 \quad (\text{Eq. 26})$$

Completado o deslocamento (y_1), essas pressões assumem valores como nas Eq. 27 e Eq. 28.

$$P_a = 0 \quad (\text{Eq. 27})$$

$$P_p = P'_0 + P = P'_0 + k_h y_1 \quad (\text{Eq. 28})$$

Onde:

$P = k_h y_1$ – acréscimo de pressão, na face, decorrente do deslocamento y_1 da estaca. Os valores de k_h (coeficiente de reação horizontal) e sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do terreno.

As características de deformação de uma argila pré-adensada são mais ou menos independentes da profundidade. Portanto, a reação do solo P pode ser considerada uniformemente distribuída, ao longo da profundidade, na face de deslocamento, e o coeficiente de reação horizontal será conforme Eq. 29.

$$k_h = \frac{P}{y_1} \quad (\text{Eq. 29})$$

Para argilas normalmente adensadas, areias compactas e areias fofas, os valores de y_1 e k_h não variam com o tempo, e o módulo de elasticidade do solo cresce proporcionalmente com a profundidade. Consequentemente, a pressão P , necessária para produzir um deslocamento y_1 , cresce proporcionalmente com a profundidade z , tendo-se a Eq. 30.

$$k_h = \frac{P}{y_1} = m_h z \quad (\text{Eq. 30})$$

No sentido horizontal, tanto para areias, quanto para argilas, o módulo de elasticidade pode ser considerado constante. Portanto, em qualquer caso, o deslocamento y cresce proporcionalmente à largura da estaca, isto é, para uma estaca de largura B tem-se deslocamento y_1 e para uma estaca de largura nB tem-se deslocamento ny_1 .

Portanto, para argilas pré-adensadas, sendo o coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade, tem-se a Eq. 31.

$$k_h = \frac{1}{B} k_{h1} \quad (\text{Eq. 31})$$

E, para areias e argilas normalmente adensadas, tem-se a Eq. 32.

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (\text{Eq. 32})$$

Onde:

n_h – constante do coeficiente de reação horizontal, em t/m^3 ou kg/cm^3 .

As Eq. 31 e Eq. 32 mostram que a reação horizontal para um dado terreno, por uma unidade de comprimento da estaca, será conforme Eq. 33 ou Eq. 34, se argila pré-adensada ou areia, respectivamente.

$$k = k_h B = k_{h1} = \text{constante} \quad (\text{Eq. 33})$$

$$k = k_h B = n_h z \quad (\text{Eq. 34})$$

Para estimativa inicial em projetos, os valores de k e n_h podem ser dados pelas Tabela 19 e Tabela 20, segundo Davison (1963).

Tabela 19 – Valores típicos de k para argilas pré-adensadas

Resistência a Compressão Simples (kg/cm²)	Ordem grandeza de k (kg/cm²)	Valor provável de k (kg/cm²)
0,2 – 0,4	7 – 40	8
1 – 2	30 – 65	50
3 – 4	65 – 130	100
> 4	> 130	195

Tabela 20 – Valores típicos de n_h

Tipo de solo		n_h em kg/cm³	
		Seca	Submersa
Areia	Fofa	0,26	0,15
	Medianamente compacta	0,80	0,50
	Compacta	2,00	1,25
	Muito fofa sob carregamentos repetidos		0,04
Silte	Muito fofo, Orgânico		0,01 a 0,03
Argila muito mole	Sob cargas estáticas		0,055
	Sob cargas dinâmicas		0,03

2.3.2 Método de Miche

O método de Miche é um dos mais utilizados para a estimativa dos esforços atuantes em estacas carregadas transversalmente. Miche foi o primeiro autor a resolver o problema da estaca em solo com um coeficiente de reação horizontal variável linearmente com a profundidade, adotando o tratamento de viga sobre apoio elástico.

Miche definiu que para uma estaca de largura B , momento de inércia I e módulo de elasticidade E , o coeficiente de reação horizontal pode ser escrito como na Eq. 35 e a equação diferencial do problema como na Eq. 36.

$$k = \bar{k} z \quad (\text{Eq. 35})$$

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + \bar{k} B y z = 0 \quad (\text{Eq. 36})$$

A partir da Eq. 34 tem-se a Eq. 37.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h y z = 0 \quad (\text{Eq. 37})$$

Integrando-se esta equação para o caso particular de uma estaca submetida a uma força horizontal H , na superfície do terreno e considerando a Eq. 38, Miche chegou aos resultados das Eq. 39, Eq. 40 e Eq. 41.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 H}{EI} \quad (\text{Eq. 39})$$

Onde:

y_0 – deslocamento horizontal no topo da estaca.

$$tg\beta = 2,40 \frac{H}{BT^2} \quad (\text{Eq. 40})$$

Onde:

$tg\beta$ – tangente no diagrama representativo da reação do solo.

$$M_{max} = 0,79HT \quad (\text{Eq. 41})$$

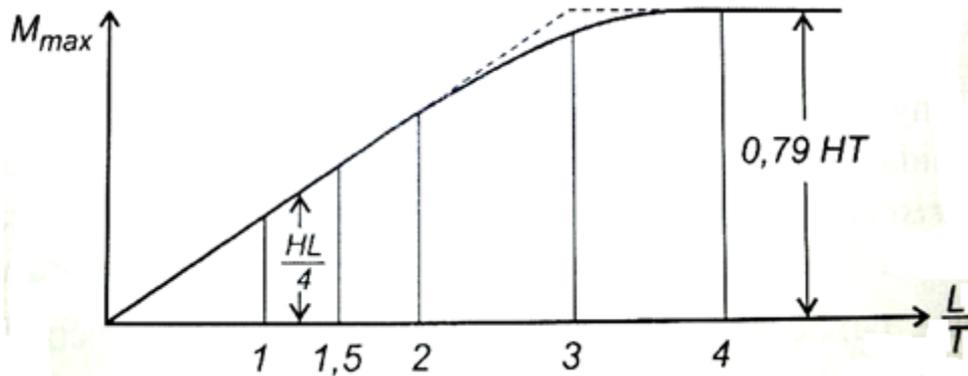
Onde:

M_{max} – momento fletor máximo, encontrado a uma profundidade $1,32T$.

Miche também concluiu que o momento fletor encontrado a uma profundidade 3 (três) vezes a profundidade do momento fletor máximo ($4T$) é tão pequeno que pode ser desprezado. Assim, uma estaca com comprimento maior do que $4T$ pode ser calculada como se tivesse comprimento infinito, porém, se ela for menor do que $1,5T$, ela deve ser calculada como rígida, e o seu momento fletor máximo deve ser conforme Eq. 42.

$$M_{max} = 0,25HT \quad (\text{Eq. 42})$$

Se o comprimento da estaca estiver compreendido entre $1,5T$ e $4T$, o momento máximo pode ser obtido através da Figura 11.



Fonte: VELLOSO e LOPES, 2002

Figura 11 – $M_{max} \times L/T$ segundo Miche

2.4 DIFERENTES SOLUÇÕES NA ELABORAÇÃO DE PROJETOS

2.4.1 Critérios para escolha do tipo de estaca

A escolha do tipo de estaca a ser considerado em um projeto é de fundamental importância para a sua eficiência. Para isso, em uma determinada obra, devem ser observados os seguintes aspectos:

- Esforços nas fundações, considerando a grandeza das cargas nos pilares e outros possíveis esforços de tração e compressão;
- Características do subsolo, pois, para cada perfil geotécnico é indicado um ou mais tipos de estacas, conforme exemplos abaixo:
 - ✓ Estacas moldadas in loco são de difícil execução em argilas muito moles ou com nível de água muito elevado;
 - ✓ Estacas pré-moldadas em concreto armado executadas por cravação não atravessam solos muito resistentes;
 - ✓ Apenas as estacas raiz conseguem atravessar matacões;
 - ✓ Estacas metálicas atravessam terrenos mais resistentes do que as estacas pré-moldadas em concreto;
 - ✓ Estacas metálicas e pré-moldadas têm maior eficiência em perfis com mudança brusca de resistência, de solos muito moles para muito resistentes, pois possuem uma grande capacidade de resistência de ponta;
 - ✓ O adensamento de camadas de solo mole, provocado por sobrecarga neste material, normalmente devida a execução de aterro, causa atrito negativo em qualquer tipo de estaca, no trecho correspondente às camadas de solo mole e de aterro;

- Características da obra, como possibilidade de acesso de equipamentos devido a interferências, terrenos acidentados, altura disponível;
- Características de construções vizinhas, como tipo e profundidade das fundações, subsolos, intolerância a vibrações;
- Características do mercado local em termos de disponibilidade de equipamentos e materiais utilizados na execução das estacas.

2.4.2 Projeto de estaqueamento

Um projeto de estaqueamento deve ser concebido de forma a receber as cargas provenientes da estrutura e transmiti-las ao solo. Para isso, pode ser necessário a utilização de blocos com 1 (uma) até quantas estacas forem necessárias.

O bloco e as estacas devem ser dimensionados considerando todas as cargas atuantes no bloco, esforços verticais, horizontais e momentos fletores.

Como boa prática de projetos de fundações profundas, é recomendável que, considerando todos os aspectos apresentados no item 2.4.1, se identifique as soluções aplicáveis ao caso em estudo, relacionando os diâmetros e respectivas cargas nominais de trabalho compatíveis com a magnitude de cargas atuantes.

Para cada solução aplicável, uma vez determinado o diâmetro e o número de estacas, o espaçamento mínimo entre estacas pode ser determinado a partir da Tabela 21, espaçamentos consagrados no meio geotécnico onde, a partir destes, não é necessária a verificação do efeito de grupo.

Tabela 21 - Espaçamento mínimo adotado entre estacas constituintes de um estaqueamento

Tipo de Estaca	Espaçamento entre eixos
Hélice Contínua	2,5D
Pré-moldada em concreto armado	2,5D
Raiz	3,5D

A disposição das estacas em um estaqueamento deve ser feita de forma a se obter blocos com o menor volume possível. Para isso, a distribuição das estacas deve ser feita, sempre que possível, em torno do centro de carga do pilar.

Para blocos submetidos à carga vertical e momentos, a carga em cada estaca deve ser calculada somando-se separadamente os efeitos da carga vertical e dos momentos. Para isto é

necessário que os eixos x e y sejam os eixos principais de inércia, e que as estacas sejam verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento. A carga atuante em cada estaca pode ser dada pela expressão Eq. 43.

$$P_i = \frac{P_{pilar}}{N} + \frac{P_{bloco}}{N} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (Eq. 43)$$

Onde:

P_i – carga atuante na estaca i;

P_{pilar} – carga vertical do pilar;

N – número de estacas do estaqueamento;

P_{bloco} – peso próprio do bloco;

M_x – momento transmitido pelo pilar na direção x;

M_y – momento transmitido pelo pilar na direção y;

x_i e y_i – coordenadas da estaca i, segundo as direções x e y, respectivamente.

3 DESENVOLVIMENTO DA PLANILHA ELETRÔNICA DE OTIMIZAÇÃO DE ESTAQUEAMENTO

A constante expansão da indústria brasileira gera a necessidade de implantação de novos empreendimentos, que, para atenderem a nova demanda surgente com viabilidade econômica, devem ser implantados o mais rápido possível. Essa necessidade de expansão da indústria brasileira faz com que grandes obras possam ser encontradas por todo o país.

Para que as obras possam acompanhar a velocidade dos empreendimentos, é necessário que se tenha projetos que, além da segurança, visem a agilidade da obra e a redução de custos.

Com o objetivo de reduzir o tempo de elaboração dos projetos e os custos da obra, foi desenvolvida uma planilha, utilizando o programa computacional “Excel”. Este capítulo apresentará a metodologia utilizada no desenvolvimento da planilha e as considerações feitas em cada etapa do dimensionamento.

3.1 DADOS DE ENTRADA

Os dados de entrada necessários à utilização da planilha de otimização do estaqueamento contemplam informações do subsolo, das características das estacas das soluções aplicáveis, dos esforços atuantes na fundação e os custos unitários dos materiais e serviços do estaqueamento e dos blocos de coroamento.

As informações do subsolo consideradas na planilha são os resultados das sondagens a percussão (SPT), tipo de solo e índice de resistência N_{SPT} ao longo da profundidade. Com base nestes dados, através da aplicação dos métodos semi-empíricos de estimativa da capacidade de carga das estacas, apresentados no item 2.2.1, serão determinados os comprimentos necessários de cada tipo de estaca.

O projeto da superestrutura fornecerá as combinações de cargas máximas e mínimas, horizontais (H), verticais (V) e momentos fletores no bloco (M), que serão utilizados no cálculo das cargas máximas e mínimas no topo de cada estaca.

Os custos unitários a serem introduzidos na planilha são os custos por metro de cada tipo e diâmetro de estaca (C_e), custo do concreto armado, utilizado para cálculo do custo do bloco (C_B), e custo de escavação (C_{esc}).

3.2 VARIÁVEIS DE PROJETO

Para que se possa ter uma planilha simples e de tempo de processamento relativamente curto, foi necessária a definição de algumas variáveis, como os tipos de estacas que serão considerados, os diâmetros que serão calculados para cada tipo, além da quantidade das estacas por bloco.

Os tipos e diâmetros das estacas foram escolhidos baseados em projetos industriais analisados, além de catálogos de fabricantes de estacas pré-moldadas. Os tipos e diâmetros / espessuras considerados estão relacionados abaixo:

$$\text{Hélice contínua} \left\{ \begin{array}{l} \phi 35 \\ \phi 40 \\ \phi 50 \\ \phi 60 \\ \phi 70 \\ \phi 80 \end{array} \right. \text{ cm}$$

$$\text{Raiz} \left\{ \begin{array}{l} \phi 31 \\ \phi 41 \end{array} \right. \text{ cm}$$

$$\text{Pré-moldada Hexagonal Protendida} \left\{ \begin{array}{l} 17 \\ 20 \\ 24 \\ 28 \\ 30 \\ 32 \\ 35 \end{array} \right. \text{ cm}$$

$$\text{Pré-moldada Circular Centrifugada} \left\{ \begin{array}{l} 26/6 \\ 40/8 \\ 50/9 \\ 60/10 \\ 70/11 \end{array} \right. \text{ cm}$$

Para esta planilha, foram considerados blocos de uma a seis estacas, distribuídas uniformemente e simetricamente nos blocos. As estacas hélice contínua e as estacas pré-moldadas devem ter um espaçamento mínimo de $2,5D$, entre eixos, onde D é o diâmetro da estaca, enquanto que as estacas raiz devem ter um espaçamento mínimo entre eixos de $3,5D$. A distância entre o eixo da estaca e a face lateral do bloco deve ser no mínimo de $1D$. A variável quantidade de estacas no bloco tem a função de distribuir as cargas no topo de cada estaca. As dimensões dos blocos podem ser determinadas conforme Figura 12 e Figura 13.

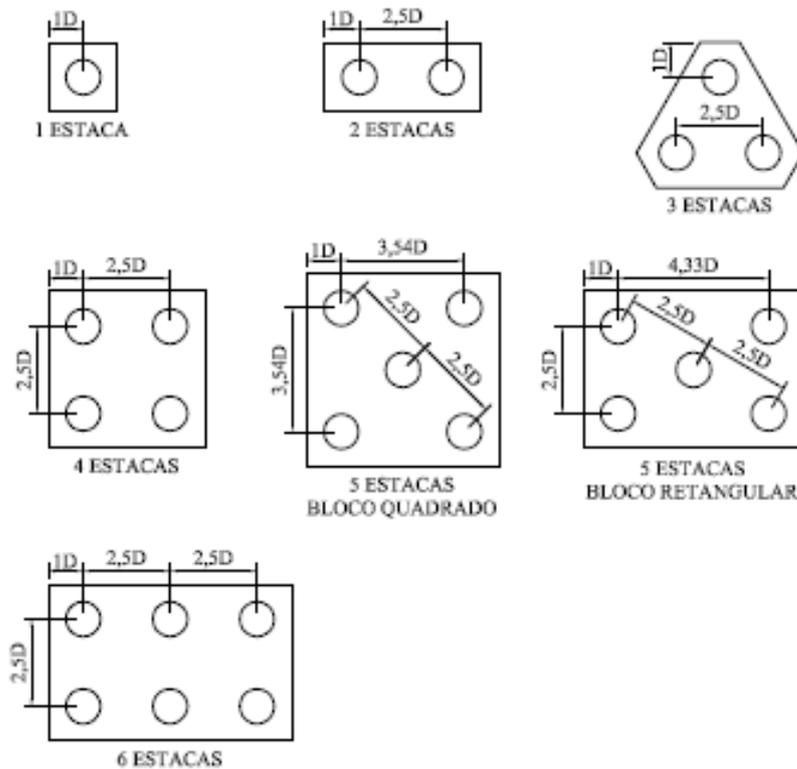


Figura 12 – Dimensões dos blocos consideradas na planilha para estacas Hélice Contínua e estacas Pré-moldadas em concreto

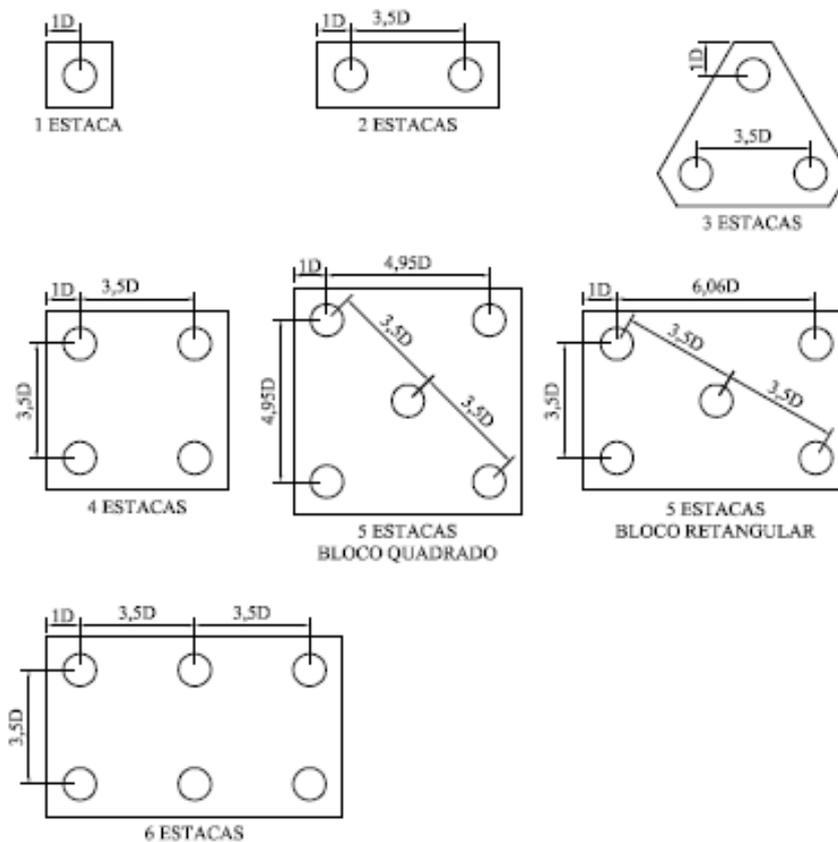
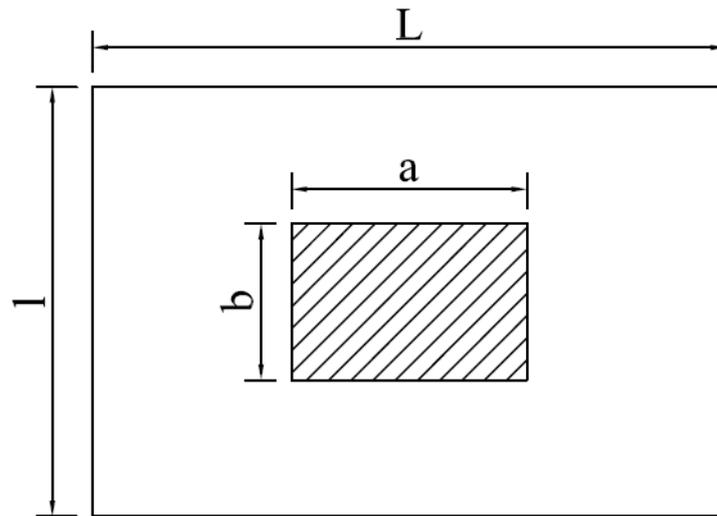


Figura 13 – Dimensões dos blocos consideradas na planilha para estacas Raiz

A altura do bloco pode ser definida conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, que caracteriza um bloco rígido como tendo altura maior ou igual a um terço da maior dimensão do bloco subtraída da dimensão do pilar nesta direção. Também foi limitada uma altura mínima de 60 cm para os blocos. A definição da altura do bloco pode ser vista na Figura 14 e na Eq. 44. Também conforme Norma Brasileira ABNT NBR 6118, para conjuntos de blocos e estacas rígidos, pode-se admitir plana a distribuição de carga nas estacas.



Fonte: ABNT, 2010

Figura 14 – Altura do bloco rígido

$$h \geq \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ \frac{L-a}{3} \end{cases} \quad (\text{Eq. 44})$$

Onde:

h – altura do bloco;

L – maior dimensão do bloco;

a – dimensão do pilar na mesma direção do comprimento.

Para efeitos de simplificação de cálculo, foi considerada uma largura do pilar de 20 cm, por ser uma dimensão conservadora no cálculo da altura do bloco.

Outra variável do projeto é o comprimento necessário para cada estaca. Para o cálculo deste comprimento foram utilizados pelo menos dois métodos empíricos reconhecidos na comunidade geotécnica, para cada tipo de estaca. Os métodos utilizados estão definidos abaixo:

Hélice contínua $\left\{ \begin{array}{l} \text{Aoki – Velloso modificado por Monteiro} \\ \text{Décourt – Quaresma} \\ \text{Antunes Cabral} \end{array} \right.$

Raiz $\left\{ \begin{array}{l} \text{Aoki – Velloso modificado por Monteiro} \\ \text{Décourt – Quaresma} \\ \text{Brasfond} \\ \text{Fundesp} \end{array} \right.$

Pré-moldada $\left\{ \begin{array}{l} \text{Aoki – Velloso modificado por Monteiro} \\ \text{Décourt – Quaresma} \end{array} \right.$

3.3 CORRELAÇÃO ENTRE AS VARIÁVEIS

Como o objetivo deste trabalho é a redução de custos no estaqueamento, a função objetivo procurada é o valor mínimo de custo de projeto, que é função do comprimento das estacas, calculados para o perfil dado e para os tipos e diâmetros de estacas pré-definidos, também sendo função do volume do bloco, conforme Eq. 45.

$$Custo_{total} = L_{total} \cdot C_e + Vol_{bloco} \cdot C_c + Vol_{esc} \cdot C_{esc} \quad (Eq. 45)$$

Onde:

$Vol_{bloco} = f(D, Q, T)$ – volume do bloco é função do diâmetro, da quantidade e do tipo das estacas;

$L_{total} = f(L, Q)$ – comprimento total é função do comprimento de cada estaca e da quantidade de estacas no bloco;

$Vol_{esc} \cong 1,1 \cdot Vol_{bloco}$ – volume de escavação do bloco, estimado a partir do volume do bloco;

$L = f(T, D)$ – comprimento de cada estaca é função do tipo e do diâmetro da estaca, considerando a carga vertical V_{estaca} e o perfil dado do terreno;

$V_{estaca} = f(D, Q, T)$ – carga vertical na estaca é função do diâmetro e da quantidade e tipo das estacas no bloco;

D – diâmetro da estaca;

T – tipo de estaca;

Q – quantidade de estacas no bloco;

L – comprimento das estacas no bloco;

C_e – Custo da estaca/m;

C_c – Custo da do concreto armado para blocos de fundação/m³;

C_{esc} – Custo de escavação/m³.

