

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA
DE MINAS GERAIS – *CAMPUS AVANÇADO PIUMHI*
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Victor Eduardo Camargos

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS COM AUXÍLIO DE PLANILHA
ELETRÔNICA**

Piumhi - MG

2022

Victor Eduardo Camargos

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS COM AUXÍLIO DE PLANILHA
ELETRÔNICA**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais – *Campus* Avançado Piumhi como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Professor Me. Tobias Ribeiro Ferreira

Coorientador: Professor Me. Júnior Henrique Canaval.

Piumhi - MG

2022

C172d Camargos, Victor Eduardo.

Dimensionamento geotécnico de estacas com auxílio de planilha eletrônica [manuscrito] / Victor Eduardo Camargos. – 2022.

110 f. : il.

Orientador: Tobias Ribeiro Ferreira.

Coorientador: Júnior Henrique Canaval.

Trabalho de Conclusão de Curso (bacharelado) – Instituto Federal Minas Gerais. *Campus* Avançado Piumhi, 2022.

1. Fundações (Engenharia). 2. Geotecnia – capacidade de carga. 3. Recalque de estruturas. 4. Planilha de dimensionamento. I. Ferreira, Tobias Ribeiro. II. Canaval, Júnior Henrique. III. Instituto Federal de Minas Gerais. *Campus* Avançado Piumhi. IV. Título.

CDD 624.15

Victor Eduardo Camargos

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS COM AUXÍLIO DE PLANILHA ELETRÔNICA

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais – *Campus Avançado Piumhi* como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Professor Me. Tobias Ribeiro Ferreira

Coorientador: Professor Me. Júnior Henrique Canaval.

Aprovado em: 08 de Junho de 2022 pela banca examinadora:

Piumhi, 08 de junho de 2022.



Documento assinado eletronicamente por **Junior Henrique Canaval, Professor**, em 08/06/2022, às 18:01, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Humberto Coelho de Melo, Professor**, em 08/06/2022, às 18:01, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Stella Maria Gomes Tome, Professora**, em 08/06/2022, às 18:10, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Felipe da Silva Alves, Professor**, em 08/06/2022, às 18:35, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



A autenticidade do documento pode ser conferida no site <https://sei.ifmg.edu.br/consultadocs> informando o código verificador **1220510** e o código CRC **F0F2747A**.

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado ao meu pai Geraldo Admilson Camargos, foi ele quem me sustentou perante todas as dificuldades para que eu pudesse conseguir a realização deste sonho meu e dele.

E à minha avó Francisca Ribeiro Camargos (in memoriam), a lembrança dela molda a forma como enxergo o mundo, de que devemos ajudar o próximo e nunca desistir daquilo que te faz feliz.

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares por todo o incentivo dado durante a realização do curso e à compreensão perante a minha ausência enquanto eu me dedicava à realização deste, em especial à minha mãe Kétria Garcia Pereira e ao meu primo Júnior dos Reis.

À minha namorada Yara Rocha que esteve comigo durante todas as etapas da realização do meu trabalho de conclusão de curso.

Aos meus amigos que estiveram comigo nos momentos felizes e que me acolheram e me apoiaram também nos momentos difíceis que passamos juntos. Esse trabalho é a conclusão de um ciclo na minha vida, e o início desse ciclo eu devo em especial ao meu amigo doutorando em bioquímica pela UFV Bruno Ribeiro Pinto, foi crucial a ajuda dele no meu ingresso à vida acadêmica.

Ao professor Me. Tobias Ribeiro Ferreira por ter sido meu orientador e ao professor Me. Júnior Henrique Canaval por ter sido meu coorientador.

Aos professores convidados da Banca Examinadora, Dr. Felipe da Silva Alves, Me. Stella Maria Gomes Tomé e Me. Humberto Coelho de Melo, que aceitaram o convite em fazer parte deste trabalho dedicando tempo e esforço para que isso pudesse acontecer.

A todos os que tanto contribuíram na minha formação em especial aos professores Me. Thiago Pastre Pereira, Me. Joaquim Barbosa, Me. Gustavo Luz, Me. Ceile C.F. Nunes, Me. Vinícius Barbosa de Paiva, Me. Carla C. Silva e Me. Mônica Barros; eles são parte da minha jornada e carregarei eternamente gratidão por todos.