O custo total do estaqueamento é calculado para cada combinação de tipo, quantidade, dimensão de estacas. Com isso, tem-se o menor valor encontrado como o custo ótimo de projeto.

3.4 IMPLEMENTAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA EM EXCEL

Este item apresenta a planilha desenvolvida, detalhando todos os passos para sua implementação. A partir dele será possível compreender todo o método utilizado e, se necessário, alterar algumas premissas usadas para o dimensionamento.

A planilha foi dividida em várias “abas”, com o objetivo de facilitar a análise e o entendimento do projeto.

3.4.1 Aba “Entrada de dados_Pilar”

A aba “Entrada de dados_Pilar” é onde o usuário entrará com todos os dados do projeto, desde as cargas incidentes nos blocos, como os dados referentes ao terreno e estacas. Todos os campos amarelos deverão ser preenchidos pelo usuário. Esta aba também fornece o resultado final do programa, isto é, qual o tipo, diâmetro, comprimento e quantidades de estaca são mais econômicos para as cargas fornecidas. Os resultados estão apresentados em verde.

Para definição do terreno devem ser fornecidos os dados referentes à sondagem SPT, como número da sondagem (B1), material (B3:B32) e NSPT (C3:C32), por metro. Para os materiais, foi definida uma lista padrão para utilização, onde o usuário faz a escolha a cada metro ao longo da profundidade. As opções da lista são: areia, areia siltosa, areia argilosa, areia silto argilosa, areia argilo siltosa, silte, silte arenoso, silte argiloso, silte areno argiloso, silte argilo arenoso, argila, argila siltosa, argila arenosa, argila silto arenosa, argila areno siltosa, rocha sã, rocha alterada e rocha muito alterada. Os NSPT devem ser introduzidos manualmente. A Figura 15 apresenta onde devem ser inseridos estes dados.

B3		fx	
	A	B	C
1	SP-		
2	Profundidade a partir da cota de arrasamento	Material	SPT
3	1		
4	2	Areia	
5	3	Areia siltosa	
6	4	Areia argilosa	
7	5	Areia silto argilosa	
8	6	Areia argilo siltosa	
9	7	Areia com pedregulhos	
10	8	Silte	
11	9	Silte arenoso	
12	10		
13	11		
14	12		

Figura 15 – Inserção de dados da sondagem

Para o cálculo de estacas embutidas em rocha, também são utilizados os dados de entrada referentes às sondagens rotativas. Estes dados devem ser inseridos como “valores de adesão estaca-rocha”, em kN/m² (B36:C38). Para o cálculo das estacas raiz também é necessária a introdução da pressão de injeção, em kgf/cm², que equivale a 0,1 MPa (F37) e a definição da utilização ou não da parcela de ponta nos cálculos (F38). A inserção de dados está apresentada na Figura 16.

Valores de adesão estaca-rocha		
Tipo	Lateral (kN/m ²)	Ponta (kN/m ²)
Rocha sã *		
Rocha alterada *		
Rocha muito alterada *		
Pressão injeção (kgf/cm ²) - 0, 1, 2, 3, 4 *		
Considerar parcela de ponta?*		

Figura 16 – Inserção de dados para cálculo de estacas em rocha

A Figura 17 apresenta os dados que devem ser inseridos para o cálculo da armadura (B41), selecionado a partir da tabela localizada logo abaixo (A43:C49).

Nos campos apresentados na Figura 18 devem ser inseridas as cargas aplicadas no bloco, provenientes da estrutura (E1:G5).

A Figura 19 apresenta os campos onde devem ser inseridos os custos unitários de cada tipo de estaca, do concreto armado para blocos e de escavação de blocos.

nh		MPa/m
Material	Valores de nh (MPa/m)	
	Seco	Submerso
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente compacta	8	5
Areia compacta	20	12,5
Silte muito fofo		0,1 a 0,3
Argila muito mole		0,55

Figura 17 – Inserção de dados para cálculo da armadura

Cargas	kN	
Carga vertical compressão máxima no bloco		Inserir valor positivo
Carga vertical tração máxima no bloco		Inserir valor positivo
Carga horizontal máxima no bloco		Inserir valor positivo
Momento máximo no bloco		Inserir valor positivo

Figura 18 – Inserção de cargas aplicadas no bloco

	E	F	G
7	Preços	Unidade	Preço unitário (R\$)
8	Estaca Hélice contínua ϕ 35cm	m	
9	Estaca Hélice contínua ϕ 40cm	m	
10	Estaca Hélice contínua ϕ 50cm	m	
11	Estaca Hélice contínua ϕ 60cm	m	
12	Estaca Hélice contínua ϕ 70cm	m	
13	Estaca Hélice contínua ϕ 80cm	m	
14	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 17cm	m	
15	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 20cm	m	
16	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 24cm	m	
17	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 28cm	m	
18	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 30cm	m	
19	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 32cm	m	
20	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 35cm	m	
21	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 26 / 6	m	
22	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 40 / 8	m	
23	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 50 / 9	m	
24	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 60 / 10	m	
25	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 70 / 11	m	
26	Estaca Raiz ϕ 31cm	m	
27	Estaca Raiz ϕ 41cm	m	
28	Concreto fck 30 Mpa para blocos	m3	
29	Escavação de blocos	m3	

Figura 19 – Inserção de custos

O resultado da otimização é apresentado nos campos em verde, conforme Figura 20, após pressionado o botão “Calcular”, o qual inicializa a macro “Geral” de repetição de cálculo para todas as combinações de tipos, diâmetros e quantidades de estacas, conforme Figura 21. O resultado apresentado é o resultado ótimo. Para visualizar a tabela com todos os resultados calculados, deve-se consultar a aba “Custos”.

Resultado						
Tipo de Estaca	Dimensão	Tipo de bloco	Comprimento	Comprimento armadura (m)	Área aço (cm ²)	R\$
Hélice contínua	35	1 Estaca	3	3,0	3,85	0,00

Figura 20 – Resultado final

Módulo5 - 1

```

Sub Geral()
'
' Geral Macro
'
'

Sheets("Entrada de dados_estaca").Select
For i = 1 To 140
  Range("B39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, -1)
  Range("A39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 1)
  Range("C39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 0)
  Range("E39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 0)
  Range("F39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 0)
  Range("G39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 0)
  Range("H39").Select
  ActiveCell.FormulaR1C1 = ActiveCell.Offset(i + 3, 0)
  Range("I42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-28, -7)
  Range("J42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-27, -8)
  Range("K42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-26, -9)
  Range("L42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-25, -10)
  Range("M42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-24, -11)

  Range("O42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-21, -13)
  Range("P42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-20, -14)
  Range("R42").Select
  ActiveCell.Offset(i, 0) = ActiveCell.Offset(-18, -16)

Next i
Sheets("Entrada de dados_pilar").Select
End Sub

```

Figura 21 – Macro “Geral”, botão “Calcular”

3.4.2 Aba “Dados das estacas e blocos”

A aba “Dados das estacas e blocos” apresenta os dados dos diferentes tipos de estacas e blocos considerados no dimensionamento.

Os tipos de estacas, Hélice Contínua, Pré-moldada hexagonal protendida, Pré-moldada circular centrifugada e Raiz, estão descritos na coluna A. Os diâmetros considerados estão descritos na coluna B e H. As colunas C e D apresentam as áreas e perímetros. A coluna E e F apresentam as cargas estruturais admissíveis a compressão e a tração, conforme descrito nos itens 2.1.5, 2.1.6 e 2.1.7. A coluna G apresenta a distância mínima entre eixos das estacas, conforme o seu tipo. As colunas I a AJ calculam as dimensões, áreas e volumes dos blocos de 1 a 6 estacas, conforme item 3.1. A célula B23 considera a largura do pilar como 20 cm, conservadora para o cálculo da altura do bloco. A planilha pode ser vista na Figura 22.

	A	B	C	D	E	F	G	H				
	Tipo de estaca	Dimensão (cm)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)	Carga estrutural admissível a compressão (kN)	Carga estrutural admissível a tração (kN)	Distância mínima entre eixos (cm)	Dimensão da estaca (m)				
1												
2	Hélice contínua	35	962,11	109,96	550	armadura	2,5xD	0,35				
3		40	1256,64	125,66	750	armadura	2,5xD	0,40				
4		50	1963,50	157,08	1200	armadura	2,5xD	0,50				
5		60	2827,43	188,50	1700	armadura	2,5xD	0,60				
6		70	3848,45	219,91	2300	armadura	2,5xD	0,70				
7		80	5026,55	251,33	3000	armadura	2,5xD	0,80				
8	Pré-moldada Hexagonal protendida	17	188	51	200	40	2,5XC	0,17				
9		20	260	60	300	60	2,5XC	0,20				
10		24	374	72	400	80	2,5XC	0,24				
11		28	509	84	500	100	2,5XC	0,28				
12		30	584	90	600	100	2,5XC	0,30				
13		32	665	96	650	120	2,5XC	0,32				
14		35	795	105	800	120	2,5XC	0,35				
15	Pré-moldada Circular centrifugada	26/8	376,99	81,68	500	94	2,5xD	0,26				
16		40/8	804,25	125,66	1150	148	2,5xD	0,40				
17		50/9	1159,25	157,08	1700	198	2,5xD	0,50				
18		60/10	1570,80	188,50	2350	277	2,5xD	0,60				
19		70/11	2038,89	219,91	3100	322	2,5xD	0,70				
20	Raiz	31	754,77	97,39	750	armadura	3,5xD	0,31				
21		41	1320,25	128,81	1250	armadura	3,5xD	0,41				
22												
23	Largura do pilar		0,2									
	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
	Lmáx do bloco 1 estaca (m)	Altura do bloco 1 estaca (m)	Área do bloco 1 estaca (m ²)	Volume do bloco 1 estaca (m ³)	Lmáx do bloco 2 estacas (m)	Altura do bloco 2 estacas (m)	Área do bloco 2 estacas (m ²)	Volume do bloco 2 estacas (m ³)	Lmáx do bloco 3 estacas (m)	Altura do bloco 3 estacas simétrico (m)	Área do bloco 3 estacas simétrico (m ²)	Volume do bloco 3 estacas simétrico (m ³)
1												
2	0,70	0,60	0,49	0,29	1,58	0,60	1,10	0,66	1,68	0,60	1,68	1,01
3	0,80	0,60	0,64	0,38	1,80	0,60	1,44	0,86	1,92	0,60	2,19	1,31
4	1,00	0,60	1,00	0,60	2,25	0,68	2,25	1,54	2,40	0,73	3,42	2,51
5	1,20	0,60	1,44	0,86	2,70	0,83	3,24	2,70	2,88	0,89	4,93	4,40
6	1,40	0,60	1,96	1,18	3,15	0,98	4,41	4,34	3,36	1,05	6,71	7,07
7	1,60	0,60	2,56	1,54	3,60	1,13	5,76	6,53	3,84	1,21	8,76	10,63
8	0,34	0,60	0,12	0,07	0,77	0,60	0,26	0,16	0,82	0,60	0,40	0,24
9	0,40	0,60	0,16	0,10	0,90	0,60	0,36	0,22	0,96	0,60	0,55	0,33
10	0,48	0,60	0,23	0,14	1,08	0,60	0,52	0,31	1,15	0,60	0,79	0,47
11	0,56	0,60	0,31	0,19	1,26	0,60	0,71	0,42	1,34	0,60	1,07	0,64
12	0,60	0,60	0,36	0,22	1,35	0,60	0,81	0,49	1,44	0,60	1,23	0,74
13	0,64	0,60	0,41	0,25	1,44	0,60	0,92	0,55	1,54	0,60	1,40	0,84
14	0,70	0,60	0,49	0,29	1,58	0,60	1,10	0,66	1,68	0,60	1,68	1,01
15	0,52	0,60	0,27	0,16	1,17	0,60	0,61	0,37	1,25	0,60	0,93	0,56
16	0,80	0,60	0,64	0,38	1,80	0,60	1,44	0,86	1,92	0,60	2,19	1,31
17	1,00	0,60	1,00	0,60	2,25	0,68	2,25	1,54	2,40	0,73	3,42	2,51
18	1,20	0,60	1,44	0,86	2,70	0,83	3,24	2,70	2,88	0,89	4,93	4,40
19	1,40	0,60	1,96	1,18	3,15	0,98	4,41	4,34	3,36	1,05	6,71	7,07
20	0,62	0,60	0,38	0,23	1,71	0,60	1,06	0,63	1,80	0,60	1,85	1,11
21	0,82	0,60	0,67	0,40	2,26	0,69	1,85	1,27	2,39	0,73	3,24	2,36

Figura 22 – Dados das estacas e blocos (parcial)

3.4.3 Aba “Cálculo carga estacas”

A aba “Cálculo carga estacas” calcula, a partir das cargas de entrada dos pilares, as cargas máximas de compressão e tração transmitidas às estacas pelo bloco. Como as estacas de um mesmo bloco são idênticas, isto é, possuem os mesmos comprimentos e diâmetros, considera-se que os esforços verticais e horizontais são distribuídos uniformemente nas

estacas. Também foram transferidos para as estacas os momentos aplicados no topo do bloco e as resultantes dos esforços horizontais. A Figura 23 demonstra a sequência de cálculo dos esforços para o bloco de uma estaca. As cargas de compressão e tração máximas nas estacas são iguais às cargas transmitidas ao bloco pelo pilar. O momento máximo será igual ao momento na cabeça do bloco acrescido do momento resultante da carga horizontal.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Distância mínima entre eixos (m)		Bloco 1 estaca				
2						1	1	1	1	1
3						Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)
4	Hélice contínua		0,35	2,5 x D	0,88	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
5			0,40	2,5 x D	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
6			0,50	2,5 x D	1,25	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
7			0,60	2,5 x D	1,50	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
8			0,70	2,5 x D	1,75	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
9			0,80	2,5 x D	2,00	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	2,5 X C	0,43	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
11			0,20	2,5 X C	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
12			0,24	2,5 X C	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
13			0,28	2,5 X C	0,70	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
14			0,30	2,5 X C	0,75	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
15			0,32	2,5 X C	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
16		0,35	2,5 X C	0,88	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00	
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	2,5 x D	0,65	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
18			0,40	2,5 x D	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
19			0,50	2,5 x D	1,25	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
20			0,60	2,5 x D	1,50	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
21			0,70	2,5 x D	1,75	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00
22			Raiz	0,31	3,5 x D	1,09	0,60	0,00	0,00	0,00
23		0,41		3,5 x D	1,44	0,60	0,00	0,00	0,00	200,00

Figura 23 – Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 1 estaca)

As Eq. 46, Eq. 47, Eq. 48 e Eq. 49 correspondem aos cálculos das cargas nas estacas para bloco de uma estaca.

$$N1_{m\acute{a}x} = N_{compress\tilde{a}o} \quad (Eq. 46)$$

$$N1_{m\acute{i}n} = N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o} \quad (Eq. 47)$$

$$M1_{m\acute{a}x} = M + H \times A_{bloco} \quad (Eq. 48)$$

$$H1_{m\acute{a}x} = H \quad (Eq. 49)$$

Onde:

$N1_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\tilde{a}o}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

$N1_{m\acute{i}n}$ – carga máxima de tração aplicada na estaca;

$N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}$ – carga de tração aplicada no bloco;

$M1_{m\acute{a}x}$ – momento máximo aplicado na estaca;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

$H1_{m\acute{a}x}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

As Eq. 50, Eq. 51, Eq. 52 e Eq. 53 correspondem aos cculos das cargas nas estacas para bloco de duas estacas.

$$N2_{m\acute{a}x} = \frac{N_{compress\tilde{a}o}}{2} + \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos}} \quad (Eq. 50)$$

$$N2_{m\acute{i}n} = -\frac{N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}}{2} - \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos}} \quad (Eq. 51)$$

$$M2_{m\acute{a}x} = M + H \times A_{bloco} \quad (Eq. 52)$$

$$H2_{m\acute{a}x} = \frac{H}{2} \quad (Eq. 53)$$

Onde:

$N2_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\tilde{a}o}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

D_{eixos} – distância mínima entre eixos das estacas;

$N2_{m\acute{i}n}$ – carga máxima de tra\~co aplicada na estaca;

$N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}$ – carga de tra\~co aplicada no bloco;

$M2_{m\acute{a}x}$ – momento máximo aplicado na estaca;

$H2_{m\acute{a}x}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

A Figura 24 apresenta a planilha para o cáculo dos esfor\~cos nas estacas para um bloco de duas estacas.

	A	B	C	K	L	M	N	O		
1	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Bloco 2 estacas						
2				2	2	2	2	2		
3				Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)		
4	Hélice contínua		0,35	0,60	228,57	-228,57	0,00	200,00		
5			0,40	0,60	200,00	-200,00	0,00	200,00		
6			0,50	0,68	160,00	-160,00	0,00	200,00		
7			0,60	0,83	133,33	-133,33	0,00	200,00		
8			0,70	0,98	114,29	-114,29	0,00	200,00		
9			0,80	1,13	100,00	-100,00	0,00	200,00		
10	Premoldada de concreto cravada a percussão		Pré-moldada Hexagonal protendida		0,17	0,60	470,59	-470,59	0,00	200,00
11					0,20	0,60	400,00	-400,00	0,00	200,00
12					0,24	0,60	333,33	-333,33	0,00	200,00
13					0,28	0,60	285,71	-285,71	0,00	200,00
14					0,30	0,60	266,67	-266,67	0,00	200,00
15					0,32	0,60	250,00	-250,00	0,00	200,00
16			0,35	0,60	228,57	-228,57	0,00	200,00		
17			Pré-moldada Circular centrífuga		0,26	0,60	307,69	-307,69	0,00	200,00
18					0,40	0,60	200,00	-200,00	0,00	200,00
19					0,50	0,68	160,00	-160,00	0,00	200,00
20	0,60	0,83			133,33	-133,33	0,00	200,00		
21			0,70	0,98	114,29	-114,29	0,00	200,00		
22	Raiz		0,31	0,60	184,33	-184,33	0,00	200,00		
23			0,41	0,69	139,37	-139,37	0,00	200,00		

Figura 24 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 2 estacas)

As Eq. 54, Eq. 55, Eq. 56 e Eq. 57 correspondem aos cálculos das cargas nas estacas para bloco de três estacas.

$$N3_{m\acute{a}x} = \frac{N_{compress\tilde{a}o}}{3} + \frac{(M+H \times A_{bloco})}{D_{eixos} \times \sqrt{3}/2} \quad (Eq. 54)$$

$$N3_{m\acute{i}n} = -\frac{N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}}{3} - \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos} \times \sqrt{3}/2} \quad (Eq. 55)$$

$$M3_{m\acute{a}x} = 0 \quad (Eq. 56)$$

$$H3_{m\acute{a}x} = \frac{H}{3} \quad (Eq. 57)$$

Onde:

$N3_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\tilde{a}o}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

D_{eixos} – distância mínima entre eixos das estacas;

$N3_{mín}$ – carga máxima de tração aplicada na estaca;

$N_{tração}$ – carga de tração aplicada no bloco;

$M3_{máx}$ – momento máximo aplicado na estaca;

$H3_{máx}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

A Figura 25 apresenta a planilha para o cálculo dos esforços nas estacas para um bloco de três estacas.

	A	B	C	P	Q	R	S	T
1				Bloco 3 estacas simétrico				
2				3	3	3	3	3
3	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)
4	Hélice contínua		0,35	0,60	262,86	-262,86	0,00	0,00
5			0,40	0,60	230,00	-230,00	0,00	0,00
6			0,50	0,73	184,00	-184,00	0,00	0,00
7			0,60	0,89	153,33	-153,33	0,00	0,00
8			0,70	1,05	131,43	-131,43	0,00	0,00
9			0,80	1,21	115,00	-115,00	0,00	0,00
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	0,60	541,18	-541,18	0,00	0,00
11			0,20	0,60	460,00	-460,00	0,00	0,00
12			0,24	0,60	383,33	-383,33	0,00	0,00
13			0,28	0,60	328,57	-328,57	0,00	0,00
14			0,30	0,60	306,67	-306,67	0,00	0,00
15		0,32	0,60	287,50	-287,50	0,00	0,00	
16		0,35	0,60	262,86	-262,86	0,00	0,00	
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	0,60	353,85	-353,85	0,00	0,00
18			0,40	0,60	230,00	-230,00	0,00	0,00
19			0,50	0,73	184,00	-184,00	0,00	0,00
20	0,60		0,89	153,33	-153,33	0,00	0,00	
21	0,70		1,05	131,43	-131,43	0,00	0,00	
22	Raiz		0,31	0,60	211,98	-211,98	0,00	0,00
23			0,41	0,73	160,28	-160,28	0,00	0,00

Figura 25 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 3 estacas)

As Eq. 58, Eq. 59, Eq. 60 e Eq. 61 correspondem aos cálculos das cargas nas estacas para bloco de quatro estacas.

$$N4_{máx} = \frac{N_{compressão}}{4} + \frac{(M+H \times A_{bloco})}{D_{eixos} \times \sqrt{2}} \quad (Eq. 58)$$

$$N4_{mín} = -\frac{N_{tração}}{4} - \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos} \times \sqrt{2}} \quad (Eq. 59)$$

$$M4_{máx} = 0 \quad (Eq. 60)$$

$$H4_{máx} = \frac{H}{4} \quad (Eq. 61)$$

Onde:

$N4_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\acute{o}e}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

D_{eixos} – distância mínima entre eixos das estacas;

$N4_{m\acute{i}n}$ – carga máxima de tração aplicada na estaca;

$N_{tra\c{c}\tilde{a}o}$ – carga de tração aplicada no bloco;

$M4_{m\acute{a}x}$ – momento máximo aplicado na estaca;

$H4_{m\acute{a}x}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

A Figura 26 apresenta a planilha para o cálculo dos esforços nas estacas para um bloco de quatro estacas.