Aos servidores do IFMG *campus* avançado Piumhi, docentes, direção, administração e demais colaboradores deixo o meu muito obrigado. Um carinho extra pela Me. Eugênia de Souza pedagoga do *campus*, Ana Laura Rabelo Belo e Vânia Soares, que me acolheram e acreditaram em mim desde o primeiro instante.

“Tudo acontece na hora certa.
Tudo acontece, exatamente quando deve
acontecer.”

Albert Einstein

RESUMO

A construção deste trabalho se deu pelo estudo de literaturas base no tema em fundações profundas em estacas, dimensionamento geotécnico a esforços de compressão. São descritos os tópicos necessários ao entendimento sobre o que é uma fundação e quais suas classificações, assim como o comportamento do meio no qual estão inseridas, o solo. Três métodos semiempíricos que geram resultados da capacidade de carga, uma abordagem sobre carga admissível e um fechamento do referencial teórico com o estudo sobre recalques fornecem o necessário para o desenvolvimento da pesquisa, a planilha eletrônica. A planilha foi feita através do *software Microsoft Excel®*. A experiência em relação ao uso e aplicabilidade do software para a pesquisa foram excepcionais. A pesquisa foi validada através de exemplos práticos da literatura e a comparação dos resultados foi satisfatória. Por último na discussão dos resultados é dada uma atenção especial à especificação da norma 6122:2019 quanto à responsabilidade em dimensionar os elementos de fundação ao estado limite último (ELU), assim como o estado limite de serviço (ELS), isso se traduz na verificação dos recalques admissíveis.

Palavras-chave: Fundação profunda em estaca. Capacidade de carga. Recalque em estaca. Planilha para dimensionamento.

ABSTRACT

The construction of this literature study focus on the theme deep foundations in piles, the design work is done through the geotechnical study to the execution of this geotechnical base work. Behaviors are described when understanding what a foundation is all about, as well as the environment to which they are integrated, the integration of the system soil-pile. Semi-empirical methods that generate load resistance, an approach on admissible load and at last the theoretical study of the deformations in pile foundations wich gives the ability to provide the necessary for the development of an electronic spreadsheet. The worksheet is made using Microsoft Excel® software, in relation to the use of the software for a research, the experience and applicability were very satisfying. The worksheet was validated through the comparison of results in the practical examples and the research, gladly everything went well. Finally in the discussion about the specification of the standard 6122:2019 to the sizing of the elements in the final limit status (ELU), as well as the sizing on the service limit status (ELS), this translates into checking the admissible deformations.

Keywords: Deep foundation pile. Load capacity. Deformation in soil-pile structures. Sizing worksheet.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação dos solos quanto à granulometria	23
Figura 2 – Ângulo de atrito interno.	24
Figura 3 – Representação do recalque em fundações superficiais e profundas	27
Figura 4 – Representação do recalque nos prédios de Santos.....	29
Figura 5 – Representação de uma sapata isolada.....	30
Figura 6 – Representação de uma sapata associada	31
Figura 7 – Representação de uma sapata corrida	31
Figura 8 – Representação de uma sapata de divisa	32
Figura 9 – Fenômeno de tração em um bloco de coroamento.....	33
Figura 10 – Vistas de um bloco de coroamento para 1 estaca.....	34
Figura 11 – Recomendação de afastamento da face superior do bloco de coroamento ou baldrame com o piso acabado	34
Figura 12 – Pilar excêntrico sobre um bloco de coroamento.....	35
Figura 13 – Bloco de coroamento com duas estacas.....	35
Figura 14 – Armação de um bloco de coroamento para 1 estaca.....	36
Figura 15 – Vistas de um bloco de coroamento para duas estacas.....	36
Figura 16 – Armação de um bloco de coroamento para duas estacas	37
Figura 17 – Armação de um bloco de coroamento para três estacas	37
Figura 18 – Segunda sugestão de método para armar blocos de coroamento de três estacas.....	38
Figura 19 – Bloco de coroamento para três estacas lineares.....	38
Figura 20 – Bloco de coroamento para quatro estacas.....	39
Figura 21 – Modelos de armação para blocos de coroamento para quatro estacas.	39
Figura 22 – Representação de um tubulão	41
Figura 23 – Representação de um tubulão a ar-comprimido.....	41
Figura 24 – Representação das lâminas de um trado para escavação manual.....	42
Figura 25 – Equipamento de perfuração de estaca Strauss.....	44
Figura 26 – Perfuração de uma estaca trado helicoidal	45
Figura 27 – Concretagem de uma estaca trado helicoidal	45
Figura 28 – Trado de estacas hélice-contínua.	47
Figura 29 – Execução de estacas hélice-contínua.....	47