	A	B	C	U	V	W	X	Y
1				Bloco 4 estacas				
2				4	4	4	4	4
3	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)
4	Hélice contínua		0,35	0,60	162,29	-162,29	0,00	0,00
5			0,40	0,60	142,00	-142,00	0,00	0,00
6			0,50	0,68	113,60	-113,60	0,00	0,00
7			0,60	0,83	94,67	-94,67	0,00	0,00
8			0,70	0,98	81,14	-81,14	0,00	0,00
9			0,80	1,13	71,00	-71,00	0,00	0,00
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	0,60	334,12	-334,12	0,00	0,00
11			0,20	0,60	284,00	-284,00	0,00	0,00
12			0,24	0,60	236,67	-236,67	0,00	0,00
13			0,28	0,60	202,86	-202,86	0,00	0,00
14			0,30	0,60	189,33	-189,33	0,00	0,00
15			0,32	0,60	177,50	-177,50	0,00	0,00
16		0,35	0,60	162,29	-162,29	0,00	0,00	
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	0,60	218,46	-218,46	0,00	0,00
18			0,40	0,60	142,00	-142,00	0,00	0,00
19			0,50	0,68	113,60	-113,60	0,00	0,00
20			0,60	0,83	94,67	-94,67	0,00	0,00
21			0,70	0,98	81,14	-81,14	0,00	0,00
22		Raiz		0,31	0,60	130,88	-130,88	0,00
23			0,41	0,69	98,95	-98,95	0,00	0,00

Figura 26 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 4 estacas)

As Eq. 62, Eq. 63, Eq. 64 e Eq. 65 correspondem aos cálculos das cargas nas estacas para bloco de cinco estacas quadrado ou retangular.

$$N5_{m\acute{a}x} = \frac{N_{compress\tilde{a}o}}{5} + \frac{(M+H \times A_{bloco})}{D_{eixos} \times 2} \quad (Eq. 62)$$

$$N5_{m\acute{i}n} = -\frac{N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}}{5} - \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos} \times 2} \quad (Eq. 63)$$

$$M5_{m\acute{a}x} = 0 \quad (Eq. 64)$$

$$H5_{m\acute{a}x} = \frac{H}{5} \quad (Eq. 65)$$

Onde:

$N5_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\tilde{a}o}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

D_{eixos} – distância mínima entre eixos das estacas;

$N5_{m\acute{i}n}$ – carga máxima de tra\~cao aplicada na estaca;

$N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}$ – carga de tra\~cao aplicada no bloco;

$M5_{m\acute{a}x}$ – momento máximo aplicado na estaca;

$H5_{m\acute{a}x}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

A Figura 27 e Figura 28 apresentam as planilhas para o cálculo dos esfor\~cos nas estacas para um bloco de cinco estacas quadrado e retangular.

	A	B	C	Z	AA	AB	AC	AD	
1	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Bloco 5 estacas quadrado					
2				5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	
3				Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)	
4	Hélice contínua		0,35	0,60	114,29	-114,29	0,00	0,00	
5			0,40	0,67	100,00	-100,00	0,00	0,00	
6			0,50	0,86	80,00	-80,00	0,00	0,00	
7			0,60	1,04	66,67	-66,67	0,00	0,00	
8			0,70	1,22	57,14	-57,14	0,00	0,00	
9			0,80	1,41	50,00	-50,00	0,00	0,00	
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	0,60	235,29	-235,29	0,00	0,00	
11			0,20	0,60	200,00	-200,00	0,00	0,00	
12			0,24	0,60	166,67	-166,67	0,00	0,00	
13			0,28	0,60	142,86	-142,86	0,00	0,00	
14			0,30	0,60	133,33	-133,33	0,00	0,00	
15			0,32	0,60	125,00	-125,00	0,00	0,00	
16		0,35	0,60	114,29	-114,29	0,00	0,00		
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	0,60	153,85	-153,85	0,00	0,00	
18			0,40	0,67	100,00	-100,00	0,00	0,00	
19			0,50	0,86	80,00	-80,00	0,00	0,00	
20			0,60	1,04	66,67	-66,67	0,00	0,00	
21			0,70	1,22	57,14	-57,14	0,00	0,00	
22		Raiz		0,31	0,65	92,17	-92,17	0,00	0,00
23				0,41	0,88	69,69	-196,52	0,00	0,00

Figura 27 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 5 estacas quadrado)

	A	B	C	AE	AF	AG	AH	AI	
1	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Bloco 5 estacas retangular					
2				5,2	5,2	5,2	5,2	5,2	
3				Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)	
4	Hélice contínua		0,35	0,67	114,29	-114,29	0,00	0,00	
5			0,40	0,78	100,00	-100,00	0,00	0,00	
6			0,50	0,99	80,00	-80,00	0,00	0,00	
7			0,60	1,20	66,67	-66,67	0,00	0,00	
8			0,70	1,41	57,14	-57,14	0,00	0,00	
9			0,80	1,62	50,00	-50,00	0,00	0,00	
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	0,60	235,29	-235,29	0,00	0,00	
11			0,20	0,60	200,00	-200,00	0,00	0,00	
12			0,24	0,60	166,67	-166,67	0,00	0,00	
13			0,28	0,60	142,86	-142,86	0,00	0,00	
14			0,30	0,60	133,33	-133,33	0,00	0,00	
15			0,32	0,61	125,00	-125,00	0,00	0,00	
16		0,35	0,67	114,29	-114,29	0,00	0,00		
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	0,60	153,85	-153,85	0,00	0,00	
18			0,40	0,78	100,00	-100,00	0,00	0,00	
19			0,50	0,99	80,00	-80,00	0,00	0,00	
20			0,60	1,20	66,67	-66,67	0,00	0,00	
21			0,70	1,41	57,14	-57,14	0,00	0,00	
22		Raiz		0,31	0,77	92,17	-92,17	0,00	0,00
23				0,41	1,04	69,69	-69,69	0,00	0,00

Figura 28 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 5 estacas retangular)

As Eq. 66, Eq. 67, Eq. 68 e Eq. 69 correspondem aos cálculos das cargas nas estacas para bloco de seis estacas retangular.

$$N6_{m\acute{a}x} = \frac{N_{compress\tilde{a}o}}{6} + \frac{(M+H \times A_{bloco})}{D_{eixos} \times 3} \quad (Eq. 66)$$

$$N6_{m\acute{i}n} = -\frac{N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}}{6} - \frac{M+H \times A_{bloco}}{D_{eixos} \times 3} \quad (Eq. 67)$$

$$M6_{m\acute{a}x} = 0 \quad (Eq. 68)$$

$$H6_{m\acute{a}x} = \frac{H}{6} \quad (Eq. 69)$$

Onde:

$N6_{m\acute{a}x}$ – carga máxima de compressão aplicada na estaca;

$N_{compress\tilde{a}o}$ – carga de compressão aplicada no bloco;

M – momento aplicado no bloco;

H – carga horizontal aplicada no bloco;

A_{bloco} – altura do bloco;

D_{eixos} – distância mínima entre eixos das estacas;

$N6_{m\acute{i}n}$ – carga máxima de tra\~cao aplicada na estaca;

$N_{tra\tilde{c}\tilde{a}o}$ – carga de tra\~cao aplicada no bloco;

$M6_{m\acute{a}x}$ – momento máximo aplicado na estaca;

$H6_{m\acute{a}x}$ – carga horizontal aplicada no topo da estaca.

A Figura 29 apresenta a planilha para o cálculo dos esfor\~cos nas estacas para um bloco de seis estacas.

	A	B	C	AJ	AK	AL	AM	AN
1	Tipo de estaca		Dimensão (m)	Bloco 6 estacas				
2				6	6	6	6	6
3				Altura do bloco (m)	Carga máxima compressão vertical (kN)	Carga mínima tração vertical (kN)	Carga horizontal máxima (kN)	Momento máximo no topo da estaca (kN.m)
4	Hélice contínua		0,35	0,75	76,11	-76,11	0,00	0,00
5			0,40	0,87	66,60	-66,60	0,00	0,00
6			0,50	1,10	53,28	-53,28	0,00	0,00
7			0,60	1,33	44,40	-44,40	0,00	0,00
8			0,70	1,57	38,06	-38,06	0,00	0,00
9			0,80	1,80	33,30	-33,30	0,00	0,00
10	Premoldada de concreto cravada a percussão	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	0,60	156,71	-156,71	0,00	0,00
11			0,20	0,60	133,20	-133,20	0,00	0,00
12			0,24	0,60	111,00	-111,00	0,00	0,00
13			0,28	0,60	95,14	-95,14	0,00	0,00
14			0,30	0,63	88,80	-88,80	0,00	0,00
15			0,32	0,68	83,25	-83,25	0,00	0,00
16		0,35	0,75	76,11	-76,11	0,00	0,00	
17		Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	0,60	102,46	-102,46	0,00	0,00
18			0,40	0,87	66,60	-66,60	0,00	0,00
19			0,50	1,10	53,28	-53,28	0,00	0,00
20	0,60		1,33	44,40	-44,40	0,00	0,00	
21		0,70	1,57	38,06	-38,06	0,00	0,00	
22	Raiz		0,31	0,86	61,38	-61,38	0,00	0,00
23			0,41	1,16	46,41	-46,41	0,00	0,00

Figura 29 - Cálculo de esforços nas estacas (Bloco de 6 estacas)

3.4.4 Aba “Tabela armadura pré-moldadas”

A aba “Tabela armadura pré-moldada” calcula as cargas resistentes das estacas pré-moldadas. A tabela fornece, para os tipos de estacas pré-moldadas selecionadas, a resistência característica do concreto (f_{ck}), a distância entre os centros de gravidade da armadura, dada pela Eq. 70, as cargas de compressão e tração resistentes, fornecidas pela aba “Dados das estacas e blocos” e o momento resistente, calculado pela Eq. 71.

$$c = 0,636(d - 2a') \quad (Eq. 70)$$

$$M_R = N_R \times \frac{c}{2} \quad (Eq. 71)$$

Onde:

$c/2$ – distância do centro de gravidade da armadura ao centro da seção, considerando a armadura uniformemente distribuída em um semicírculo, na estaca;

d – diâmetro da estaca;

a' – distância entre a face e a armadura;

M_R – momento resistente da estaca;

N_R – carga normal resistente da estaca.

A Figura 30 apresenta a planilha de cálculo das cargas resistentes das estacas pré-moldadas.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1		Diâmetro (cm)	As (cm2)	Ac (cm2)	fck (Mpa)	c (m)	Mr(kN.m)	Nrc(kN)	Nrt(kN)
2	Pré-moldada Hexagonal protendida	17	Catálogo	188	35	0,05	4,92	200	40
3	Pré-moldada Hexagonal protendida	20	Catálogo	260	35	0,07	10,25	300	60
4	Pré-moldada Hexagonal protendida	24	Catálogo	374	35	0,09	18,75	400	80
5	Pré-moldada Hexagonal protendida	28	Catálogo	509	35	0,12	29,80	500	100
6	Pré-moldada Hexagonal protendida	30	Catálogo	584	35	0,13	39,57	600	100
7	Pré-moldada Hexagonal protendida	32	Catálogo	665	35	0,14	47,00	650	120
8	Pré-moldada Hexagonal protendida	35	Catálogo	795	35	0,16	65,48	800	120
9	Pré-moldada Circular centrifugada	26	Catálogo	376,99	20	0,10	25,00	500	94
10	Pré-moldada Circular centrifugada	40	Catálogo	804,25	20	0,16	92,00	1150	148
11	Pré-moldada Circular centrifugada	50	Catálogo	1159,25	20	0,21	174,25	1700	198
12	Pré-moldada Circular centrifugada	60	Catálogo	1570,80	20	0,25	293,75	2350	277
13	Pré-moldada Circular centrifugada	70	Catálogo	2038,89	20	0,30	457,25	3100	322

Figura 30 – Aba “Tabela armadura pré-moldadas”

3.4.5 Aba “Fundesp”

A aba “Fundesp” calcula o comprimento para as estacas raiz, através do método de Cabral, descrito no item 2.2.1.4. Esta aba também calcula a estaca no caso da necessidade de embutimento em rocha.

As células A1:E5 apresentam as características da estaca em solo e em rocha, além da pressão de injeção utilizada na concretagem, fornecida pela aba “Entrada de dados_pilar”, e podem ser visualizadas na Figura 31.

	A	B	C	D	E
1		Solo		Rocha	
2	D (cm)	Perímetro (m)	Área (m2)	Perímetro (m)	Área (m2)
3	41	1,29	0,13	0,96	0,07
4					
5	Pressão de injeção (kgf/cm2)	1			

Figura 31 – Dados da estaca

As células E9:E34 correspondem aos coeficientes utilizados (β_1 e β_2) para cada tipo de solo, além dos valores de adesão estaca-rocha considerados para rocha muito alterada, alterada e sã, também provenientes da aba “Entrada de dados_pilar”. Estes dados podem ser visualizados na Figura 32.

9	Valores de $\beta 1$ e $\beta 2$		
10	Solo	$\beta 1$	$\beta 2$
11	Areia	0,07	3
12	Areia siltosa	0,08	2,8
13	Areia argilosa	0,08	2,3
14	Areia silto argilosa	0,08	2,8
15	Areia argilo siltosa	0,08	2,3
16	Areia com pedregulhos	0,07	3
17	Silte	0,05	1,8
18	Silte arenoso	0,06	2
19	Silte argiloso	0,035	1
20	Silte areno argiloso	0,06	2
21	Silte argilo arenoso	0,035	1
22	Argila	0,05	1
23	Argila silto arenosa	0,04	1
24	Argila areno siltosa	0,05	1,5
25	Argila arenosa	0,05	1,5
26	Argila siltosa	0,04	1
27	Rocha sã	0	0
28	Rocha alterada	0	0
29	Rocha muito alterada	0	0
30	Valores de adesão estaca-rocha		
31	Tipo	Lateral (kN/m ²)	Ponta (kN/m ²)
32	Rocha sã	1200	50000
33	Rocha alterada	800	30000
34	Rocha muito alterada	200	5000

Figura 32 – Coeficientes $\beta 1$ e $\beta 2$ e valores de adesão estaca-rocha

As células A36:N66 calculam a resistência da estaca a cada metro, calculando as parcelas por atrito lateral, de ponta e a carga admissível para cada comprimento. No caso de trecho em rocha, a planilha calcula as parcelas por atrito lateral e ponta através das Eq. 72 e Eq. 73.

$$Q_l = Adesão_{lateral} \times P \times L \quad (Eq. 72)$$

$$Q_p = Adesão_{ponta} \times A \quad (Eq. 73)$$

Onde:

Q_l – carga de ruptura por atrito lateral;

P – perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca;

Q_p – carga de ruptura por ponta;

A – área da ponta da estaca.

A Figura 33 e Figura 34 mostram a planilha de cálculo pelo método Cabral.

	A	B	C	D	E	F	G	H
	Profundidade	SPT	Solo	β_1	β_2	β_0	PI (kN)	Σ PI (kN)
36	1	20	Argila siltosa	0,04	1	0,70	72,1	72,1
37	2	20	Argila siltosa	0,04	1	0,70	72,1	144,3
38	3	20	Argila siltosa	0,04	1	0,70	72,1	216,4
39	4	20	Argila siltosa	0,04	1	0,70	72,1	288,5
40	5	20	Areia argilosa	0,08	2,3	0,70	144,3	432,8
41	6	20	Silte argiloso	0,035	1	0,70	63,1	495,9
42	7	20	Silte argiloso	0,035	1	0,70	63,1	559,0
43	8	20	Silte argiloso	0,035	1	0,70	63,1	622,1
44	9	22	Silte argiloso	0,035	1	0,70	69,4	691,6
45	10	24	Silte argiloso	0,035	1	0,70	75,7	767,3
46	11	22	Silte argiloso	0,035	1	0,70	69,4	836,7
47	12	26	Silte argiloso	0,035	1	0,70	82,0	918,8
48	13	26	Silte argiloso	0,035	1	0,70	82,0	1000,8
49	14	30	Silte argiloso	0,035	1	0,70	94,7	1095,5
50	15	33	Silte argiloso	0,035	1	0,70	104,1	1199,6
51	16	35	Silte argiloso	0,035	1	0,70	110,5	1310,1
52	17	30	Silte argiloso	0,035	1	0,70	94,7	1404,8
53	18	37	Silte argiloso	0,035	1	0,70	116,8	1521,5
54	19	40	Silte argiloso	0,035	1	0,70	126,2	1647,7
55	20	43	Silte argiloso	0,035	1	0,70	135,7	1783,4
56	21	45	Silte argiloso	0,035	1	0,70	142,0	1925,4
57	22	44	Silte argiloso	0,035	1	0,70	138,9	2064,3
58	23	49	Silte argiloso	0,035	1	0,70	154,6	2218,9
59	24	50	Silte argiloso	0,035	1	0,70	157,8	2376,7
60	25	55	Silte argiloso	0,035	1	0,70	173,6	2550,3
61	26	60	Silte argiloso	0,035	1	0,70	189,3	2739,6
62	27	60	Silte argiloso	0,035	1	0,70	189,3	2929,0
63	28	60	Silte argiloso	0,035	1	0,70	189,3	3118,3
64	29	60	Silte argiloso	0,035	1	0,70	189,3	3307,7
65	30	60	Silte argiloso	0,035	1	0,70	189,3	3497,0

Figura 33 – Cálculo da carga admissível pelo método Cabral – parte 1

	I	J	K	L	M	N
	Pp (kN)	Pr (kN)	Padm (kN)	Pr sl ponta (kN)	Padm sl ponta (kN)	Profundidade
36	184,8	257,0	128,5	72,1	36,1	1
37	184,8	329,1	164,5	144,3	72,1	2
38	184,8	401,2	200,6	216,4	108,2	3
39	184,8	473,4	236,7	288,5	144,3	4
40	425,1	857,9	429,0	432,8	216,4	5
41	184,8	680,7	340,4	495,9	248,0	6
42	184,8	743,9	371,9	559,0	279,5	7
43	184,8	807,0	403,5	622,1	311,1	8
44	203,3	894,9	447,4	691,6	345,8	9
45	221,8	989,1	494,5	767,3	383,6	10
46	203,3	1040,0	520,0	836,7	418,4	11
47	240,3	1159,1	579,5	918,8	459,4	12
48	240,3	1241,1	620,6	1000,8	500,4	13
49	277,3	1372,7	686,4	1095,5	547,7	14
50	305,0	1504,6	752,3	1199,6	599,8	15
51	323,5	1633,5	816,8	1310,1	655,0	16
52	277,3	1682,0	841,0	1404,8	702,4	17
53	341,9	1863,5	931,7	1521,5	760,8	18
54	369,7	2017,4	1008,7	1647,7	823,9	19
55	397,4	2180,8	1090,4	1783,4	891,7	20
56	415,9	2341,3	1170,7	1925,4	962,7	21
57	406,6	2470,9	1235,5	2064,3	1032,1	22
58	452,8	2671,8	1335,9	2218,9	1109,5	23
59	462,1	2838,8	1419,4	2376,7	1188,4	24
60	508,3	3058,6	1529,3	2550,3	1275,1	25
61	554,5	3294,1	1647,1	2739,6	1369,8	26
62	554,5	3483,5	1741,7	2929,0	1464,5	27
63	554,5	3672,8	1836,4	3118,3	1559,2	28
64	554,5	3862,2	1931,1	3307,7	1653,8	29
65	554,5	4051,5	2025,8	3497,0	1748,5	30

Figura 34 – Cálculo da carga admissível pelo método Cabral – parte 2

As células E6:F18 e L6:M18 calculam o comprimento necessário da estaca para que a carga admissível seja maior do que a carga de trabalho de compressão e a parcela da carga admissível correspondente ao atrito lateral seja maior do que a carga de trabalho de tração, considerando a parcela de ponta e não considerando a parcela de ponta da estaca. Estas planilhas podem ser vistas na Figura 35.

	E	F	G	L	M
6	Com ponta			Sem ponta	
7		Média Calculada			Média Calculada
8		VERDADEIRO			FALSO
9	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
10	Carga Admissível (kN)	128		Carga Admissível (kN)	72
11	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
12		Média Calculada			Média Calculada
13		VERDADEIRO			VERDADEIRO
14	Carga tração (kN)	-46		Carga tração (kN)	-46
15	Atrito lateral (kN)	72		Atrito lateral (kN)	72
16	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
17					
18	Comprimento final (m)	3		Comprimento final (m)	3

Figura 35 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Cabral

3.4.6 Aba “Brasfond”

A aba “Brasfond” calcula o comprimento para as estacas raiz, através do método Brasfond, descrito no item 2.2.1.5. Esta aba também calcula a estaca no caso da necessidade de embutimento em rocha.

As células A1:E3 apresentam as características da estaca em solo e em rocha e podem ser visualizadas na Figura 36.

	A	B	C	D	E
1		Solo		Rocha	
2	D (cm)	Perímetro (m)	Área (m2)	Perímetro (m)	Área (m2)
3	41	1,29	0,13	0,96	0,07

Figura 36 – Dados da estaca

As células A5:C30 correspondem aos coeficientes utilizados (α) para cada tipo de solo, além dos valores de adesão estaca-rocha considerados para rocha muito alterada, alterada e sã, provenientes da aba “Entrada de dados_pilar”. Estes dados podem ser visualizados na Figura 37.

	A	B	C
5	Valores de α .		
6	Solo	α (tf/m ²)	
7	Areia	20	
8	Areia siltosa	16	
9	Areia argilosa	13	
10	Areia silto argilosa	16	
11	Areia argilo siltosa	13	
12	Silte	11	
13	Silte arenoso	12	
14	Silte argiloso	10	
15	Silte areno argiloso	12	
16	Silte argilo arenoso	10	
17	Argila	10	
18	Argila silto arenosa	9	
19	Argila areno siltosa	11	
20	Argila arenosa	11	
21	Argila siltosa	9	
22	Areia com pedregulhos	26	
23	Rocha sã	0	
24	Rocha alterada	0	
25	Rocha muito alterada	0	
26	Valores de adesão estaca-rocha		
27	Tipo	Lateral (kN/m ²)	Ponta (kN/m ²)
28	Rocha sã	1200	50000
29	Rocha alterada	800	30000
30	Rocha muito alterada	200	5000

Figura 37 – Coeficientes α e valores de adesão estaca-rocha

As células A32:L62 calculam a resistência da estaca a cada metro, calculando as parcelas por atrito lateral, de ponta e a carga admissível para cada comprimento. No caso de trecho em rocha, a planilha calcula as parcelas por atrito lateral e ponta através das Eq. 74 e Eq. 75.

$$Q_l = Ades\tilde{a}o_{lateral} \times P \times L \quad (Eq. 74)$$

$$Q_p = Ades\tilde{a}o_{ponta} \times A \quad (Eq. 75)$$

Onde:

Q_l – carga de ruptura por atrito lateral;

P – perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca;

Q_p – carga de ruptura por ponta;

A – área da ponta da estaca.

A Figura 38 e Figura 39 mostram a planilha de cálculo pelo método Brasfond.

	A	B	C	D	E	F	G
32	Profundidade	SPT	Solo	α	PI (kN)	Σ PI (kN)	Pp (kN)
33	1	9	Argila siltosa	9	70	69,6	106,9
34	2	9	Argila siltosa	9	70	139,1	106,9
35	3	9	Argila siltosa	9	70	208,7	106,9
36	4	9	Argila siltosa	9	70	278,2	122,8
37	5	13	Areia argilosa	13	100	378,7	183,1
38	6	10	Silte argiloso	10	77	456,0	145,2
39	7	10	Silte argiloso	10	77	533,3	132,0
40	8	10	Silte arenoso	12	77	610,5	158,4
41	9	10	Silte arenoso	12	77	687,8	158,4
42	10	10	Silte arenoso	12	77	765,1	158,4
43	11	10	Silte arenoso	12	77	842,4	158,4
44	12	10	Silte arenoso	12	77	919,7	158,4
45	13	10	Silte arenoso	12	77	997,0	158,4
46	14	10	Silte arenoso	12	77	1074,2	158,4
47	15	10	Silte arenoso	12	77	1151,5	158,4
48	16	10	Silte arenoso	12	77	1228,8	158,4
49	17	10	Silte arenoso	12	77	1306,1	158,4
50	18	10	Silte arenoso	12	77	1383,4	158,4
51	19	10	Silte arenoso	12	77	1460,7	158,4
52	20	10	Silte arenoso	12	77	1537,9	158,4
53	21	10	Silte arenoso	12	77	1615,2	158,4
54	22	10	Silte arenoso	12	77	1692,5	158,4
55	23	10	Silte arenoso	12	77	1769,8	158,4
56	24	10	Silte arenoso	12	77	1847,1	158,4
57	25	10	Silte arenoso	12	77	1924,4	158,4
58	26	10	Silte arenoso	12	77	2001,6	158,4
59	27	10	Silte arenoso	12	77	2078,9	158,4
60	28	10	Silte arenoso	12	77	2156,2	158,4
61	29	10	Silte arenoso	12	77	2233,5	158,4
62	30	10	Silte arenoso	12	77	2310,8	158,4

Figura 38 – Cálculo da carga admissível pelo método Brasfond – parte 1

	H	I	J	K	L
32	Pr (kN)	Padm (kN)	Pr s/ ponta (kN)	Padm s/ ponta (kN)	Profundidade
33	176,5	88,2	69,6	34,8	1
34	246,1	123,0	139,1	69,6	2
35	315,6	157,8	208,7	104,3	3
36	401,0	200,5	278,2	139,1	4
37	561,8	280,9	378,7	189,3	5
38	601,2	300,6	456,0	228,0	6
39	665,3	332,6	533,3	266,6	7
40	769,0	384,5	610,5	305,3	8
41	846,3	423,1	687,8	343,9	9
42	923,5	461,8	765,1	382,6	10
43	1000,8	500,4	842,4	421,2	11
44	1078,1	539,1	919,7	459,8	12
45	1155,4	577,7	997,0	498,5	13
46	1232,7	616,3	1074,2	537,1	14
47	1309,9	655,0	1151,5	575,8	15
48	1387,2	693,6	1228,8	614,4	16
49	1464,5	732,3	1306,1	653,0	17
50	1541,8	770,9	1383,4	691,7	18
51	1619,1	809,5	1460,7	730,3	19
52	1696,4	848,2	1537,9	769,0	20
53	1773,6	886,8	1615,2	807,6	21
54	1850,9	925,5	1692,5	846,3	22
55	1928,2	964,1	1769,8	884,9	23
56	2005,5	1002,7	1847,1	923,5	24
57	2082,8	1041,4	1924,4	962,2	25
58	2160,1	1080,0	2001,6	1000,8	26
59	2237,3	1118,7	2078,9	1039,5	27
60	2314,6	1157,3	2156,2	1078,1	28
61	2391,9	1196,0	2233,5	1116,7	29
62	2469,2	1234,6	2310,8	1155,4	30

Figura 39 – Cálculo da carga admissível pelo método Brasfond – parte 2

As células E16:F28 e J16:K28 calculam o comprimento necessário da estaca para que a carga admissível seja maior do que a carga de trabalho de compressão e a parcela da carga admissível correspondente ao atrito lateral seja maior do que a carga de trabalho de tração, considerando a parcela de ponta e não considerando a parcela de ponta da estaca. Estas planilhas podem ser vistas na Figura 40.

	E	F	G	J	K
16	Com ponta			Sem ponta	
17		Média Calculada			Média Calculada
18		VERDADEIRO			VERDADEIRO
19	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
20	Carga Admissível (kN)	196		Carga Admissível (kN)	77
21	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
22		Média Calculada			Média Calculada
23		VERDADEIRO			VERDADEIRO
24	Carga tração (kN)	-46		Carga tração (kN)	-46
25	Atrito lateral (kN)	155		Atrito lateral (kN)	155
26	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
27					
28	Comprimento final (m)	3		Comprimento final (m)	3

Figura 40 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Brasfond

3.4.7 Aba “Decourt Quaresma”

A aba “Decourt Quaresma” calcula o comprimento para as estacas através do método Decóurt Quaresma, descrito no item 2.2.1.1. Esta aba também calcula a estaca no caso da necessidade de embutimento de estacas raiz em rocha.

As células A1:E3 apresentam as características da estaca em solo e em rocha e podem ser visualizadas na Figura 41.

	A	B	C	D	E
1	Tipo de estaca	Raiz		Rocha	
2	D (cm)	Perímetro (m)	Área (m2)	Perímetro (m)	Área (m2)
3	41	1,29	0,13	0,96	0,07

Figura 41 – Dados da estaca

As células A5:H30 correspondem aos coeficientes utilizados (C , α e β) para cada tipo de solo, além dos valores de adesão estaca-rocha considerados para rocha muito alterada, alterada e são, provenientes da aba “Entrada de dados_pilar”. Estes dados podem ser visualizados na Figura 42.

	A	B	C	D	E	F	G	H
5	Valores de C		α			β		
6	Solo	C (kN/m ²)	Escavada	Hélice contínua	Raiz	Escavada	Hélice contínua	Raiz
7	Areia	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
8	Areia siltosa	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
9	Areia argilosa	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
10	Areia silto argilosa	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
11	Areia argilo siltosa	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
12	Silte	200	0,6	0,3	0,6	0,65	1	1,5
13	Silte arenoso	250	0,6	0,3	0,6	0,65	1	1,5
14	Silte argiloso	200	0,6	0,3	0,6	0,65	1	1,5
15	Silte argilo arenoso	200	0,6	0,3	0,6	0,65	1	1,5
16	Silte areno argiloso	250	0,6	0,3	0,6	0,65	1	1,5
17	Argila	120	0,85	0,3	0,85	0,8	1	1,5
18	Argila arenosa	120	0,85	0,3	0,85	0,8	1	1,5
19	Argila silto arenosa	120	0,85	0,3	0,85	0,8	1	1,5
20	Argila areno siltosa	120	0,85	0,3	0,85	0,8	1	1,5
21	Argila siltosa	120	0,85	0,3	0,85	0,8	1	1,5
22	Areia com pedregulhos	400	0,5	0,3	0,5	0,5	1	1,5
23	Rocha sã	0	0	0	0	0	0	0
24	Rocha alterada	0	0	0	0	0	0	0
25	Rocha muito alterada	0	0	0	0	0	0	0
26	Valores de adesão estaca-rocha							
27	Tipo	Lateral (kN/m ²)	Ponta (kN/m ²)					
28	Rocha sã	1200	50000					
29	Rocha alterada	800	30000					
30	Rocha muito alterada	200	5000					

Figura 42 – Coeficientes C, α , β e valores de adesão estaca-rocha

As células A32:N62 calculam a resistência da estaca a cada metro, calculando as parcelas por atrito lateral, de ponta e a carga admissível para cada comprimento. No caso de trecho em rocha, para estacas raiz, a planilha calcula as parcelas por atrito lateral e ponta através das Eq. 76 e Eq. 77.

$$Q_l = Ades\tilde{a}o_{lateral} \times P \times L \quad (Eq. 76)$$

$$Q_p = Ades\tilde{a}o_{ponta} \times A \quad (Eq. 77)$$

Onde:

Q_l – carga de ruptura por atrito lateral;

P – perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca;

Q_p – carga de ruptura por ponta;

A – área da ponta da estaca.

A Figura 43 e Figura 44 e mostra a planilha de cálculo pelo método Decourt Quaresma.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	Profundidade	SPT	Solo	C (kN/m ²)	α	β	PI (kN)	Σ PI (kN)	Pp (kN)
32	1	9	Argila siltosa	120	0,85	1,5	77,3	77,3	121,2
33	2	9	Argila siltosa	120	0,85	1,5	77,3	154,6	121,2
34	3	9	Argila siltosa	120	0,85	1,5	77,3	231,8	121,2
35	4	9	Argila siltosa	120	0,85	1,5	77,3	309,1	139,2
36	5	13	Areia argilosa	400	0,5	1,5	103,0	412,2	281,7
37	6	10	Silte argiloso	200	0,6	1,5	83,7	495,9	174,3
38	7	10	Silte argiloso	200	0,6	1,5	83,7	579,6	158,4
39	8	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	663,3	198,0
40	9	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	747,1	198,0
41	10	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	830,8	198,0
42	11	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	914,5	198,0
43	12	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	998,2	198,0
44	13	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1082,0	198,0
45	14	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1165,7	198,0
46	15	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1249,4	198,0
47	16	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1333,1	198,0
48	17	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1416,9	198,0
49	18	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1500,6	198,0
50	19	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1584,3	198,0
51	20	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1668,0	198,0
52	21	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1751,8	198,0
53	22	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1835,5	198,0
54	23	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	1919,2	198,0
55	24	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2002,9	198,0
56	25	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2086,6	198,0
57	26	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2170,4	198,0
58	27	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2254,1	198,0
59	28	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2337,8	198,0
60	29	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2421,5	198,0
61	30	10	Silte arenoso	250	0,6	1,5	83,7	2505,3	198,0
62									

Figura 43 – Cálculo da carga admissível pelo método Decourt Quaresma – parte 1

	J	K	L	M	N
	Pr (kN)	Padm (kN)	Pr s/ ponta (kN)	Padm s/ ponta (kN)	Profundidade
32	198	90	77	39	1
33	276	138	155	77	2
34	353	177	232	116	3
35	448	224	309	155	4
36	694	347	412	206	5
37	670	335	496	248	6
38	738	369	580	290	7
39	861	431	663	332	8
40	945	473	747	374	9
41	1029	514	831	415	10
42	1113	556	915	457	11
43	1196	598	998	499	12
44	1280	640	1082	541	13
45	1364	682	1166	583	14
46	1447	724	1249	625	15
47	1531	766	1333	667	16
48	1615	807	1417	708	17
49	1699	849	1501	750	18
50	1782	891	1584	792	19
51	1866	933	1668	834	20
52	1950	975	1752	876	21
53	2034	1017	1835	918	22
54	2117	1059	1919	960	23
55	2201	1100	2003	1001	24
56	2285	1142	2087	1043	25
57	2368	1184	2170	1085	26
58	2452	1226	2254	1127	27
59	2536	1268	2338	1169	28
60	2620	1310	2422	1211	29
61	2703	1352	2505	1253	30
62					

Figura 44 – Cálculo da carga admissível pelo método Decourt Quaresma – parte 2

As células J7:K24 e M7:N24 calculam o comprimento necessário da estaca para que a carga admissível seja maior do que a carga de trabalho de compressão e a parcela da carga admissível correspondente ao atrito lateral seja maior do que a carga de trabalho de tração e a carga de ruptura correspondente a parcela de atrito, maior ou igual a 1,3 vezes a carga de trabalho de compressão, no caso de estacas hélice contínua, considerando a parcela de ponta e não considerando a parcela de ponta da estaca. Estas planilhas podem ser vistas na Figura 45.

	J	K	L	M	N
7	Com ponta			Sem ponta	
8		Média Calculada			Média Calculada
9		VERDADEIRO			VERDADEIRO
10	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
11	Carga Admissível (kN)	181		Carga Admissível (kN)	74
12	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
13		Média Calculada			Média Calculada
14		VERDADEIRO			VERDADEIRO
15	Carga tração (kN)	-46		Carga tração (kN)	-46
16	Atrito lateral (kN)	148		Atrito lateral (kN)	148
17	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
18		Média Calculada			Média Calculada
19		VERDADEIRO			VERDADEIRO
20	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
21	Atrito lateral (kN)	148		Atrito lateral (kN)	148
22	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
23					
24	Comprimento final (m)	3		Comprimento final (m)	3

Figura 45 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Decourt Quaresma

3.4.8 Aba “Aoki Velloso_Monteiro”

A aba “Aoki Velloso_Monteiro” calcula o comprimento para as estacas através do método Aoki Velloso Modificado por Monteiro, descrito no item 2.2.1.2. Esta aba também calcula a estaca no caso da necessidade de embutimento de estacas raiz em rocha.

As células A1:H3 apresentam as características da estaca em solo e em rocha e podem ser visualizadas na Figura 46.

	B	C	D	E	F	G	H
1	Solo		Rocha				
2	Perímetro (m)	Área (m2)	Perímetro (m)	Área (m2)		Tipo	Raiz
3	1,29	0,13	0,96	0,07			

Figura 46 – Dados da estaca

As células A5:G26 correspondem aos coeficientes utilizados (F1, F2, k, a) para cada tipo de solo, além dos valores de adesão estaca-rocha considerados para rocha muito alterada, alterada e são, provenientes da aba “Entrada de dados_pilar”. Estes dados podem ser visualizados na Figura 47.

	A	B	C	D	E	F	G
5	Tipo de estaca	F1	F2		Valores de k (kN/m ²) e a (%)		
6	Franki de fuste apiloado	2,3	3		Solo	k (kN/m ²)	a (%)
7	Franki de fuste vibrado	2,3	3,2		Areia	730	2,1
8	Metálica	1,75	3,5		Areia siltosa	680	2,3
9	Premoldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5		Areia silto argilosa	630	2,4
10	Premoldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3		Areia argilo siltosa	570	2,9
11	Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5		Areia argilosa	540	2,8
12	Raiz	2,2	2,4		Silte	480	3,2
13	Strauss	4,2	3,9		Silte arenoso	500	3
14	Hélice contínua	3	3,8		Silte areno argiloso	450	3,2
15	Rocha sã	0	0		Silte argilo arenoso	400	3,3
16	Rocha alterada	0	0		Silte argiloso	320	3,6
17	Rocha muito alterada	0	0		Argila	250	5,5
18					Argila arenosa	440	3,2
19	F1	2,2			Argila siltosa	260	4,5
20	F2	2,4			Argila silto arenosa	330	4,1
21					Argila areno siltosa	300	3,8
22	Valores de adesão estaca rocha				Areia com pedregulhos	730	2,1
23	Tipo	Lateral (kN/m ²)	Ponta (kN/m ²)		Rocha sã	0	0
24	Rocha sã	1200	50000		Rocha alterada	0	0
25	Rocha alterada	800	30000		Rocha muito alterada	0	0
26	Rocha muito alterada	200	5000				

Figura 47 – Coeficientes F1, F2, k, a e valores de adesão estaca-rocha

As células A30:M60 calculam a resistência da estaca a cada metro, calculando as parcelas por atrito lateral, de ponta e a carga admissível para cada comprimento. No caso de trecho em rocha, para estacas raiz, a planilha calcula as parcelas por atrito lateral e ponta através das Eq. 78 e Eq. 79.

$$Q_l = Adesão_{lateral} \times P \times L \quad (Eq. 78)$$

$$Q_p = Adesão_{ponta} \times A \quad (Eq. 79)$$

Onde:

Q_l – carga de ruptura por atrito lateral;

P – perímetro da estaca;

L – comprimento da estaca;

Q_p – carga de ruptura por ponta;

A – área da ponta da estaca.

A Figura 48 e Figura 49 mostram a planilha de cálculo pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro.

	A	B	C	D	E	F	G	H
30	Profundidade	SPT	Solo	k (kN/m ²)	a (%)	PI (kN)	ΣPI (kN)	Pp (kN)
31	1	20	Argila siltosa	260	4,5	125,6	125,6	312,1
32	2	20	Argila siltosa	260	4,5	125,6	251,2	312,1
33	3	20	Argila siltosa	260	4,5	125,6	376,8	312,1
34	4	20	Argila siltosa	260	4,5	125,6	502,3	312,1
35	5	20	Areia argilosa	540	2,8	162,3	664,6	648,1
36	6	20	Silte argiloso	320	3,6	123,7	788,3	384,1
37	7	20	Silte argiloso	320	3,6	123,7	911,9	384,1
38	8	20	Silte argiloso	320	3,6	123,7	1035,6	384,1
39	9	22	Silte argiloso	320	3,6	136,0	1171,6	422,5
40	10	24	Silte argiloso	320	3,6	148,4	1320,0	460,9
41	11	22	Silte argiloso	320	3,6	136,0	1456,0	422,5
42	12	26	Silte argiloso	320	3,6	160,7	1616,8	499,3
43	13	26	Silte argiloso	320	3,6	160,7	1777,5	499,3
44	14	30	Silte argiloso	320	3,6	185,5	1963,0	576,1
45	15	33	Silte argiloso	320	3,6	204,0	2167,0	633,7
46	16	35	Silte argiloso	320	3,6	216,4	2383,4	672,1
47	17	30	Silte argiloso	320	3,6	185,5	2568,9	576,1
48	18	37	Silte argiloso	320	3,6	228,8	2797,7	710,5
49	19	40	Silte argiloso	320	3,6	247,3	3045,0	768,1
50	20	43	Silte argiloso	320	3,6	247,3	3292,3	768,1
51	21	45	Silte argiloso	320	3,6	247,3	3539,6	768,1
52	22	44	Silte argiloso	320	3,6	247,3	3786,9	768,1
53	23	49	Silte argiloso	320	3,6	247,3	4034,2	768,1
54	24	50	Silte argiloso	320	3,6	247,3	4281,5	768,1
55	25	55	Silte argiloso	320	3,6	247,3	4528,8	768,1
56	26	60	Silte argiloso	320	3,6	247,3	4776,1	768,1
57	27	60	Silte argiloso	320	3,6	247,3	5023,4	768,1
58	28	60	Silte argiloso	320	3,6	247,3	5270,7	768,1
59	29	60	Silte argiloso	320	3,6	247,3	5518,0	768,1
60	30	60	Silte argiloso	320	3,6	247,3	5765,3	768,1

Figura 48 – Cálculo da carga admissível pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro – parte 1

	H	I	J	K	L	M
30	Pp (kN)	Pr (kN)	Padm (kN)	Pr s/ ponta (kN)	Padm s/ ponta (kN)	Profundidade
31	312,1	438	219	126	63	1
32	312,1	563	282	251	126	2
33	312,1	689	344	377	188	3
34	312,1	814	407	502	251	4
35	648,1	1313	656	665	332	5
36	384,1	1172	586	788	394	6
37	384,1	1296	648	912	456	7
38	384,1	1420	710	1036	518	8
39	422,5	1594	797	1172	586	9
40	460,9	1781	890	1320	660	10
41	422,5	1878	939	1456	728	11
42	499,3	2116	1058	1617	808	12
43	499,3	2277	1138	1778	889	13
44	576,1	2539	1270	1963	981	14
45	633,7	2801	1400	2167	1084	15
46	672,1	3056	1528	2383	1192	16
47	576,1	3145	1573	2569	1284	17
48	710,5	3508	1754	2798	1399	18
49	768,1	3813	1907	3045	1522	19
50	768,1	4060	2030	3292	1646	20
51	768,1	4308	2154	3540	1770	21
52	768,1	4555	2278	3787	1893	22
53	768,1	4802	2401	4034	2017	23
54	768,1	5050	2525	4281	2141	24
55	768,1	5297	2648	4529	2264	25
56	768,1	5544	2772	4776	2388	26
57	768,1	5792	2896	5023	2512	27
58	768,1	6039	3019	5271	2635	28
59	768,1	6286	3143	5518	2759	29
60	768,1	6533	3267	5765	2883	30

Figura 49 – Cálculo da carga admissível pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro – parte 2

As células I9:J26 e L9:M26 calculam o comprimento necessário da estaca para que a carga admissível seja maior do que a carga de trabalho de compressão e a parcela da carga admissível correspondente ao atrito lateral seja maior do que a carga de trabalho de tração e a carga de ruptura correspondente a parcela de atrito, maior ou igual a 1,3 vezes a carga de trabalho de compressão, no caso de estacas hélice contínua, considerando a parcela de ponta e não considerando a parcela de ponta da estaca. Estas planilhas podem ser vistas na Figura 50.

	I	J	K	L	M
9	Com ponta			Sem ponta	
10		Média Calculada			Média Calculada
11		VERDADEIRO			VERDADEIRO
12	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
13	Carga Admissível (kN)	219		Carga Admissível (kN)	63
14	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
15		Média Calculada			Média Calculada
16		VERDADEIRO			VERDADEIRO
17	Carga tração (kN)	-46		Carga tração (kN)	-46
18	Atrito lateral (kN)	126		Atrito lateral (kN)	126
19	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
20		Média Calculada			Média Calculada
21		VERDADEIRO			VERDADEIRO
22	Carga Trabalho (kN)	46		Carga Trabalho (kN)	46
23	Atrito lateral (kN)	126		Atrito lateral (kN)	126
24	Comprimento (m)	3		Comprimento (m)	3
25					
26	Comprimento final (m)	3		Comprimento final (m)	3

Figura 50 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Aoki Velloso modificado por Monteiro

3.4.9 Aba “Antunes Cabral”

A aba “Antunes Cabral” calcula o comprimento para as estacas através do método Antunes Cabral, descrito no item 2.2.1.3. Este método calcula apenas comprimentos de estacas hélice contínua, pois não se aplica para outros tipos de estacas.

As células A1:C2 apresentam as características da estaca e podem ser visualizadas na Figura 51.

	A	B	C
1	D (cm)	Perímetro (m)	Área (m²)
2	41	1,29	0,13

Figura 51 – Dados da estaca

As células A4:C24 correspondem aos coeficientes utilizados (β_1 e β_2) para cada tipo de solo. Estes dados podem ser visualizados na Figura 52.