Figura 30 – Vista superior de uma estaca barrete.....	49
Figura 31 – Clam shell acoplado a guindastes.....	49
Figura 32 – Lama bentonítica sendo utilizada na perfuração de um estação.....	50
Figura 33 – Processo executivo de estacas Franki.....	51
Figura 34 – Processo executivo de estacas raiz.....	52
Figura 35 – Estacas pré-moldadas de concreto centrifugado.....	54
Figura 36 – Estacas pré-moldadas de aço.....	55
Figura 37 – Processo executivo de estacas mega pré-moldadas.....	56
Figura 38 – Gráfico carga x recalque.....	59
Figura 39 – Distribuição normal dos valores de capacidade de carga.....	70
Figura 40 – Representação da perda de capacidade de cargas em grupos de estaca.....	74
Figura 41 – Diagrama de esforço simplificado.....	76
Figura 42 – Recalque do solo.....	78
Figura 43 – Propagação de ponta devido à reação de ponta.....	78
Figura 44 – Propagação de cargas devido às reações laterais.....	79
Figura 45 – Aplicação da recomendação para estimar a provável cota de assentamento de estacas.....	83
Figura 46 – Interdependência entre as metodologias de projeto.....	85
Figura 47 – Fluxograma da metodologia empregada para a pesquisa.....	86
Figura 48 – Fluxograma da entrada de dados para a planilha.....	87
Figura 49 – Fluxograma da rotina computacional para a planilha.....	89
Figura 50 – Dados de entrada para os valores obtidos com o ensaio SPT.....	90
Figura 51 – Método Aoki-Velloso (1975).....	90
Figura 52 – Método de Décourt-Quaresma (1978).....	91
Figura 53 – Método de Teixeira (1996).....	91
Figura 54 – Indicação de Velloso (1991).....	91
Figura 55 – Método Cintra e Aoki (2010) para recalque.....	92
Figura 56 – Gráfico dos valores de capacidade de carga fornecidos pela planilha...	92
Figura 57 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 1.....	94
Figura 58 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 3.....	96
Figura 59 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 4.....	97

LISTA DE QUADRO

Quadro 1 – Resistência do solo	22
Quadro 2 – Relação de custo unitário por tf entre diversas estacas	82
Quadro 3 – Carga de catálogo para estacas broca.....	104
Quadro 4 – Carga de catálogo para estacas Strauss.....	104
Quadro 5 – Carga de catálogo para estacas trado helicoidal.....	104
Quadro 6 – Carga de catálogo para estacas hélice-contínua.....	104
Quadro 7 – Carga de catálogo para estações.....	104
Quadro 8 – Carga de catálogo para estacas barrete	105
Quadro 9 – Carga de catálogo para estacas Franki.....	105
Quadro 10 – Carga de catálogo para estacas raiz	105
Quadro 11 – Aproximação para cargas de catálogo de estacas pré-moldadas de madeira	106
Quadro 12 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas circulares de concreto centrifugado	106
Quadro 13 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas quadradas de concreto vibrado e adensado.....	106
Quadro 14 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas de aço	106
Quadro 15 – Carga de catálogo para variadas estacas	107
Quadro 16 – Carga de catálogo para variadas estacas pré-moldadas de aço.....	108
Quadro 17 – Aproximação para a carga de catálogo em estacas de madeira.....	108
Quadro 18 – Carga de catálogo para estacas escavadas.....	108
Quadro 19 – Carga de catálogo de outros tipos de estacas.....	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.....	25
Tabela 2 – Peso específico de solos granulares.....	26
Tabela 3 – Volumes indicados para a ponta de estacas Franki.....	60
Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α	63
Tabela 5 – Fatores de correção F_1 e F_2	64
Tabela 6 – Valores de F_1 e F_2	65
Tabela 7 – Classificação de solos pelo diâmetro.....	67
Tabela 8 – Valores de α em função do tipo de solo e do tipo de estaca.....	67
Tabela 9 - Valores de β em função do tipo de solo e do tipo de estaca.....	68
Tabela 10 – Valores de α para a formulação de Teixeira (1996).....	69
Tabela 11 – Valores de β para a formulação de Teixeira (1996).....	69
Tabela 12 – Valores de rL para estacas pré-moldadas em solos argilosos moles sensíveis.....	69
Tabela 13 – Valos limite do N_{spt} para a cota de assentamento.....	82
Tabela 14 – Resultados do exemplo 1 em comparação com a planilha.....	94
Tabela 15 – Resultados do exemplo 2 em comparação com a planilha.....	95
Tabela 16 – Resultados do exemplo 3 em comparação com a planilha.....	96
Tabela 17 – Resultado do exemplo 4 em comparação com a planilha (Strauss).....	97
Tabela 18 – Resultado do exemplo 4 em comparação com a planilha (Hélice- contínua).....	98
Tabela 19 – Carga de catálogo tradicional e Carga estrutural admissível para estaca escavada com trado helicoidal.....	107