	A	B	C
4	Valores de β_1 e β_2		
5	Solo	β_1 (%)	β_2
6	Areia	4,5	2,25
7	Areia siltosa	4,5	2,25
8	Areia silto argilosa	4,5	2,25
9	Areia argilo siltosa	4,5	2,25
10	Areia argilosa	4,5	2,25
11	Silte	3	1,5
12	Silte arenoso	3	1,5
13	Silte areno argiloso	3	1,5
14	Silte argilo arenoso	3	1,5
15	Silte argiloso	3	1,5
16	Argila	2,75	1,25
17	Argila arenosa	2,75	1,25
18	Argila siltosa	2,75	1,25
19	Argila silto arenosa	2,75	1,25
20	Argila areno siltosa	2,75	1,25
21	Areia com pedregulhos	4,5	2,25
22	Rocha sã	0	0
23	Rocha alterada	0	0
24	Rocha muito alterada	0	0

Figura 52 – Coeficientes β_1 e β_2

As células A26:K56 calculam a resistência da estaca a cada metro, calculando as parcelas por atrito lateral, de ponta e a carga admissível para cada comprimento.

A Figura 53 mostra a planilha de cálculo pelo método Antunes Cabral.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
26	Profundidade	SPT	Solo	β_1 (%)	β_2	PI (kN)	Σ PI (kN)	Pp (kN)	Pr (kN)	Padm (kN)	Profundidade
27	1	20	Argila siltosa	2,75	1,25	70,8	70,8	330,1	401	200	1
28	2	20	Argila siltosa	2,75	1,25	70,8	141,7	330,1	472	236	2
29	3	20	Argila siltosa	2,75	1,25	70,8	212,5	330,1	543	271	3
30	4	20	Argila siltosa	2,75	1,25	70,8	283,4	330,1	613	307	4
31	5	20	Areia argilosa	4,5	2,25	115,9	399,3	594,1	993	497	5
32	6	20	Silte argiloso	3	1,5	77,3	476,6	396,1	873	436	6
33	7	20	Silte argiloso	3	1,5	77,3	553,9	396,1	950	475	7
34	8	20	Silte argiloso	3	1,5	77,3	631,1	396,1	1027	514	8
35	9	22	Silte argiloso	3	1,5	85,0	716,2	435,7	1152	576	9
36	10	24	Silte argiloso	3	1,5	92,7	808,9	475,3	1284	642	10
37	11	22	Silte argiloso	3	1,5	85,0	893,9	435,7	1330	665	11
38	12	26	Silte argiloso	3	1,5	100,5	994,4	514,9	1509	755	12
39	13	26	Silte argiloso	3	1,5	100,5	1094,8	514,9	1610	805	13
40	14	30	Silte argiloso	3	1,5	115,9	1210,8	594,1	1805	902	14
41	15	33	Silte argiloso	3	1,5	127,5	1338,3	653,5	1992	996	15
42	16	35	Silte argiloso	3	1,5	135,2	1473,5	693,1	2167	1083	16
43	17	30	Silte argiloso	3	1,5	115,9	1589,5	594,1	2184	1092	17
44	18	37	Silte argiloso	3	1,5	143,0	1732,4	732,7	2465	1233	18
45	19	40	Silte argiloso	3	1,5	154,6	1887,0	792,2	2679	1340	19
46	20	43	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2041,6	792,2	2834	1417	20
47	21	45	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2196,1	792,2	2988	1494	21
48	22	44	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2350,7	792,2	3143	1571	22
49	23	49	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2505,3	792,2	3297	1649	23
50	24	50	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2659,8	792,2	3452	1726	24
51	25	55	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2814,4	792,2	3607	1803	25
52	26	60	Silte argiloso	3	1,5	154,6	2969,0	792,2	3761	1881	26
53	27	60	Silte argiloso	3	1,5	154,6	3123,5	792,2	3916	1958	27
54	28	60	Silte argiloso	3	1,5	154,6	3278,1	792,2	4070	2035	28
55	29	60	Silte argiloso	3	1,5	154,6	3432,7	792,2	4225	2112	29
56	30	60	Silte argiloso	3	1,5	154,6	3587,2	792,2	4379	2190	30

Figura 53 – Cálculo da carga admissível pelo método Antunes Cabral

As células F1:G17 calculam o comprimento necessário da estaca para que a carga admissível seja maior do que a carga de trabalho de compressão e a parcela da carga

admissível correspondente ao atrito lateral seja maior do que a carga de trabalho de tração e a carga de ruptura correspondente a parcela de atrito, maior ou igual a 1,3 vezes a carga de trabalho de compressão. Esta planilha pode ser vista na Figura 54.

	F	G
1		Média Calculada
2		VERDADEIRO
3	Carga Trabalho (kN)	46
4	Carga Admissível (kN)	200
5	Comprimento (m)	3
6		Média Calculada
7		VERDADEIRO
8	Carga tração (kN)	-46
9	Atrito lateral (kN)	71
10	Comprimento (m)	3
11		Média Calculada
12		VERDADEIRO
13	Carga Trabalho (kN)	46
14	Atrito lateral (kN)	71
15	Comprimento (m)	3
16		
17	Comprimento final (m)	Não se aplica

Figura 54 – Cálculo do comprimento da estaca pelo método Antunes Cabral

3.4.10Aba “Armadura”

A aba “Armadura” calcula a armadura necessária para estacas moldadas “in-loco”. O método utilizado para calcular o comprimento da armadura é o método de Miche, descrito no item 2.3.2. Para o cálculo da área de aço necessária, foi considerado o cálculo de pilar de seção circular sujeito à flexão composta, apresentado por Rocha (1970), conforme Eq. 80, Eq. 81, Eq. 82, Eq. 83, Eq. 84 e Eq. 85. , para seções circulares sujeitas a flexão composta no estágio III

$$c = 0,636(d - 2a') \quad (\text{Eq. 80})$$

$$N_R = \frac{\pi d^2}{4} \times \sigma'_R \quad (\text{Eq. 81})$$

$$M_{1R} = N_R \times \frac{c}{2} \quad (\text{Eq. 82})$$

$$M_{2R} = M_{fR} - M_{1R} \quad (\text{Eq. 83})$$

$$S'_f = \frac{M_{2R}}{\sigma'_e \times c} \quad (\text{Eq. 84})$$

$$S_f = \frac{N_1 - N_R}{\sigma'_e} - S'_f \quad (\text{Eq. 85})$$

Onde:

$c/2$ – distância do centro de gravidade da armadura ao centro da seção, considerando a armadura uniformemente distribuída em um semicírculo, na estaca;

d – diâmetro da estaca;

a' – distância entre a face e a armadura;

N_1 – força normal aplicada à estaca;

σ'_R – resistência à compressão do concreto (fck)

M_{1R} – parcela resistente de momento correspondente ao concreto;

M_{2R} – parcela resistente de momento correspondente a armadura;

M_{fR} – momento aplicado;

S'_f – área da armadura superior necessária;

S_f – área da armadura inferior necessária;

σ'_e – tensão do aço da armadura longitudinal na ruptura

N_R – carga compressão resistente.

A planilha de cálculo da armadura pode ser visualizada na Figura 55.

	A	B	C		A	B	C
1	Comprimento adotado da estaca	3	m	27	M2R	-143,27	kN.m
2	Diâmetro	41	cm	28	Sf'	-0,002932	m2
3	d	0,41	m	29	Sf	-0,002932	m2
4	c	0,16	m	30	As Necessária	-0,005864	m2
5	Cobrimento	0,075	m	31	Asmín	2,242E-05	m2
6	Estribo	0,0063	m	32			
7	fck	20	MPa	33	Nmín	-46,41	KN
8	fed	14,29	MPa	34	N1	-64,98	KN
9	Ec	21287,37	MPa	35	NR	166,57	KN
10	lc	1,387E-03	m4	36	M1R	13,10	kN.m
11	Wc	6,766E-11	m3	37	M2R	-18,22	kN.m
12	Es	210000,00	MPa	38	Sf'	-0,000373	m2
13	Ws	-1,162E+00	m3	39	Sf	-0,000373	m2
14	nh	1,50	MPa/m	40	As Necessária	-7,456E-04	m2
15	fyk	500,00	MPa	41	Asmín	2,242E-05	m2
16	fyd	434,78	MPa	42			
17	T	1,81	m	43	Ac	1,320E-01	m2
18	L/T	1,65		44	Asmín	5,281E-04	m2
19				45	Asmáx	1,056E-02	m2
20	Mmáx	0,00	KN.m	46			
21	Profundidade Mmáx	2,40	m	47	As calculada	5,28	cm2
22	Md	0,00	KN.m	48	Comprimento mínimo da	3,00	m
23	Nmáx	46,41	KN	49			
24	N1	64,98	KN	50	Tipo de estaca	Raiz	41
25	NR	1886,08	KN	51	As pré-moldada	0	cm2
26	M1R	148,38	kN.m	52	Mi pré-moldada	0	kN.m
				53	Nrc pré-moldada	0	kN

Figura 55 – Tabela de cálculo da armadura

3.4.11 Aba “Entrada de dados_estaca”

A aba “Entrada de dados_estaca” serve como base de dados para o cálculo dos comprimentos de todas as combinações de tipos, diâmetros e quantidades de estacas. Esta aba também armazena todos os dados calculados, como comprimento da estaca, comprimento e área da armadura e verifica as resistências geotécnica e estrutural da estaca. Outra função desta aba é limitar o comprimento das estacas de acordo com o seu tipo.

As tabelas A3:C11, A20:C23, E2:G33, A27:C33, A37:C39 e E36:H39 correspondem aos dados de cada tipo de estaca a cada interação da macro da aba “Entrada de dados_pilar”. Já a tabela A13:C18 busca os resultados de comprimentos das abas “Fundesp”, “Brasfond”, “Decourt Quaresma”, “Aoki Velloso_Monteiro” e “Antunes Cabral”, para cada combinação de estaqueamento. As planilhas podem ser vistas na Figura 56.

	A	B	C	D	E	F	G	H
3	Diâmetro em rocha (cm) *	30,5			Profundidade	Material	SPT	
4	Pressão injeção (kgf/cm ²) - 0, 1, 2, 3, 4 *	1			1	Argila siltosa	20	
5	Considerar parcela de ponta?*	Sim			2	Argila siltosa	20	
6	Valores de adesão estaca-rocha				3	Argila siltosa	20	
	Tipo	Lateral (kN/m²)	Ponta (kN/m²)		4	Argila siltosa	20	
8	Rocha sã *	1200	50000		5	Areia argilosa	20	
9	Rocha alterada *	800	30000		6	Silte argiloso	20	
10	Rocha muito alterada *	200	5000		7	Silte argiloso	20	
11	*Apenas para estacas raiz				8	Silte argiloso	20	
12					9	Silte argiloso	22	
13	Comprimento final (m)				10	Silte argiloso	24	
14	Fundesp	3	m		11	Silte argiloso	22	
15	Brasfond	3	m		12	Silte argiloso	26	
16	Decourt Quaresma	3	m		13	Silte argiloso	26	
17	Aoki Velloso	3	m		14	Silte argiloso	30	
18	Antunes Cabral	Não se aplica	m		15	Silte argiloso	33	
19					16	Silte argiloso	35	
20	nh	1,5	Mpa/m		17	Silte argiloso	30	
21	As	5,28	cm ²		18	Silte argiloso	37	
22	Comprimento da armadura	3	m		19	Silte argiloso	40	
23	Nr em caso de Pré-moldada	0	kN		20	Silte argiloso	43	
24					21	Silte argiloso	45	
25					22	Silte argiloso	44	
26					23	Silte argiloso	43	
27					24	Silte argiloso	50	
28	Material	Valores de nh (Mpa/m)			25	Silte argiloso	55	
		Seco	Submerso		26	Silte argiloso	60	
29	Areia fofa	2,6	1,5		27	Silte argiloso	60	
30	Areia medianamente compacta	8	5		28	Silte argiloso	60	
31	Areia compacta	20	12,5		29	Silte argiloso	60	
32	Silte muito fofo		0,1 a 0,3		30	Silte argiloso	60	
33	Argila muito mole		0,55					
34								
35								
36								
37								
38	Subtipo	Tipo			Cargas			
39	Raiz	Raiz	41		Carga vertical compressão	Carga vertical	Carga horizontal	Momento máximo na
					46,41	-46,41	0,00	0,00

Figura 56 – Entrada de dados para cálculo do estaqueamento

Em sequência da busca de resultados calculados pelas outras abas, a planilha armazena na tabela A41:R182 os resultados obtidos. Esta mesma tabela fornece os comprimentos máximos obtidos para cada combinação, obtendo-se o resultado mais conservador. Outra função desta tabela é restringir os resultados, verificando se cada combinação é viável estrutural, geotécnica e executivamente. Como restrição executiva tem-se que, para estacas hélice contínua, o limite de comprimento é de 24 m. A restrição estrutural e geotécnica é somente em relação ao carregamento aplicado no topo da estaca. Parte desta tabela pode ser vista na Figura 57.

	B	C	D	E	F	G	H
	Subtipo	Diâmetro (cm)	Num estacas	vertical compressão máxima na estaca (kN)	Carga vertical tração máxima na estaca (kN)	Carga horizontal máxima na estaca (kN)	Momento máximo na estaca (kN)
42							
43	Hélice contínua	35	1	0,00	0,00	0,00	200,00
44	Hélice contínua	40	1	0,00	0,00	0,00	200,00
45	Hélice contínua	50	1	0,00	0,00	0,00	200,00
46	Hélice contínua	60	1	0,00	0,00	0,00	200,00
47	Hélice contínua	70	1	0,00	0,00	0,00	200,00
48	Hélice contínua	80	1	0,00	0,00	0,00	200,00
49	Hélice contínua	35	2	228,57	-228,57	0,00	200,00
50	Hélice contínua	40	2	200,00	-200,00	0,00	200,00
51	Hélice contínua	50	2	160,00	-160,00	0,00	200,00
52	Hélice contínua	60	2	133,33	-133,33	0,00	200,00
53	Hélice contínua	70	2	114,29	-114,29	0,00	200,00
54	Hélice contínua	80	2	100,00	-100,00	0,00	200,00
55	Hélice contínua	35	3	262,86	-262,86	0,00	0,00
56	Hélice contínua	40	3	230,00	-230,00	0,00	0,00
57	Hélice contínua	50	3	184,00	-184,00	0,00	0,00
58	Hélice contínua	60	3	153,33	-153,33	0,00	0,00
59	Hélice contínua	70	3	131,43	-131,43	0,00	0,00
60	Hélice contínua	80	3	115,00	-115,00	0,00	0,00
61	Hélice contínua	35	4	162,29	-162,29	0,00	0,00
62	Hélice contínua	40	4	142,00	-142,00	0,00	0,00
63	Hélice contínua	50	4	113,60	-113,60	0,00	0,00
64	Hélice contínua	60	4	94,67	-94,67	0,00	0,00
65	Hélice contínua	70	4	81,14	-81,14	0,00	0,00
66	Hélice contínua	80	4	71,00	-71,00	0,00	0,00
67	Hélice contínua	35	5,1	114,29	-114,29	0,00	0,00
68	Hélice contínua	40	5,1	100,00	-100,00	0,00	0,00
69	Hélice contínua	50	5,1	80,00	-80,00	0,00	0,00
70	Hélice contínua	60	5,1	66,67	-66,67	0,00	0,00
71	Hélice contínua	70	5,1	57,14	-57,14	0,00	0,00
72	Hélice contínua	80	5,1	50,00	-50,00	0,00	0,00
73	Hélice contínua	35	5,2	114,29	-114,29	0,00	0,00
74	Hélice contínua	40	5,2	100,00	-100,00	0,00	0,00
75	Hélice contínua	50	5,2	80,00	-80,00	0,00	0,00
76	Hélice contínua	60	5,2	66,67	-66,67	0,00	0,00
77	Hélice contínua	70	5,2	57,14	-57,14	0,00	0,00
78	Hélice contínua	80	5,2	50,00	-50,00	0,00	0,00
79	Hélice contínua	35	6	76,11	-76,11	0,00	0,00
80	Hélice contínua	40	6	66,60	-66,60	0,00	0,00

	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
	Resultados Comprimentos (m)					Armadura				
	Fundesop	Brasford	Decourt Quaresma	Aoki Yeloso	Antares Cabral	Máximo	As (m2)	Comprimento da armadura (m)	Resistência estrutural a compressão (kN)	Resistência estrutural a compressão (kN) Pré-moldada
42										
43	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	3,85	3	1374,4	0
44	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	5,03	3	1795,2	0
45	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
46	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
47	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
48	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
49	Não se aplica	Não se aplica	6	6	5	6	3,85	6	1374,4	0
50	Não se aplica	Não se aplica	4	4	4	4	5,03	4	1795,2	0
51	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
52	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
53	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
54	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
55	Não se aplica	Não se aplica	6	6	6	6	3,85	6	1374,4	0
56	Não se aplica	Não se aplica	4	4	5	5	5,03	5	1795,2	0
57	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
58	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
59	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
60	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
61	Não se aplica	Não se aplica	4	4	4	4	3,85	4	1374,4	0
62	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	5,03	3	1795,2	0
63	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
64	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
65	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
66	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
67	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	3,85	3	1374,4	0
68	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	5,03	3	1795,2	0
69	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
70	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
71	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
72	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
73	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	3,85	3	1374,4	0
74	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	5,03	3	1795,2	0
75	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	7,85	3	2805,0	0
76	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	11,31	3	4039,2	0
77	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	15,39	3	5497,8	0
78	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	20,11	3	7180,8	0
79	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	3,85	3	1374,4	0
80	Não se aplica	Não se aplica	3	3	3	3	5,03	3	1795,2	0

Figura 57 – Armazenamento de dados e cálculo dos comprimentos finais das estacas

3.4.12 Aba “Resultados comprimentos”

A aba “Resultados comprimentos” serve apenas para fazer um resumo dos comprimentos, facilitando a visão geral e a organização dos resultados obtidos. A tabela A1:D142 lista todos os comprimentos resultantes de cada combinação, enquanto que a tabela F1:N22 reorganiza os dados para possível cálculo e busca de resultados pela planilha. Esta planilha pode ser visualizada nas Figura 58 e Figura 59.

	A	B	C	D
1	COMPRIMENTOS			
2	Tipo	Dimensão (cm)	Número de estacas	Comprimento (m)
3	Hélice contínua	35	1	3
4	Hélice contínua	40	1	3
5	Hélice contínua	50	1	3
6	Hélice contínua	60	1	3
7	Hélice contínua	70	1	3
8	Hélice contínua	80	1	3
9	Hélice contínua	35	2	6
10	Hélice contínua	40	2	4
11	Hélice contínua	50	2	3
12	Hélice contínua	60	2	3
13	Hélice contínua	70	2	3
14	Hélice contínua	80	2	3
15	Hélice contínua	35	3	6
16	Hélice contínua	40	3	5
17	Hélice contínua	50	3	3
18	Hélice contínua	60	3	3
19	Hélice contínua	70	3	3
20	Hélice contínua	80	3	3
21	Hélice contínua	35	4	4
22	Hélice contínua	40	4	3
23	Hélice contínua	50	4	3
24	Hélice contínua	60	4	3
25	Hélice contínua	70	4	3
26	Hélice contínua	80	4	3
27	Hélice contínua	35	5,1	7

Figura 58 – Resultados dos comprimentos (parcial)

	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	RESUMO								
2	Tipo de estaca	Dimensão (m)	Bloco 1 estaca	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas simétrico	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas quadrado	Bloco 5 estacas retangular	Bloco 6 estacas
3	Hélice contínua	0,35	3	6	6	4	7	3	3
4	Hélice contínua	0,40	3	4	5	3	6	3	3
5	Hélice contínua	0,50	3	3	3	3	4	3	3
6	Hélice contínua	0,60	3	3	3	3	3	3	3
7	Hélice contínua	0,70	3	3	3	3	3	3	3
8	Hélice contínua	0,80	3	3	3	3	3	3	3
9	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa
10	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,20	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	19	8	6
11	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,24	Não passa	Não passa	Não passa	7	14	6	3
12	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,28	Não passa	Não passa	9	6	10	4	3
13	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,30	Não passa	Não passa	7	4	9	3	3
14	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,32	Não passa	Não passa	6	4	8	3	3
15	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,35	Não passa	Não passa	6	3	6	3	3
16	Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	Não passa	Não passa	10	6	12	4	3
17	Pré-moldada Circular centrifugada	0,40	Não passa	Não passa	4	3	5	3	3
18	Pré-moldada Circular centrifugada	0,50	Não passa	Não passa	3	3	3	3	3
19	Pré-moldada Circular centrifugada	0,60	3	3	3	3	3	3	3
20	Pré-moldada Circular centrifugada	0,70	3	3	3	3	3	3	3
21	Raiz	0,31	3	4	6	3	6	3	3
22	Raiz	0,41	3	3	3	3	3	3	3

Figura 59 – Aba “Tabela resumo dos comprimentos”

3.4.13 Aba “Custos”

A tabela A1:I23 da aba “Custos” calcula os custos de cada solução, considerando os comprimentos das estacas, as dimensões do bloco e o volume de escavação necessário, como pode ser visualizado na Figura 60.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	CUSTOS								
2	Tipo de estaca	Dimensão (m)	Bloco 1 estaca	Bloco 2 estacas	Bloco 3 estacas simétrico	Bloco 4 estacas	Bloco 5 estacas quadrado	Bloco 5 estacas retangular	Bloco 6 estacas
3			1	2	3	4	5	5	6
4	Hélice contínua	0,35	776,40	2796,90	4203,73	4093,03	8351,22	4406,38	5336,44
5		0,40	1130,40	2918,40	5288,54	4766,40	10974,88	6625,36	8020,80
6		0,50	1560,00	3322,50	5105,90	6875,63	11933,79	10222,30	12397,50
7		0,60	2018,40	4620,00	7141,62	9645,00	14385,84	14878,16	18072,00
8		0,70	2505,60	6201,90	9639,52	13054,28	20034,55	20809,28	25308,90
9	0,80	3021,60	8116,80	12678,44	17212,80	27083,45	28232,00	34372,80	
10	Pré-moldada Hexagonal protendida	0,17	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa
11		0,20	Não passa	Não passa	Não passa	Não passa	19441,22	8410,11	7653,60
12		0,24	Não passa	Não passa	Não passa	7419,90	18135,35	8090,56	5153,18
13		0,28	Não passa	Não passa	8486,39	7771,54	15864,78	6803,82	6289,06
14		0,30	Não passa	Não passa	7793,56	6256,10	16742,74	6172,75	7377,30
15		0,32	Não passa	Não passa	7254,67	6746,50	16129,51	6689,86	8066,04
16	0,35	Não passa	Não passa	7803,73	5693,03	13351,22	7406,38	8936,44	
17	Pré-moldada Circular centrifugada	0,26	Não passa	Não passa	9333,16	7692,80	18745,66	6693,09	6166,58
18		0,40	Não passa	Não passa	4988,54	5366,40	10724,88	7375,36	8920,80
19		0,50	Não passa	Não passa	5105,90	6875,63	9933,79	10222,30	12397,50
20		0,60	1868,40	4320,00	6691,62	9045,00	13635,84	14128,16	17172,00
21		0,70	2205,60	5601,90	8739,52	11854,28	18534,55	19309,28	23508,90
22	Raiz	0,31	2238,38	5980,56	13267,01	9446,53	22814,33	12459,04	15064,10
23		0,41	2942,06	6159,98	9517,08	12889,95	17802,18	18128,36	22008,02

Figura 60 – Cálculo dos custos de cada solução proposta

Esta planilha também busca a solução de menor custo dentro da tabela A1:I23 e suas características na tabela A26:G166, apresentada parcialmente na Figura 61, fornecendo os resultados encontrados na tabela I26:P28, apresentada na Figura 62.

	A	B	C	D	E	F	G
26	Custo (R\$)	Tipo	Dimensão	Numero de estacas	Comprimento (m)	Comprimento Armadura (m)	As (cm2)
27	776,40	Hélice contínua	35	1	3	3	3,85
28	1130,40	Hélice contínua	40	1	3	3	5,03
29	1560,00	Hélice contínua	50	1	3	3	7,85
30	2018,40	Hélice contínua	60	1	3	3	11,31
31	2505,60	Hélice contínua	70	1	3	3	15,39
32	3021,60	Hélice contínua	80	1	3	3	20,11
33	2796,90	Hélice contínua	35	2	6	6	3,85
34	2918,40	Hélice contínua	40	2	4	4	5,03
35	3322,50	Hélice contínua	50	2	3	3	7,85
36	4620,00	Hélice contínua	60	2	3	3	11,31
37	6201,90	Hélice contínua	70	2	3	3	15,39
38	8116,80	Hélice contínua	80	2	3	3	20,11
39	4203,73	Hélice contínua	35	3	6	6	3,85
40	5288,54	Hélice contínua	40	3	5	5	5,03
41	5105,90	Hélice contínua	50	3	3	3	7,85
42	7141,62	Hélice contínua	60	3	3	3	11,31
43	9639,52	Hélice contínua	70	3	3	3	15,39
44	12678,44	Hélice contínua	80	3	3	3	20,11

Figura 61 – Amostra da tabela de busca de características da solução encontrada (parcial)

	I	J	K	L	M	N	O	P
26	RESULTADO							
27	Menor Custo (R\$)	Tipo	Dimensã o (cm)	Bloco		comprimento (m)	Comprimento Armadura (m)	As (cm2)
28	776,40	Hélice contínua	35	1	1Estaca	3	3	3,848451001

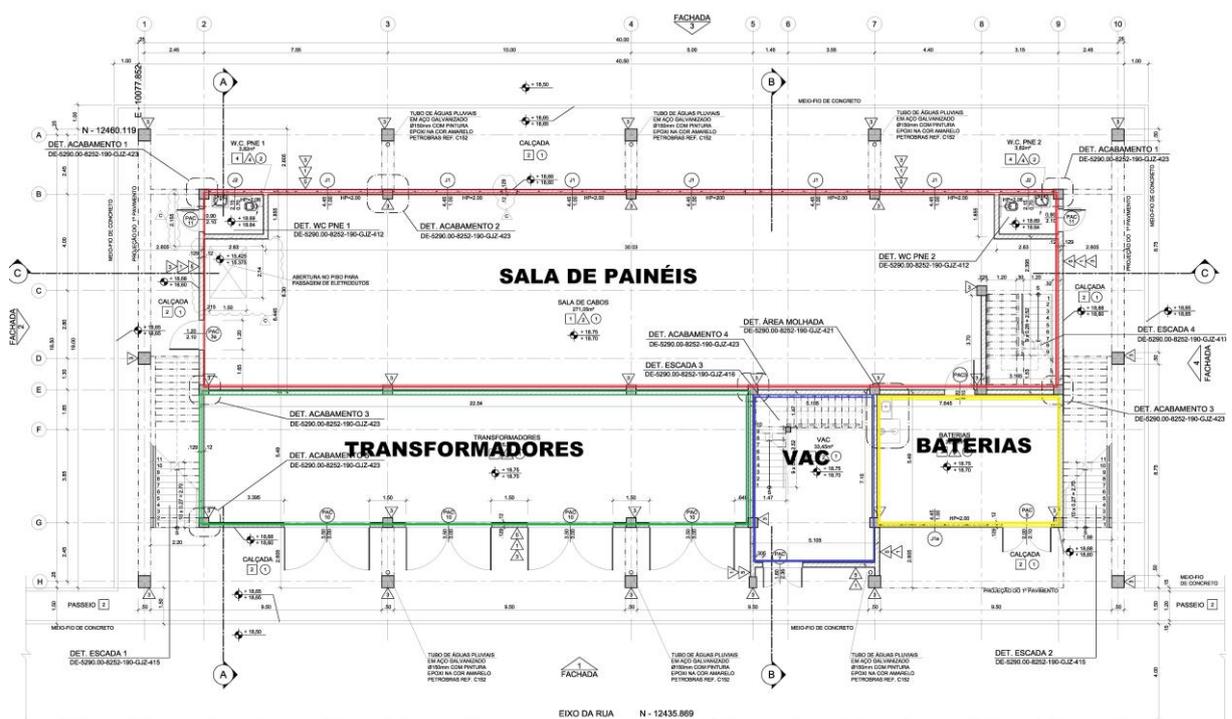
Figura 62 - Resultados encontrados

4 ESTUDO DE CASO

Para demonstração de utilização da planilha e exemplificação da possível redução de custos em um projeto de fundações, é apresentado, neste capítulo, um estudo de caso de um projeto de uma subestação, que será construída em uma planta industrial.

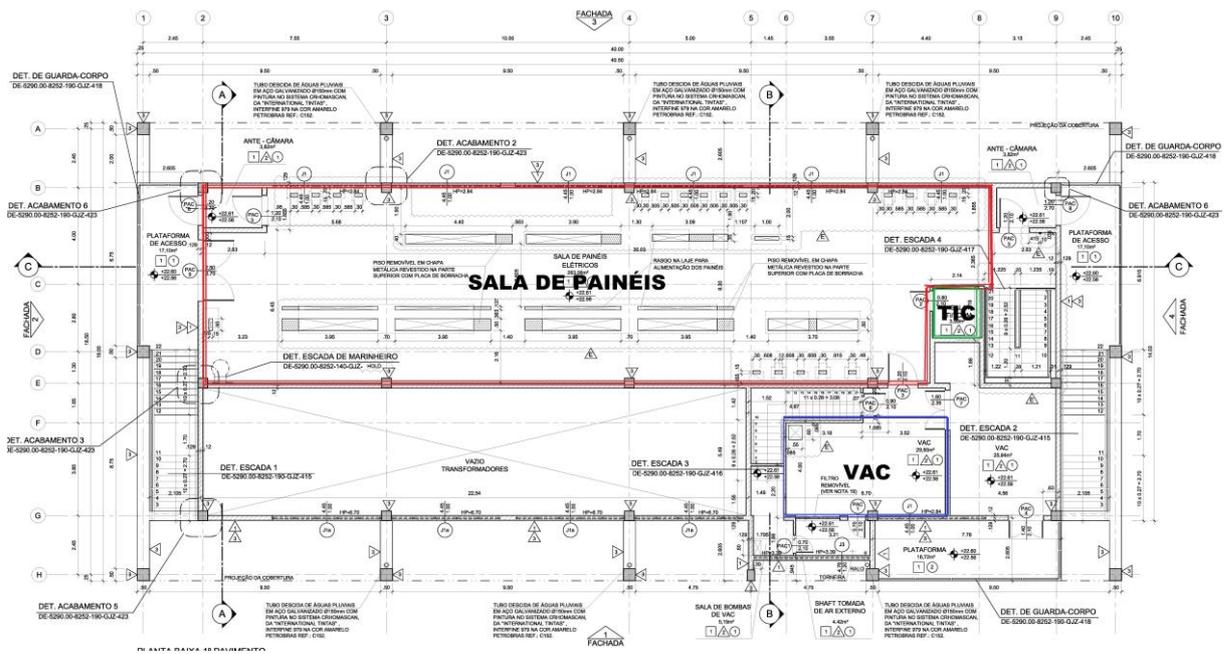
4.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTRUTURA ANALISADA

O referido projeto consta de uma subestação de área aproximada 40 m x 18 m, sendo sua estrutura em concreto pré-moldado com complementos moldados in loco. As lajes são alveolares, com escadas moldadas “in-loco”. O prédio possui dois pavimentos, altura de 10,32 m, e está localizado na região nordeste do Brasil, no estado de Pernambuco. As plantas baixas do térreo e do primeiro pavimento do prédio podem ser vistas nas Figura 63 e Figura 64. A Figura 65 mostra os cortes.



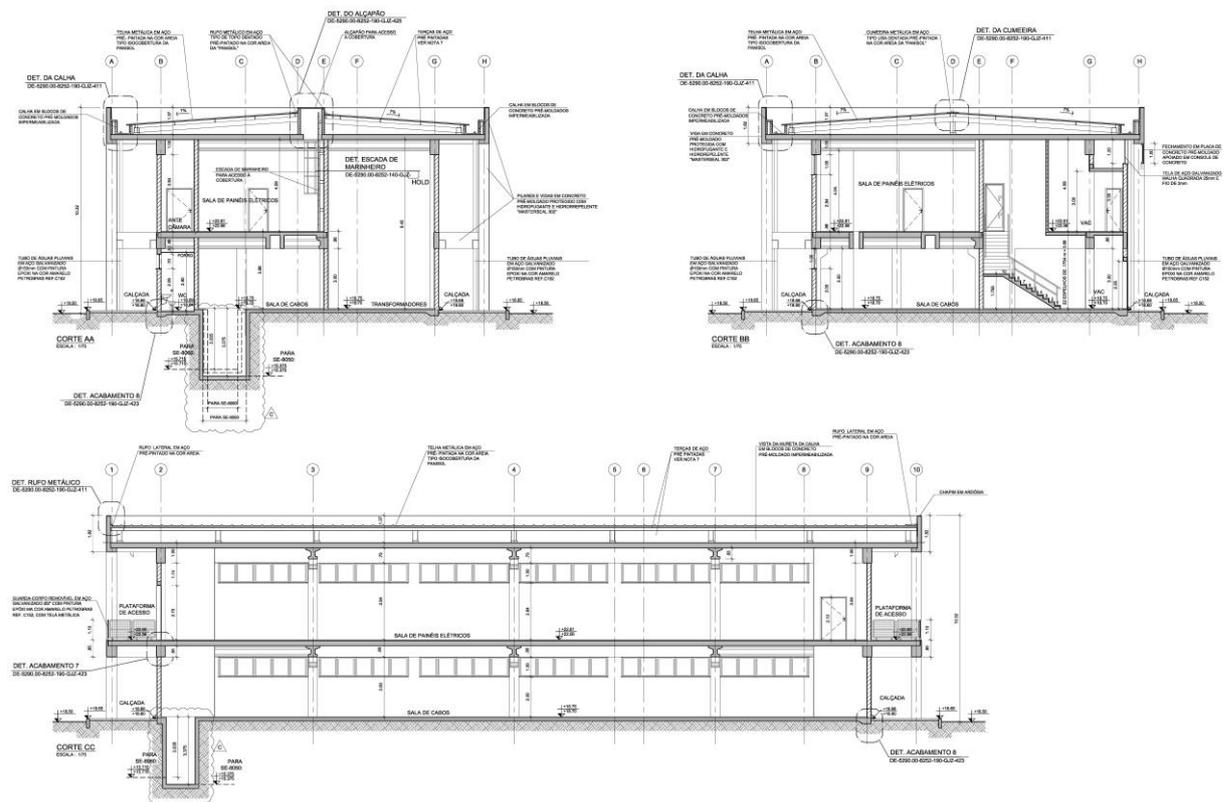
Fonte: Projeto original da subestação

Figura 63 – Planta baixa do térreo da subestação



Fonte: Projeto original da subestação

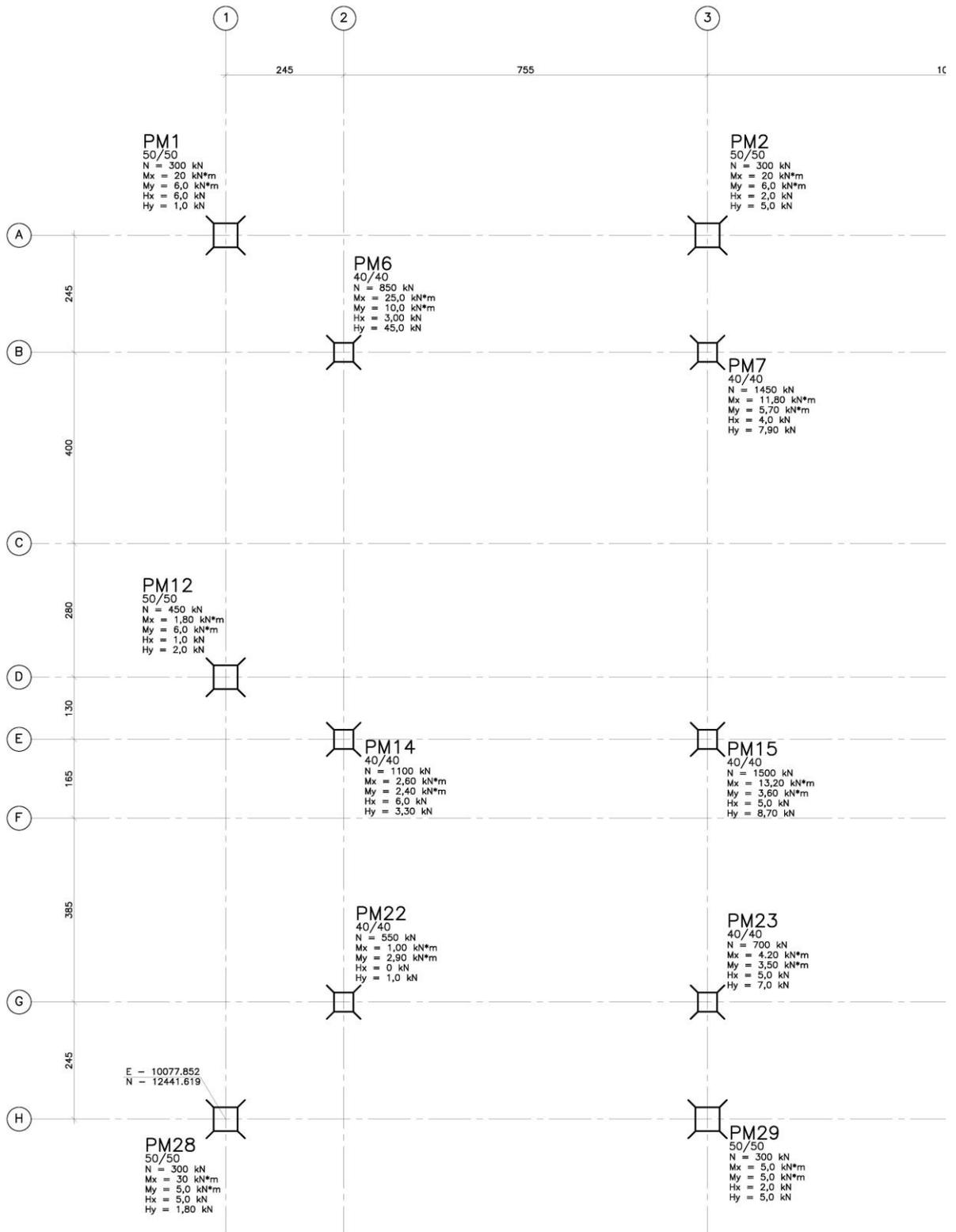
Figura 64 - Planta baixa do 1º pavimento da subestação



Fonte: Projeto original da subestação

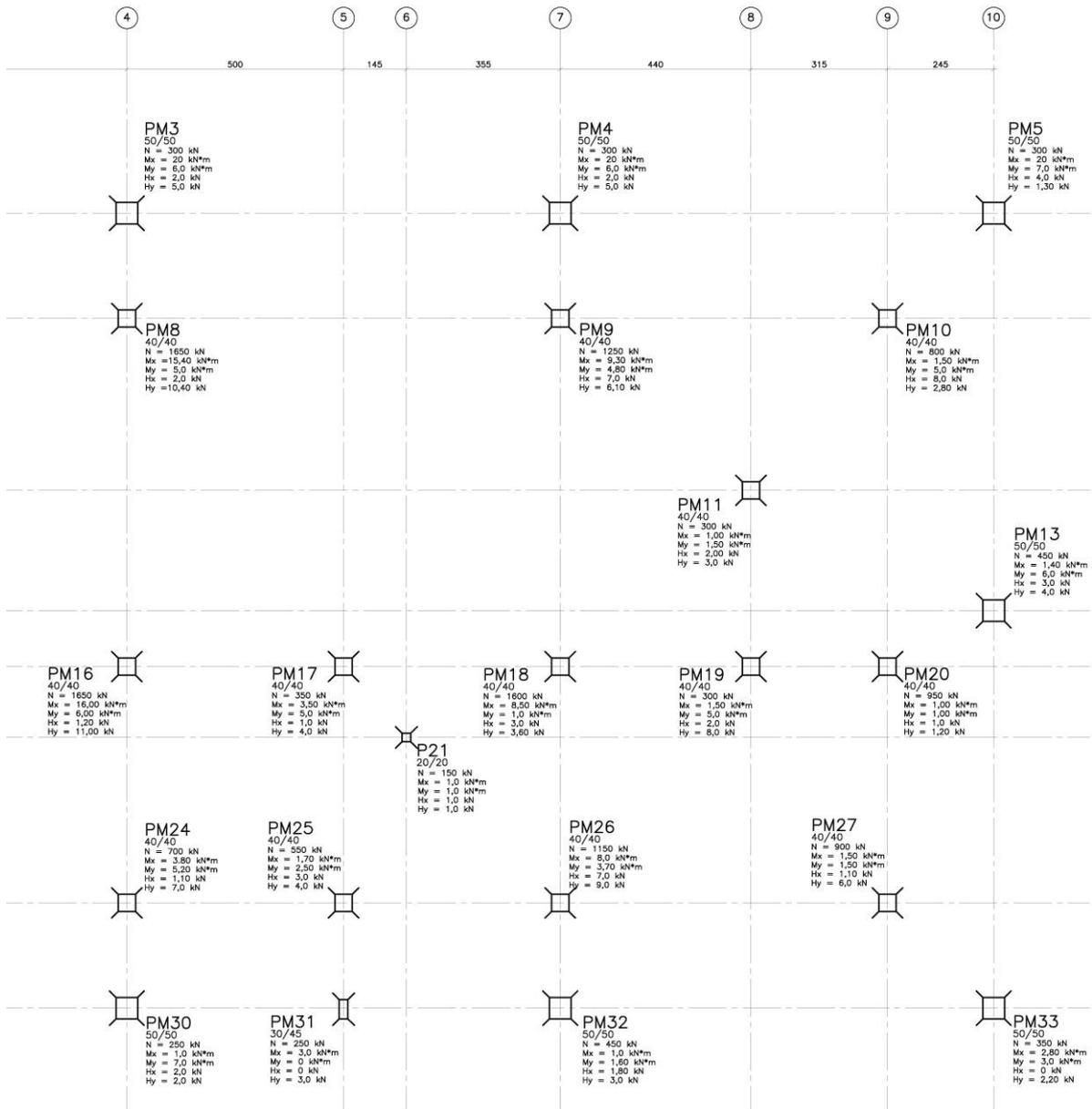
Figura 65 – Cortes e detalhes da subestação

Após o cálculo da estrutura, obteve-se o carregamento, proveniente dos pilares, nos blocos das fundações, conforme Figura 66 e Figura 67.



Fonte: Projeto original da subestação

Figura 66 – Carga da superestrutura nas fundações – parte 1



Fonte: Projeto original da subestação

Figura 67 – Carga da superestrutura nas fundações – parte 2

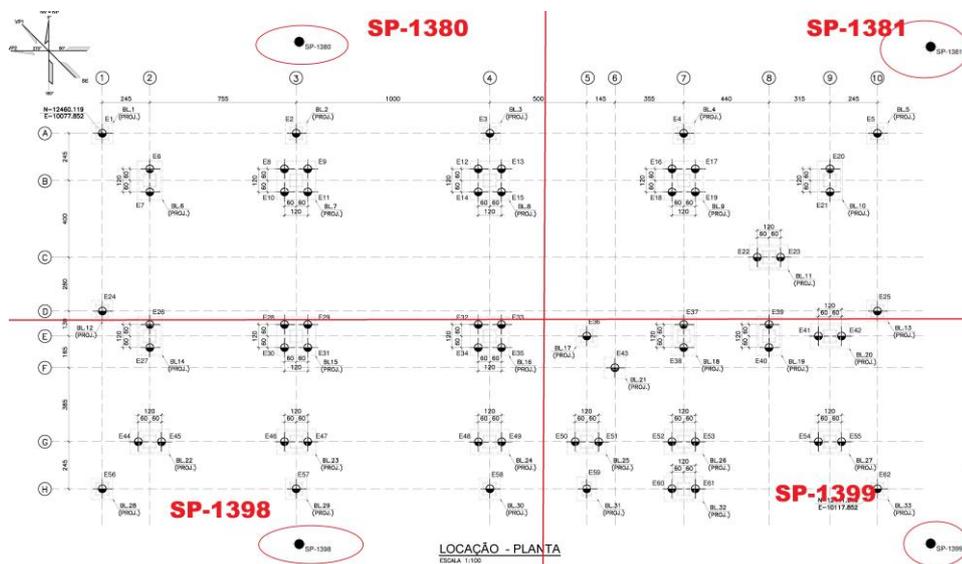
4.2 PERFIL GEOTÉCNICO DO TERRENO

Do ponto de vista da geologia onde será implantada a subestação, distingue-se a Formação Geológica de Barreiras, constituída por rochas sedimentares e uma das mais importantes formações em todo litoral do Nordeste, pela sua conformação e extensão, abrangendo vários estados. Predomina arenito de textura fina a média com cimento argilo-siltoso, com camadas de argilitos e siltitos intercaladas. Na região de implantação da subestação, esta formação é encontrada com intercalações de basalto, ou capeando o próprio basalto.

As sondagens realizadas na área de implantação da subestação foram a SP-1380, SP-1381, SP-1398 e SP-1399. O perfil geotécnico da subestação apresenta as seguintes características:

- SP-1380: Argila arenosa, mole, vermelha variegada;
- SP-1381: Silte arenoso, vermelho variegado;
- SP-1398: Argila arenosa, mole à média, vermelha variegada;
- SP-1399: Areia fina argilosa, pouco compacta a mediamente compacta, cinza.

A locação das sondagens realizadas e a solução adotada no projeto original, que foi em estacas hélice contínua de 40 cm de diâmetro, podem ser vistas na Figura 68.



Fonte: Projeto original da subestação

Figura 68 – Locação das estacas do projeto original e locação das sondagens executadas

A Tabela 22 mostra o resumo das estacas adotadas no projeto.