LISTA DE SÍMBOLOS

L	Comprimento
P	Força vertical aplicada na cabeça da estaca
r_L	Tensão de atrito lateral
r_P	Tensão resistente de ponta
Δ_L	Espessura de um segmento da estaca ou camada de solo (solo estratificado)
R	Capacidade de carga do elemento de fundação
R_L	Resistência lateral
R_P	Resistência de ponta
D	Diâmetro
A_P	Área da seção transversal da ponta ou base da estaca
q_c	Resistência de ponta do cone CPT
f_s	Atrito lateral na luva de bengemann
F_1	Fator de correção para q_c
F_2	Fator de correção para f_s
K	Coeficiente (varia com o tipo de solo)
N_{spt}	Índice de resistência à penetração
α	Razão de atrito para Aoki-Velloso
N_p	Índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca Índice de resistência à penetração médio na camada de solo de
N_L	espessura Δ_L
C	Coeficiente característico do solo
α'	Fator de correção para a resistência de ponta para Décourt-Quaresma
β'	Fator de correção para a resistência lateral para Décourt-Quaresma
α''	Fator de correção para a resistência de ponta para Teixeira
β''	Fator de correção para a resistência lateral para Teixeira
C'	Coesão não drenada
φ	Ângulo de atrito interno da areia
σ_v	Tensão vertical efetiva, tensão geostática
γ	Peso específico efetivo do solo
R_K	Resistência característica no E.L.U

γ_m	Coeficiente de ponderação das resistências características
S_k	Solicitações características
γ_f	Coeficiente de ponderação das solicitações características
ρ_e	Recalque estrutural - encurtamento elástico da estaca
ρ_s	Recalque do solo - distância C da base da estaca até o indeslocável
ρ	Recalque total da estaca
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$\rho_{s,P}$	Recalque do solo devido à reação de ponta
$\rho_{s,L}$	Recalque do solo devido à reação das cargas laterais

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	OBJETIVOS	19
1.1.1	<i>Objetivo geral</i>	19
1.1.2	<i>Objetivos específicos</i>	19
1.1.3	<i>Justificativa</i>	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	21
2.1	Abordagem sobre mecânica dos solos.....	21
2.1.1	<i>Ensaio de penetração de cone CPT e CPTu</i>	21
2.1.2	<i>Sondagem simples de reconhecimento do solo SPT</i>	22
2.1.3	<i>Classificação dos solos pela granulometria</i>	23
2.1.4	<i>Coesão e ângulo de atrito</i>	24
2.1.5	<i>Peso específico</i>	25
2.1.6	<i>Lençóis freáticos no solo</i>	26
2.1.7	<i>Atrito negativo e o efeito de tschebotarioff</i>	27
2.2	Fundações superficiais.....	28
2.2.1	<i>Sapata isolada</i>	29
2.2.2	<i>Sapatas associadas</i>	30
2.2.3	<i>Sapatas de divisa</i>	31
2.3	Blocos de coroamento.....	32
2.3.1	<i>Blocos de coroamento para 2 estacas</i>	36
2.3.2	<i>Blocos de coroamento para 3 estacas</i>	37
2.3.3	<i>Blocos de coroamento para 4 estacas</i>	38
2.4	Fundações profundas	39
2.4.1	<i>Tubulões</i>	40
2.4.2	<i>Estacas moldadas in loco</i>	42
2.4.2.1	Estacas do tipo broca	42
2.4.2.2	Estacas strauss	43
2.4.2.3	Estacas trado helicoidal.....	44
2.4.2.4	Estacas hélice-contínua	46
2.4.2.5	Estacas escavadas com lama bentonítica.....	48
2.4.2.6	Estacas franki.....	50
2.4.2.7	Estaca injetada raiz	51