Tabela 22 – Resumo das estacas adotadas no projeto original

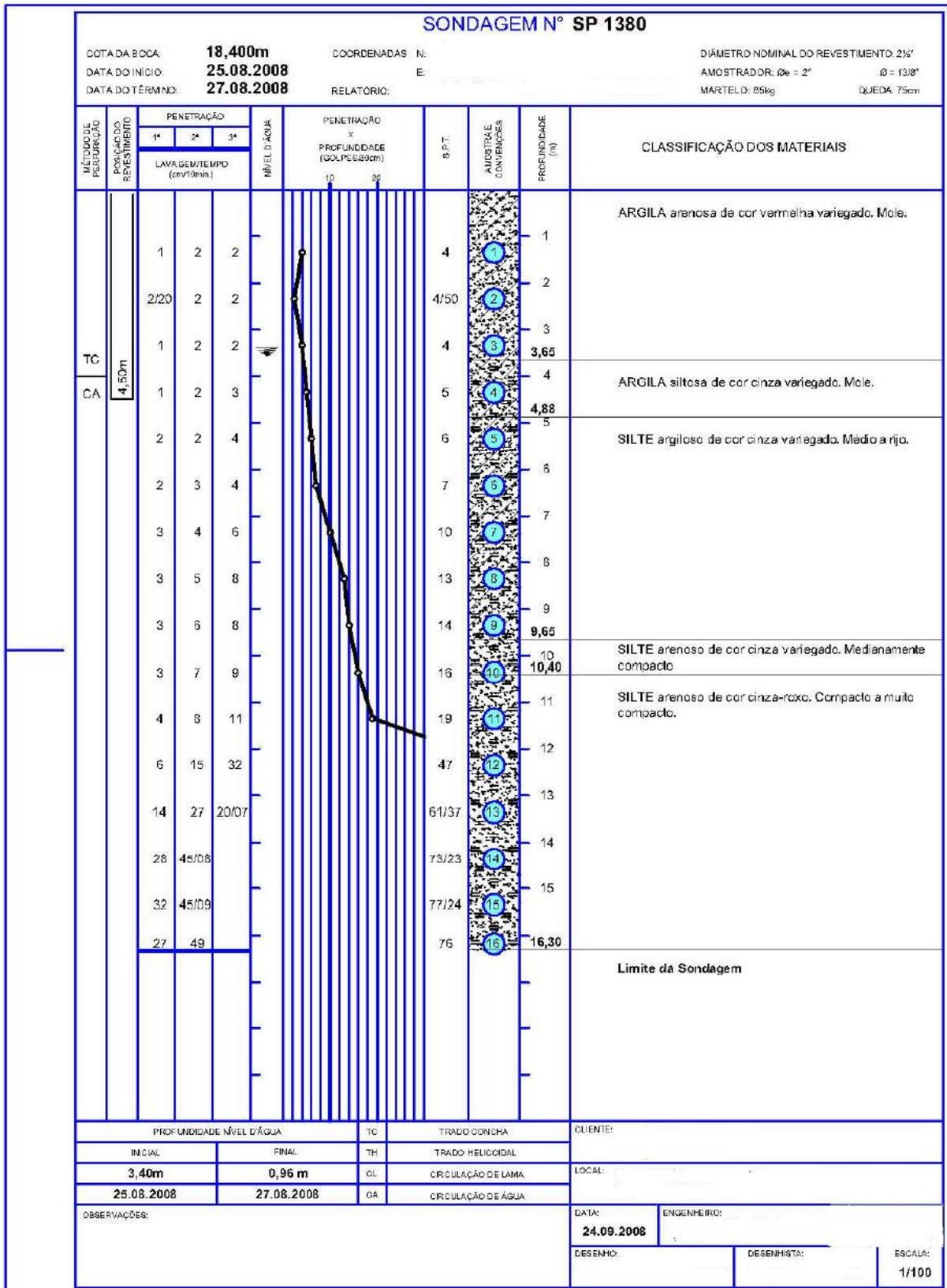
RESUMO DAS ESTACAS TIPO HÉLICE				
ESTACAS	Ø (cm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO UNITÁRIO (m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)
E22, E23, E37, E38, E39, E40, E43 E58, E59, E60, E61	40	11	10,00	110
E1, E2, E3, E4, E5, E44, E45, E50, E51, E56, E57	40	11	11,00	121
E16, E17, E18, E19, E36, E62	40	6	12,00	72
E6, E7, E8, E9, E10, E11, E12, E13, E14 E15, E20, E21, E24, E25, E28, E29, E30 E31, E46, E47, E48, E49, E54, E55	40	24	13,00	312
E26, E27, E32, E33, E34, E35, E41, E42	40	8	14,00	112
E52, E53	40	2	15,00	30
COMPRIMENTO TOTAL P/ 62 ESTACAS TIPO HÉLICE = 647 m				

O volume de concreto dos blocos e o volume de escavação, da solução adotada no projeto original, podem ser vistos na Tabela 23.

Tabela 23 – Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto original

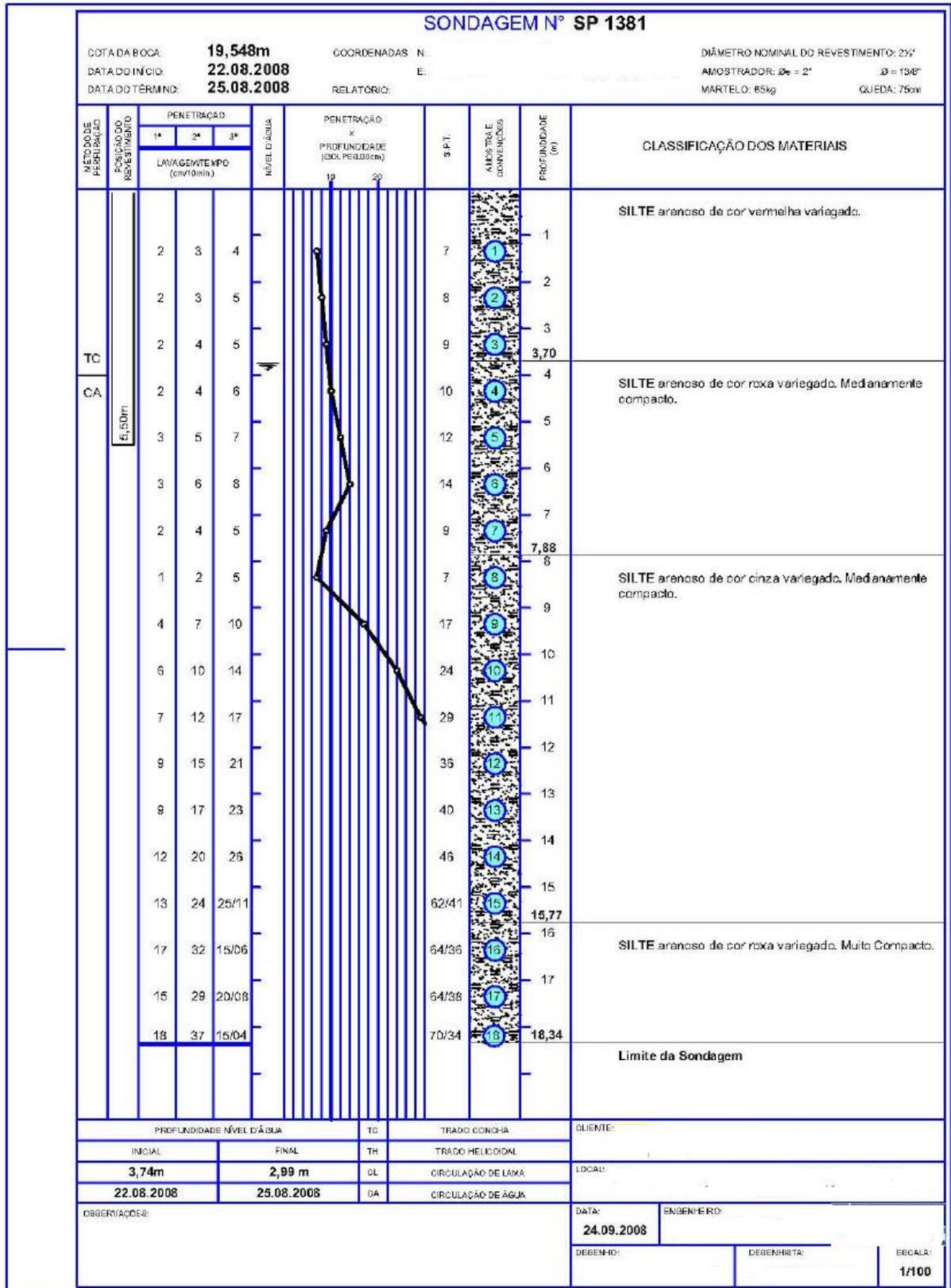
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m³)	Volume de escavação (m³)
PM1	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM2	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM3	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM4	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM5	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM6	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM7	Hélice contínua	40	4	1,94	2,14
PM8	Hélice contínua	40	4	1,94	2,14
PM9	Hélice contínua	40	4	1,94	2,14
PM10	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM11	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM12	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM13	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM14	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM15	Hélice contínua	40	4	1,94	2,14
PM16	Hélice contínua	40	4	1,94	2,14
PM17	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM18	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM19	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM20	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM21	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM22	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM23	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM24	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM25	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM26	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM27	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM28	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM29	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM30	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM31	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
PM32	Hélice contínua	40	2	0,86	0,95
PM33	Hélice contínua	40	1	0,38	0,42
TOTAL				27,19	29,91

Os boletins das sondagens realizadas podem ser vistos nas Figura 69, Figura 70, Figura 71 e Figura 72.



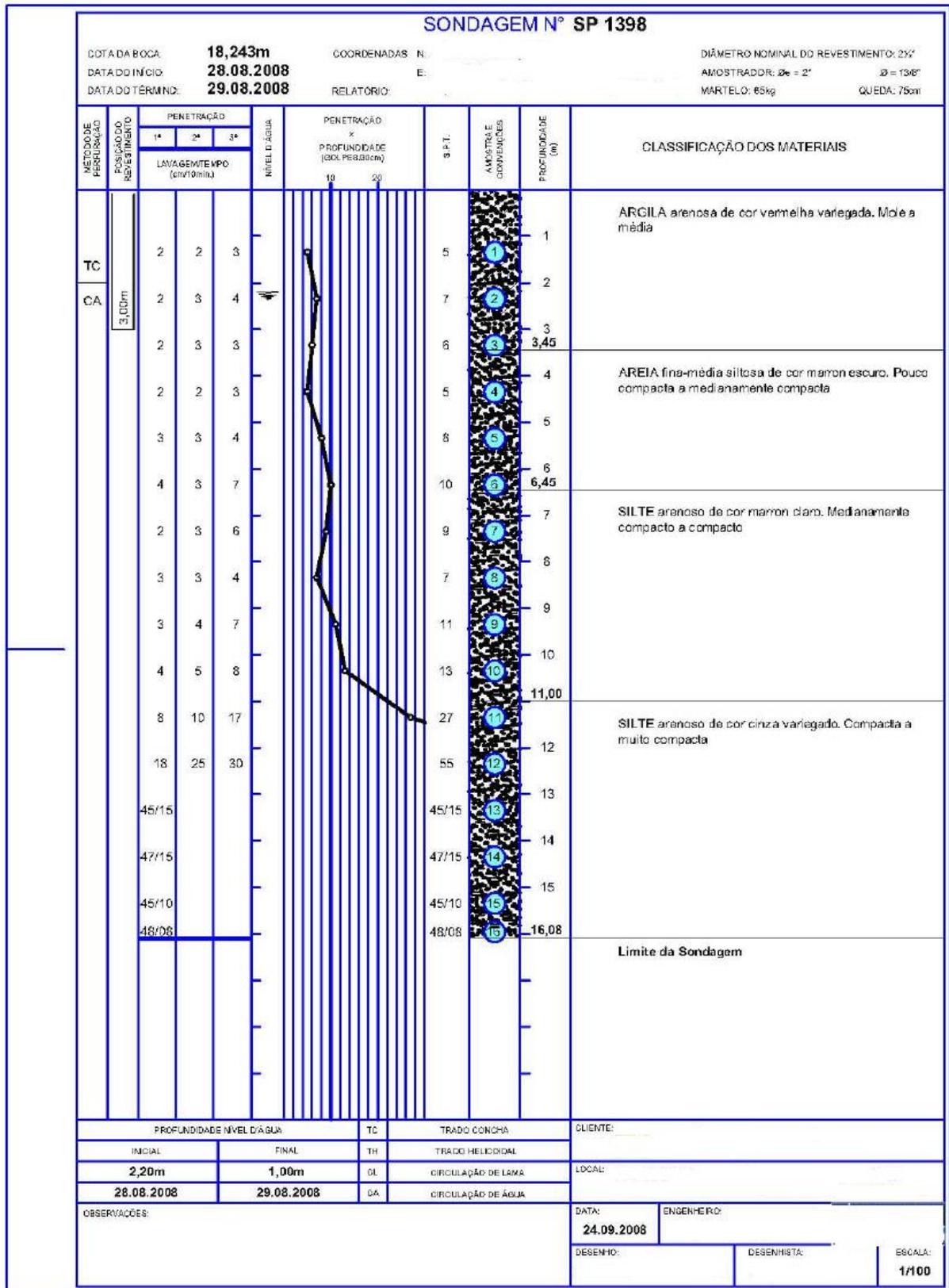
Fonte: Projeto original da subestação

Figura 69 – SP-1380



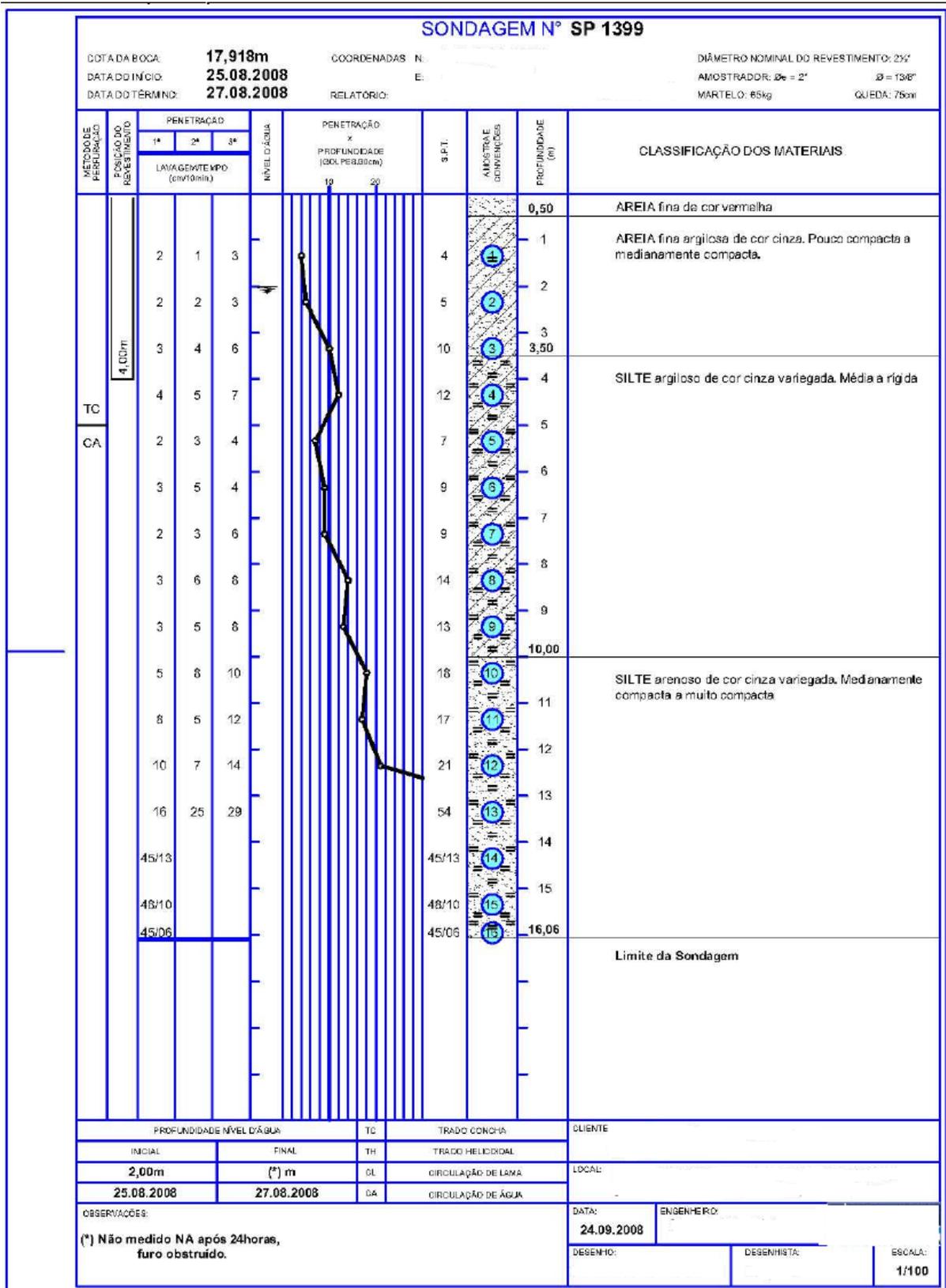
Fonte: Projeto original da subestação

Figura 70 – SP-1381



Fonte: Projeto original da subestação

Figura 71 – SP-1398



Fonte: Projeto original da subestação

Figura 72 – SP-1399

4.3 RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DA PLANILHA

Para análise dos custos otimizados do projeto, foram utilizadas as cargas nas bases apresentadas na Figura 66 e Figura 67, resumidas na Tabela 24.

Tabela 24 – Resumo das cargas nas bases

Pilar	N (kN)	M (kN.m)	H (kN)	Sondagem
PM1	300	20	6	SP-1380
PM2	300	20	2	SP-1380
PM3	300	20	2	SP-1380
PM4	300	20	2	SP-1381
PM5	300	20	4	SP-1381
PM6	850	25	3	SP-1380
PM7	1450	11,8	4	SP-1380
PM8	1650	15,4	2	SP-1380
PM9	1250	9,3	7	SP-1381
PM10	800	1,5	8	SP-1381
PM11	300	1,5	3	SP-1381
PM12	450	6	2	SP-1380
PM13	450	6	4	SP-1381
PM14	1100	2,6	6	SP-1398
PM15	1500	13,2	5	SP-1398
PM16	1650	6	11	SP-1398
PM17	350	5	4	SP-1399
PM18	1600	8,5	3	SP-1399
PM19	300	5	8	SP-1399
PM20	950	1	1,2	SP-1399
PM21	150	1	1	SP-1399
PM22	500	2,9	1	SP-1398
PM23	700	3,5	7	SP-1398
PM24	700	5,2	7	SP-1398
PM25	550	2,5	4	SP-1399
PM26	1150	8	7	SP-1399
PM27	900	1,5	6	SP-1399
PM28	300	30	5	SP-1398
PM29	300	5	5	SP-1398
PM30	250	7	2	SP-1398
PM31	250	0	3	SP-1399
PM32	450	1,6	3	SP-1399
PM33	350	3	2,2	SP-1399

A planilha foi processada para cada uma das combinações de carga (N, M e H) dos pilares, com seus respectivos perfis geotécnicos.

Os custos de cada serviço foram estimados baseados em pesquisa de mercado, na internet e em alguns projetos anteriores e podem ser vistos na Figura 73, na coluna G em amarelo.

	E	F	G
7	Preços	Unidade	Preço unitário (R\$)
8	Estaca Hélice contínua ϕ 35cm	m	200
9	Estaca Hélice contínua ϕ 40cm	m	300
10	Estaca Hélice contínua ϕ 50cm	m	400
11	Estaca Hélice contínua ϕ 60cm	m	500
12	Estaca Hélice contínua ϕ 70cm	m	600
13	Estaca Hélice contínua ϕ 80cm	m	700
14	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 17cm	m	150
15	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 20cm	m	200
16	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 24cm	m	250
17	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 28cm	m	300
18	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 30cm	m	350
19	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 32cm	m	375
20	Estaca Pré-moldada Hexagonal protendida 35cm	m	400
21	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 26 / 6	m	300
22	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 40 / 8	m	350
23	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 50 / 9	m	400
24	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 60 / 10	m	450
25	Estaca Pré-moldada Circular centrifugada ϕ 70 / 11	m	500
26	Estaca Raiz ϕ 31cm	m	700
27	Estaca Raiz ϕ 41cm	m	900
28	Concreto fck 30 Mpa para blocos	m3	500
29	Escavação de blocos	m3	100

Figura 73 – Custos estimados utilizados nos cálculos

Os resultados obtidos no processamento podem ser vistos na Tabela 25.

Tabela 25 – Resultados obtidos para as combinações de cargas de cada pilar

RESULTADOS DA OTIMIZAÇÃO				
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)
PM1	Hélice contínua	35	1	10
PM2	Hélice contínua	35	1	10
PM3	Hélice contínua	35	1	10
PM4	Hélice contínua	35	1	8
PM5	Hélice contínua	35	1	8
PM6	Pré-moldada Circular centrifugada	70	1	8
PM7	Pré-moldada Circular centrifugada	60	2	9
PM8	Pré-moldada Circular centrifugada	70	2	8
PM9	Pré-moldada Circular centrifugada	70	1	8
PM10	Pré-moldada Circular centrifugada	50	1	8
PM11	Hélice contínua	35	1	8
PM12	Pré-moldada Circular centrifugada	50	1	8
PM13	Hélice contínua	35	1	10
PM14	Pré-moldada Circular centrifugada	60	1	9
PM15	Pré-moldada Circular centrifugada	50	2	9
PM16	Pré-moldada Circular centrifugada	50	2	9
PM17	Hélice contínua	35	1	11
PM18	Pré-moldada Circular centrifugada	60	2	9
PM19	Hélice contínua	35	1	10
PM20	Pré-moldada Circular centrifugada	70	1	9
PM21	Pré-moldada Circular centrifugada	40	1	3
PM22	Pré-moldada Circular centrifugada	40	1	9
PM23	Pré-moldada Circular centrifugada	50	1	9
PM24	Pré-moldada Circular centrifugada	50	1	9
PM25	Pré-moldada Circular centrifugada	50	1	9
PM26	Pré-moldada Circular centrifugada	70	1	11
PM27	Pré-moldada Circular centrifugada	70	1	9
PM28	Hélice contínua	35	1	10
PM29	Hélice contínua	35	1	10
PM30	Hélice contínua	35	1	9
PM31	Hélice contínua	35	1	9
PM32	Hélice contínua	35	1	12
PM33	Hélice contínua	35	1	11

Como, para a execução, é inviável se ter mais de um tipo de estacas em uma mesma estrutura, foram padronizados os resultados para estacas Hélice Contínua de 35 cm, Pré-moldada Circular centrifugada de 50 cm, 60 cm e 70 cm, conforme Tabela 26, Tabela 27, Tabela 28 e Tabela 29.

Tabela 26 – Resultados padronizados para execução de Estacas Hélice Contínua de 35 cm

PADRONIZAÇÃO					
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento parcial (m)
PM1	Hélice contínua	35	1	10	10
PM2	Hélice contínua	35	1	10	10
PM3	Hélice contínua	35	1	10	10
PM4	Hélice contínua	35	1	8	8
PM5	Hélice contínua	35	1	8	8
PM6	Hélice contínua	35	3	10	30
PM7	Hélice contínua	35	5	10	50
PM8	Hélice contínua	35	6	10	60
PM9	Hélice contínua	35	3	10	30
PM10	Hélice contínua	35	2	10	20
PM11	Hélice contínua	35	1	8	8
PM12	Hélice contínua	35	2	10	20
PM13	Hélice contínua	35	1	10	10
PM14	Hélice contínua	35	4	10	40
PM15	Hélice contínua	35	5	10	50
PM16	Hélice contínua	35	5	10	50
PM17	Hélice contínua	35	1	11	11
PM18	Hélice contínua	35	4	12	48
PM19	Hélice contínua	35	1	10	10
PM20	Hélice contínua	35	3	11	33
PM21	Hélice contínua	35	1	7	7
PM22	Hélice contínua	35	2	9	18
PM23	Hélice contínua	35	2	10	20
PM24	Hélice contínua	35	2	10	20
PM25	Hélice contínua	35	2	10	20
PM26	Hélice contínua	35	3	12	36
PM27	Hélice contínua	35	3	11	33
PM28	Hélice contínua	35	1	10	10
PM29	Hélice contínua	35	1	10	10
PM30	Hélice contínua	35	1	9	9
PM31	Hélice contínua	35	1	9	9
PM32	Hélice contínua	35	1	12	12
PM33	Hélice contínua	35	1	11	11
				TOTAL	731

Tabela 27 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-modadas Circulares Centrifugadas de 50 cm

PADRONIZAÇÃO					
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento parcial (m)
PM1	PM Circular centrifugada	50	1	7	7
PM2	PM Circular centrifugada	50	1	7	7
PM3	PM Circular centrifugada	50	1	7	7
PM4	PM Circular centrifugada	50	1	4	4
PM5	PM Circular centrifugada	50	1	4	4
PM6	PM Circular centrifugada	50	2	8	16
PM7	PM Circular centrifugada	50	3	8	24
PM8	PM Circular centrifugada	50	3	9	27
PM9	PM Circular centrifugada	50	2	7	14
PM10	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
PM11	PM Circular centrifugada	50	1	4	4
PM12	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
PM13	PM Circular centrifugada	50	1	6	6
PM14	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM15	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM16	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM17	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
PM18	PM Circular centrifugada	50	3	9	27
PM19	PM Circular centrifugada	50	1	7	7
PM20	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM21	PM Circular centrifugada	50	1	4	4
PM22	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM23	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM24	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM25	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM26	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM27	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM28	PM Circular centrifugada	50	1	5	6
PM29	PM Circular centrifugada	50	1	5	5
PM30	PM Circular centrifugada	50	1	5	5
PM31	PM Circular centrifugada	50	1	7	7
PM32	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM33	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
				TOTAL	366

Tabela 28 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-modadas Circulares Centrifugadas de 60 cm

PADRONIZAÇÃO					
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento parcial (m)
PM1	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM2	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM3	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM4	PM Circular centrifugada	60	1	3	3
PM5	PM Circular centrifugada	60	1	3	3
PM6	PM Circular centrifugada	60	2	8	16
PM7	PM Circular centrifugada	60	2	9	18
PM8	PM Circular centrifugada	60	3	8	24
PM9	PM Circular centrifugada	60	2	6	12
PM10	PM Circular centrifugada	60	1	7	7
PM11	PM Circular centrifugada	60	1	3	3
PM12	PM Circular centrifugada	60	1	8	8
PM13	PM Circular centrifugada	60	1	5	5
PM14	PM Circular centrifugada	60	1	9	9
PM15	PM Circular centrifugada	60	2	9	18
PM16	PM Circular centrifugada	60	2	9	18
PM17	PM Circular centrifugada	60	1	7	7
PM18	PM Circular centrifugada	60	2	9	18
PM19	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM20	PM Circular centrifugada	60	1	11	11
PM21	PM Circular centrifugada	60	1	3	3
PM22	PM Circular centrifugada	60	1	7	7
PM23	PM Circular centrifugada	60	1	9	9
PM24	PM Circular centrifugada	60	1	9	9
PM25	PM Circular centrifugada	60	1	9	9
PM26	PM Circular centrifugada	60	2	9	18
PM27	PM Circular centrifugada	60	1	11	11
PM28	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM29	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM30	PM Circular centrifugada	60	1	6	6
PM31	PM Circular centrifugada	60	1	5	5
PM32	PM Circular centrifugada	60	1	7	7
PM33	PM Circular centrifugada	60	1	7	7
				TOTAL	307

Tabela 29 – Resultados padronizados para execução de Estacas Pré-modadas Circulares Centrifugadas de 70 cm

PADRONIZAÇÃO					
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento parcial (m)
PM1	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM2	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM3	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM4	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM5	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM6	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM7	PM Circular centrifugada	70	2	8	16
PM8	PM Circular centrifugada	70	2	8	16
PM9	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM10	PM Circular centrifugada	70	1	6	6
PM11	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM12	PM Circular centrifugada	70	1	6	6
PM13	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM14	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM15	PM Circular centrifugada	70	2	8	16
PM16	PM Circular centrifugada	70	2	9	18
PM17	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM18	PM Circular centrifugada	70	2	9	18
PM19	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM20	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM21	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM22	PM Circular centrifugada	70	1	6	6
PM23	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM24	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM25	PM Circular centrifugada	70	1	7	7
PM26	PM Circular centrifugada	70	1	11	11
PM27	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM28	PM Circular centrifugada	70	1	9	6
PM29	PM Circular centrifugada	70	1	6	6
PM30	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM31	PM Circular centrifugada	70	1	4	4
PM32	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM33	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
				TOTAL	250

O volume de concreto dos blocos e o volume de escavação, da solução dimensionada através da planilha, podem ser vistos na Tabela 30, Tabela 31, Tabela 32 e Tabela 33.

Tabela 30 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Hélice Contínua de 35 cm

Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m3)	Volume de escavação (m3)
PM1	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM2	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM3	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM4	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM5	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM6	Hélice contínua	35	3	1,01	1,11
PM7	Hélice contínua	35	5	2,25	2,48
PM8	Hélice contínua	35	6	2,89	3,18
PM9	Hélice contínua	35	3	0,66	0,73
PM10	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM11	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM12	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM13	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM14	Hélice contínua	35	4	1,49	1,64
PM15	Hélice contínua	35	5	2,25	2,48
PM16	Hélice contínua	35	5	2,25	2,48
PM17	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM18	Hélice contínua	35	4	1,49	1,64
PM19	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM20	Hélice contínua	35	3	0,66	0,73
PM21	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM22	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM23	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM24	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM25	Hélice contínua	35	2	0,66	0,73
PM26	Hélice contínua	35	3	0,66	0,73
PM27	Hélice contínua	35	3	0,66	0,73
PM28	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM29	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM30	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM31	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM32	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
PM33	Hélice contínua	35	1	0,29	0,32
TOTAL				24,95	27,45

Tabela 31 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 cm

Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m3)	Volume de escavação (m3)
PM1	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM2	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM3	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM4	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM5	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM6	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM7	PM Circular centrifugada	50	3	2,51	2,76
PM8	PM Circular centrifugada	50	3	2,51	2,76
PM9	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM10	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM11	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM12	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM13	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM14	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM15	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM16	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM17	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM18	PM Circular centrifugada	50	3	2,51	2,76
PM19	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM20	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM21	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM22	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM23	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM24	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM25	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM26	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM27	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM28	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM29	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM30	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM31	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM32	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM33	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
TOTAL				33,03	36,33

Tabela 32 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 60 cm

Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m3)	Volume de escavação (m3)
PM1	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM2	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM3	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM4	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM5	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM6	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM7	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM8	PM Circular centrifugada	60	3	4,40	4,84
PM9	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM10	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM11	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM12	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM13	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM14	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM15	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM16	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM17	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM18	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM19	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM20	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM21	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM22	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM23	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM24	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM25	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM26	PM Circular centrifugada	60	2	2,70	2,97
PM27	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM28	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM29	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM30	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM31	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM32	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
PM33	PM Circular centrifugada	60	1	0,86	0,95
TOTAL				44,90	49,39

Tabela 33 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 70 cm

Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m3)	Volume de escavação (m3)
PM1	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM2	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM3	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM4	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM5	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM6	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM7	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM8	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM9	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM10	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM11	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM12	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM13	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM14	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM15	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM16	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM17	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM18	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM19	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM20	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM21	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM22	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM23	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM24	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM25	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM26	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM27	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM28	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM29	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM30	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM31	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM32	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM33	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
TOTAL				54,61	60,07

4.4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Para a análise dos resultados obtidos, foram consideradas as quantidades obtidas no item 4.3, visto que foram corrigidos para viabilizar a execução. Para melhor visualização e entendimento, não foram utilizados os custos calculados diretamente pela planilha, mas apenas suas quantidades e custos unitários de dados de entrada. O resumo das quantidades e custo total pode ser visto nas Tabela 34, Tabela 35, Tabela 36 e Tabela 37.

Tabela 34 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Hélice Contínua de 35 cm

PROJETO ORIGINAL			
	Estaca Hélice Contínua 40 cm	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Comprimento total (m)	647,00	27,19	29,91
Custo unitário	R\$ 300,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 194.100,00	R\$ 13.596,00	R\$ 2.991,12
Custo Total	R\$ 210.687,12		
PROJETO PADRONIZADO			
	Estaca Hélice Contínua 35 cm	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Comprimento total (m)	731,00	24,95	27,45
Custo unitário	R\$ 200,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 146.200,00	R\$ 12.476,07	R\$ 2.744,74
Custo Total	R\$ 161.420,81		

Tabela 35 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 cm

PROJETO ORIGINAL			
	Estaca Hélice Contínua 40 cm	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Comprimento total (m)	647,00	27,19	29,91
Custo unitário	R\$ 300,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 194.100,00	R\$ 13.596,00	R\$ 2.991,12
Custo Total	R\$ 210.687,12		
PROJETO PADRONIZADO			
	Centrifugada 50cm	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Comprimento total (m)	366,00	33,03	36,33
Custo unitário	R\$ 400,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 146.400,00	R\$ 16.514,75	R\$ 3.633,25
Custo Total	R\$ 166.548,00		

Tabela 36 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 60 cm

PROJETO ORIGINAL			
	Estaca Hélice Contínua 40 cm	Concreto (m ³)	Escavação (m ³)
Comprimento total (m)	647,00	27,19	29,91
Custo unitário	R\$ 300,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 194.100,00	R\$ 13.596,00	R\$ 2.991,12
Custo Total	R\$ 210.687,12		
PROJETO PADRONIZADO			
	Centrifugada 60cm	Concreto (m ³)	Escavação (m ³)
Comprimento total (m)	307,00	44,90	49,39
Custo unitário	R\$ 450,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 138.150,00	R\$ 22.451,35	R\$ 4.939,30
Custo Total	R\$ 165.540,65		

Tabela 37 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 70 cm

PROJETO ORIGINAL			
	Estaca Hélice Contínua 40 cm	Concreto (m ³)	Escavação (m ³)
Comprimento total (m)	647,00	27,19	29,91
Custo unitário	R\$ 300,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 194.100,00	R\$ 13.596,00	R\$ 2.991,12
Custo Total	R\$ 210.687,12		
PROJETO PADRONIZADO			
	Centrifugada 70cm	Concreto (m ³)	Escavação (m ³)
Comprimento total (m)	250,00	54,61	60,07
Custo unitário	R\$ 500,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 125.000,00	R\$ 27.305,25	R\$ 6.007,16
Custo Total	R\$ 158.312,41		

Com os resultados apresentados nas Tabela 34, Tabela 35, Tabela 36 e Tabela 37, pode-se calcular a redução de custos em cada solução, conforme Tabela 38.

Tabela 38 – Comparação dos custos entre o projeto original e o projeto padronizado

Hélice Contínua 35 cm	PROJETO ORIGINAL	R\$ 210.687,12
	PROJETO PADRONIZADO	R\$ 161.420,81
	REDUÇÃO	R\$ 49.266,31
	VARIAÇÃO	23,38%
Pré-moldada Circular Centrifugada 50 cm	PROJETO ORIGINAL	R\$ 210.687,12
	PROJETO PADRONIZADO	R\$ 166.548,00
	REDUÇÃO	R\$ 44.139,13
	VARIAÇÃO	20,95%
Pré-moldada Circular Centrifugada 60 cm	PROJETO ORIGINAL	R\$ 210.687,12
	PROJETO PADRONIZADO	R\$ 165.540,65
	REDUÇÃO	R\$ 45.146,47
	VARIAÇÃO	21,43%
Pré-moldada Circular Centrifugada 70 cm	PROJETO ORIGINAL	R\$ 210.687,12
	PROJETO PADRONIZADO	R\$ 158.312,41
	REDUÇÃO	R\$ 52.374,72
	VARIAÇÃO	24,86%

Portanto, pode-se ter uma redução de até 24,86% em relação ao projeto original, para estacas pré-moldadas circulares centrifugadas de 70 cm de diâmetro, no caso de otimização do projeto.

Porém, pode-se utilizar ainda uma combinação de diâmetros de estacas em um projeto, visando o maior aproveitamento estrutural das estacas. Para isso é comum separar os carregamentos das estacas em duas ou três faixas de carregamento, possibilitando a utilização de 2 ou três diâmetros de estacas. Para exemplificar esta possibilidade, a solução com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetros de 50 e 70 cm está apresentada na Tabela 39.

Tabela 39 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-modadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm

PADRONIZAÇÃO					
Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento parcial (m)
PM1	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM2	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM3	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM4	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM5	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM6	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM7	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM8	PM Circular centrifugada	70	2	8	16
PM9	PM Circular centrifugada	70	1	8	8
PM10	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
PM11	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM12	PM Circular centrifugada	50	1	8	8
PM13	PM Circular centrifugada	50	1	6	6
PM14	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM15	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM16	PM Circular centrifugada	50	2	9	18
PM17	PM Circular centrifugada	50	2	3	6
PM18	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM19	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM20	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM21	PM Circular centrifugada	70	1	3	3
PM22	PM Circular centrifugada	70	1	6	6
PM23	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM24	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM25	PM Circular centrifugada	50	1	9	9
PM26	PM Circular centrifugada	70	1	11	11
PM27	PM Circular centrifugada	70	1	9	9
PM28	PM Circular centrifugada	50	1	5	6
PM29	PM Circular centrifugada	50	1	5	5
PM30	PM Circular centrifugada	50	1	5	5
PM31	PM Circular centrifugada	70	1	4	4
PM32	PM Circular centrifugada	70	1	5	5
PM33	PM Circular centrifugada	50	2	3	6
				TOTAL	247

O volume de concreto dos blocos e o volume de escavação, da solução dimensionada através da planilha, podem ser vistos na Tabela 40.

Tabela 40 - Volume de concreto estrutural dos blocos e volume de escavação do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm

Pilar	Tipo	Dimensão (cm)	Quantidade	Volume de concreto do bloco (m3)	Volume de escavação (m3)
PM1	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM2	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM3	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM4	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM5	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM6	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM7	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM8	PM Circular centrifugada	70	2	4,34	4,77
PM9	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM10	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM11	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM12	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM13	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM14	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM15	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM16	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM17	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
PM18	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM19	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM20	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM21	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM22	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM23	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM24	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM25	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM26	PM Circular centrifugada	70	1	0,60	0,66
PM27	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM28	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM29	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM30	PM Circular centrifugada	50	1	0,60	0,66
PM31	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM32	PM Circular centrifugada	70	1	1,18	1,29
PM33	PM Circular centrifugada	50	2	1,54	1,69
			TOTAL	37,65	41,42

O resumo das quantidades e custo total pode ser visto na Tabela 41.

Tabela 41 – Resumo das quantidades do projeto original e do projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm

PROJETO ORIGINAL			
	Estaca Hélice Contínua 40 cm	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Comprimento total (m)	647,00	27,19	29,91
Custo unitário	R\$ 300,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 194.100,00	R\$ 13.596,00	R\$ 2.991,12
Custo Total	R\$ 210.687,12		
PROJETO OTIMIZADO			
	Comprimento	Concreto (m3)	Escavação (m3)
Estaca 70 cm	134,00	26,10	28,71
Estaca 50 cm	113,00	11,55	12,71
Custo unitário 70 cm	R\$ 500,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo unitário 50cm	R\$ 400,00	R\$ 500,00	R\$ 100,00
Custo Parcial	R\$ 112.200,00	R\$ 18.827,25	R\$ 4.142,00
Custo Total	R\$ 135.169,25		

Com os resultados apresentados na Tabela 41, pode-se calcular a redução de custos conforme Tabela 42.

Tabela 42 – Comparação dos custos entre o projeto original e o projeto padronizado para Estacas Pré-moldadas Circulares Centrifugadas de 50 e 70 cm

Pré-moldada Centrifugada 50 e 70 cm	PROJETO ORIGINAL	R\$ 210.687,12
	PROJETO OTIMIZADO	R\$ 135.169,25
	REDUÇÃO	R\$ 75.517,88
	VARIAÇÃO	35,84%

Com a flexibilização da utilização de mais de um diâmetro de estaca, pode-se reduzir ainda mais os custos em relação ao projeto original. O exemplo apresentado teve uma redução de 35,84% em relação ao projeto original, quando foram utilizadas estacas de pré-moldadas centrifugadas de 50 e 70 cm, enquanto que ao utilizarmos apenas estacas de 70 cm, teve-se uma redução apenas de 24,86%, menor em 10,98%.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a análise dos resultados apresentados no capítulo 4, pode-se considerar que o objetivo inicial, de possível redução de custos em um projeto de fundações profundas, é totalmente viável se considerarmos todas as variáveis de um projeto.

A planilha elaborada tem o objetivo de calcular as fundações de um bloco de estacas e se mostra eficaz para este estudo. Porém, quando se calcula o projeto de uma estrutura como um todo, é necessária uma padronização manual dos tipos e diâmetros das estacas, pois à medida que se tem variações, aumentam os custos de mobilização e desmobilização e de materiais, além de reduzir a eficiência da obra, em termos de produtividade, devido a mudanças nos equipamentos.

Devido à limitação da planilha no cálculo de apenas um bloco, para a comparação entre o projeto original e o projeto otimizado, onde foram considerados todos os blocos das fundações, foi preciso calcular cada bloco separadamente, e assim, padronizar o estaqueamento analisando a aba “Resultados Comprimentos” de cada cálculo e extraindo os resultados da tabela “Resumo” manualmente.

Além da limitação descrita acima, a planilha calcula o estaqueamento com tipos e diâmetros de estacas definidos previamente como os mais usuais, limitando o resultado a um conjunto de opções pré-determinadas.

Com o objetivo de melhorias na planilha, sugere-se para um trabalho futuro que se seja implementado o cálculo de mais tipos e diâmetros de estacas, além da possibilidade de cálculo de vários blocos de estacas ao mesmo tempo, padronizando os resultados, tornando o projeto ainda mais otimizado e abrangente e facilitando o uso da planilha.

O custo da produtividade dos processos executivos dos diferentes tipos de estacas não foi considerado neste trabalho, porém é um fator bastante importante na escolha da solução que será adotada. Sugere-se que, em um trabalho futuro, seja feita a análise desse custo indireto e implementado este valor nos cálculos da planilha.

Pode-se concluir que apesar das limitações da planilha, os resultados obtidos são bastante consideráveis, pois mostra que é possível uma redução de custos, às vezes significativa, da obra com uma simples variação do tipo de solução proposta pela equipe de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR NM 67: *Concreto - Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone*, 1a ed., Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1998.

ABNT, NBR 5738: *Concreto - Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova*. 1a ed., Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ABNT, NBR 6118: *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Versão corrigida, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

ABNT, NBR 5739: *Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos*. 2a ed., Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007.

ABNT, NBR 6122: *Projeto e Execução de Fundações*, 2ª ed, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Previsão e Controle das Fundações*. 3ª reimpressão. São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA., 2003.

BLOG DO ENGENHEIRO CIVIL, *Construção: Estacas Franki*. Disponível em: <<http://construcaociviltips.blogspot.com.br/2012/03/construcao-estacas-franki.html>>. Acesso em: 21 set 2013.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. *Carga Admissível em Fundações Profundas*. 1ª ed., São Carlos: EESC-USP, 1999.

DAVISON, M. T.. *Estimating Buckling Loads for Piles*. São Paulo: Anais do 2º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1963.

DRILLING DO BRASIL, *Serviços: Estacas Raiz – Microestacas*. Disponível em: <http://www.drilling.com.br/?page_id=7>. Acesso em: 23 set 2013.

FX FUNDAÇÕES, *Estaca Strauss*, Disponível em: <<http://www.fxsondagens.com.br/estaca-strauss.html>>. Acesso em: 22 set 2013.

GEOFIX FUNDAÇÕES, *Fase de Execução das Estacas Hélice Contínua*, Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/site2010/servicos/estacas-helice-continua-monitoradas/fasehc.pdf>>. Acesso em: 22 set 2013.

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F. ; SAES, José Luiz et al. *Fundações: Teoria e Prática*. 1ª ed., São Paulo: Pini, 1996.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA. *Apostila de Fundações – Técnicas Construtivas - Edificações*. Disponível em: <<http://edificacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf>>. Acesso em: 19 set 2013.

ROCHA, Aderson Moreira. *Nôvo Curso Prático de Concreto Armado, Volume II*. 1ª ed., Rio de Janeiro: Editora Científica, 1970.

SCAC, *Estacas Pré-moldadas*, Disponível em: <<http://www.scac.com.br/fundacoes+profundas>>. Acesso em: 19 set 2013.

SETE ENGENHARIA. *Fundações em Estacas Hélice Contínua Monitoradas*. Disponível em: <<http://www.fundacoessete.com.br/fundacao/fundacoes-em-estacas-helice-continua-monitoradas>>. Acesso em 08 jan 2013.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ, *Apostila de Fundações Profundas*. Disponível em: <<http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/04.pdf>>. Acesso em: 19 set 2013.

VASCONCELOS, Augusto Carlos de. *Manual Técnico, Estacas Pré-Fabricadas de Concreto*. 1ª ed., Rio de Janeiro: Leograf – Gráfica e Editora LTDA., 2008.

VELLOSO, Dirceu. *Fundações Profundas*, 1973. Curso de Atualização em Fundações. Seção de Engenharia de Construção. Instituto Militar de Engenharia, 1973.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R., *Fundações, Volume 2.*, Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R., *Fundações, Volume 1*. Nova Ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2004.