2.4.3	<i>Estacas pré-moldadas</i>	52
2.4.3.1	Estacas de madeira.....	53
2.4.3.2	Estacas pré-moldadas de concreto armado e protendido	53
2.4.3.3	Estacas de aço.....	54
2.4.3.4	Estacas de reação: estacas mega.....	55
2.5	Carga de catálogo	56
2.6	Capacidade de carga geotécnica para estacas	57
2.6.1	<i>Métodos teóricos</i>	61
2.6.2	<i>Métodos semiempíricos</i>	61
2.6.2.1	Método Aoki-Velloso (1975)	61
2.6.2.2	Método Décourt-Quaresma (1978).....	66
2.6.2.3	Método Teixeira (1996)	68
2.6.2.4	Recomendação de Velloso (1991)	70
2.7	Carga admissível para estacas	70
2.7.1	<i>Efeito de grupo</i>	73
2.8	Recalques em estacas	74
2.8.1	<i>Encurtamento elástico</i>	75
2.8.2	<i>Recalques do solo</i>	77
2.8.3	<i>Recalque em grupos de estacas</i>	80
2.9	Escolha do tipo de estaca	81
2.9.1	<i>Metodologia de projeto</i>	84
2.9.2	<i>Interdependência das metodologias</i>	85
3	METODOLOGIA	86
4	PLANILHA PARA DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS	
	87	
4.1	Rotina de cálculo	88
4.2	Aplicação da planilha em exemplos práticos	93
4.2.1	<i>Exemplo aplicado 1</i>	93
4.2.2	<i>Exemplo aplicado 2</i>	94
4.2.3	<i>Exemplo aplicado 3</i>	95
4.2.4	<i>Exemplo aplicado 4</i>	96
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	99

5.1	Resultados e discussões.....	99
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	100
	REFERÊNCIAS.....	101
	ANEXOS A.....	104

1 INTRODUÇÃO

A Engenharia Geotécnica é um ramo da Engenharia Civil que contempla a mecânica dos solos, a mecânica das rochas e a geologia de engenharia, assim como o estudo e a pesquisa de estruturas que interagem com o solo. O engenheiro civil é um profissional que pode se especializar na área, mas arquitetos que também são profissionais da construção civil devem entender do assunto. Uma arquitetura que tenha maiores cargas ou menores cargas, seja verticalizada ou horizontalizada, influencia diretamente na fundação adotada e na economia ou não desse elemento. (Rebello, 2008)

Ao estudarmos geotecnia temos de entender que qualquer estrutura de engenharia que esteja envolvida e designada a descarregar esforços no solo possuem duas partes a serem dimensionadas. Na primeira parte são considerados os carregamentos que ela irá receber e a peça estrutural resistir, já a segunda parte é o descarregamento dessas cargas ao solo, este também carece de investigação e cálculos para dimensionamento contra a ruptura do mesmo, prezando pela integridade e segurança dos usuários. (Rebello, 2008)

Berberian (2015) fala sobre fundações como sendo os elementos estruturais da interação solo-estrutura que irão receber os esforços da obra e descarrega-los ao solo. Existem dois grupos, as fundações rasas ou superficiais que são as sapatas, os radiers e os blocos, e as fundações profundas que são as estacas e tubulões.

A NBR 6122:2019 ainda classifica as fundações profundas em estacas como estruturas que transmitem ao solo a carga da superestrutura em duas partes, pela base através da reação de ponta da estaca e pelo fuste através da reação de atrito lateral, geralmente combinadas, e com no mínimo 3 metros de profundidade.

Os métodos propostos para o cálculo dessas estruturas são chamados estatísticos, teóricos quando desenvolvidos pelas leis da mecânica dos solos e semiempíricos quando correlacionados com valores de ensaios práticos, cada um com suas particularidades e considerações. De maneira geral, os métodos semiempíricos foco desta pesquisa, são predominantes atualmente para o cálculo da capacidade de carga em fundações profundas, pois, os métodos teóricos dependem de parâmetros difíceis de serem obtidos com precisão. (Cintra & Aoki, 2010)

Com o resultado dos métodos para o dimensionamento geotécnico, contamos com a inserção dos fatores de segurança que são essenciais e fornecidos pelas literaturas especializadas e pela norma, a ABNT 6122:2019.

Por último uma fundação deve ser segura, isso é, atender aos requisitos em estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) sem que haja ruptura do elemento ou comprometimento das funcionalidades do mesmo. Há também a preocupação quanto ao cumprimento do prazo estabelecido em projeto para entrega da obra, pois, essa parte é diretamente ligada a intempéries, chuva, vento, etc..., com isso previsto, temos que fazer um planejamento correto alinhado a uma boa gestão para que não ocorram atrasos. O custo da estrutura é diretamente ligado a todos esses fatores, e desde que não ocorram complicações na obra, é estimado um valor em torno de 4,5% do custo global. (Berberian, 2015).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Apresentar a revisão bibliográfica sobre fundações profundas em estacas e uma abordagem mais ampla e menos aprofundada sobre os assuntos que são pertinentes ao tema, como os ensaios que existem para a classificação dos solos, e as demais fundações em geral, transmitindo a ideia da multidisciplinaridade que envolve o tema.

Aplicação dos conceitos desenvolvidos para a construção de uma planilha eletrônica capaz de reproduzir a carga admissível e o recalque de estacas.

1.1.2 Objetivos específicos

A partir da teoria estudada, elaborar uma planilha eletrônica multidisciplinar, visando automatizar os cálculos necessários para obtenção da capacidade de carga geotécnica, carga admissível e recalque para fundações profundas em estacas submetidas a esforços de compressão.

1.2 Justificativa

A pesquisa no ramo da geotecnia é de suma importância dada a necessidade de profissionais no mercado que façam com responsabilidade projetos com a dada atenção que merece, fazendo os ensaios de solo que são necessários assim como preconizado na NBR 6122:2019.

“Para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT)” (NBR 6122:2019).

O produto desta pesquisa traz ao ramo da Engenharia Civil mais uma ferramenta gratuita embasada nas bibliografias clássicas da Engenharia Geotécnica e em consonância com a NBR 6122:2019, destinada aos profissionais da área e também aos estudantes que precisem de uma ferramenta de comparação para resultados de exercícios.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Abordagem sobre mecânica dos solos

A mecânica dos solos é a ciência que se aprofunda no estudo das propriedades dos solos e de como eles trabalham de acordo com tais valores, propriedades como a granulometria, peso específico, umidade, índice de vazios, porosidade, saturação, limite de liquidez, limite de plasticidade, limite de contração e compacidade em caso do solo ser uma areia. (Rebello, 2008)

As aplicações práticas dessas propriedades na determinação da resistência de fundações e na escolha do tipo delas são, em geral, escassas, porém, em casos mais específicos onde é necessária uma maior precisão na determinação da resistência do solo esses índices são aplicados. Possuem um gasto maior de tempo para a realização dos ensaios em laboratório e isso gera também um custo maior. (Rebello, 2008)

2.1.1 Ensaio de penetração de cone CPT e CPTu

É um tipo de sondagem para a determinação da resistência do solo, chamado de ensaio de cone (*CPT*) ou ensaio de cone piezométrico (*CPTu*), realizado pela cravação de uma ponteira e uma ponteira porosa respectivamente, em que a penetração dessa ponteira no solo é constante. Essa penetração constante fornece mais dados, sendo isso uma vantagem. Os valores do teste são dados através da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral do cone (f_s), além da medida de poropressão pelo *CPTu*.

Os ensaios garantem uma estratigrafia do solo feita através de uma carta de classificação de solo (*SBT*), com alguns dados extras de aplicação direta em projetos, como o estado em que se encontra o solo *in situ*, a rigidez e a compressibilidade, o adensamento e a permeabilidade.

A norma brasileira NBR 12069:1991 era a responsável pelos ensaios, porém, foi cancelada. O ensaio ainda é feito no Brasil seguindo as normas internacionais ASTM D3441-16 e ASTM 5778-20.

É possível através de correlações transformar qc e fs em valores de N_{spt} para aplicação em métodos semiempíricos de obtenção da capacidade de carga em estacas.

2.1.2 Sondagem simples de reconhecimento do solo SPT

É o ensaio de sondagem mais realizado, em que os métodos semiempíricos em sua maioria correlacionam suas fórmulas ao N_{spt} obtido desse ensaio. O procedimento de realização desse ensaio é regulamentado pela NBR 6484:2020 que segue uma padronização na perfuração, tendo o peso do amostrador de 65 Kg sendo solto a uma altura de 75 cm. A perfuração é feita a partir de 1 m sendo de interesse os 45 cm finais em cada camada de 1 m, contando-se intermediariamente o número de golpes necessários para a perfuração de 15 cm, como resultado imediato ao fim da perfuração temos o valor de N_{spt} . A consistência, compacidade e a coesão da camada são analisadas posteriormente através da amostra que é coletada durante o ensaio.

A NBR 8036:1983 faz a normalização de quantos furos devem existir na realização do ensaio SPT. Deve ser obedecido o mínimo de 3 furos que não podem estar alinhados, e para cada 400 m² a realização de um novo furo, sendo a distância mínima entre os furos de 8 m e a máxima de 25 m.

É possível com o N_{spt} em mãos fazer a estimativa da resistência do solo, o Instituto de pesquisa tecnológica (IPT) fornece valores de resistência do solo, apresentados no Quadro 1 abaixo.

Quadro 1 – Resistência do solo

Tipo de solo	Número de golpes (SPT)	Taxa do solo (kgf/cm ²)
Areia e silte	0 a 4	0 a 1
	5 a 8	1 a 2
	9 a 18	2 a 3
	19 a 40	≥4
Argila	0 a 2	0 a 0,25
	3 a 5	0,5 a 1
	6 a 10	1,5 a 3
	11 a 19	3 a 4
	≥19	≥4

Fonte: Rebello, 2008 *apud* IPT.

2.1.3 Classificação dos solos pela granulometria

Quando é feito um ensaio de sondagem SPT, uma amostra é levada ao laboratório para ser feita a classificação dos solos com base na granulometria e alguns outros parâmetros. (Rebello, 2008)

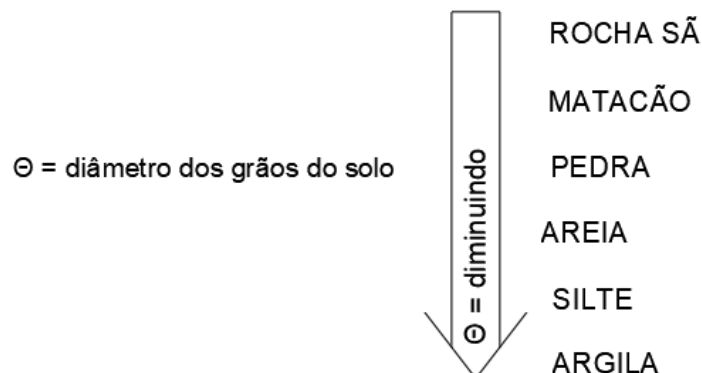
É importante ter em mente algumas premissas, de que o solo é derivado de rochas, e que as rochas sofrem ao longo do tempo deterioração física, química, etc. isso promove o surgimento de grãos menores. (Rebello, 2008)

As argilas apresentam diâmetro abaixo de 0,002 mm, tem uma característica plástica, isso é, quando uma amostra é manuseada pode-se facilmente moldar formas diferentes sem desagregação da amostra. Isso ocorre porque a ligação das partículas é uma ligação atômica de hidrogênio ou oxigênio, esse tipo de ligação mais forte entre as partículas de argila torna o solo coeso. (NBR 6502:2022)

Os siltes variam de 0,002 mm a 0,06 mm, e são solos que estão intermediários entre as argilas e as areias. (NBR 6502:2022)

Por fim as areias são solos que variam de 0,06 mm a 2 mm, por seu tamanho ser grande é de fácil identificação e diferente das argilas as areias não possuem ligação atômica entre suas partículas, são solos chamados de granulares e a característica mais relevante aqui é a compactidade, sendo as areias mais ou menos compactas, a Figura 1 mostra a relação dos solos com o diâmetro dos grãos. (NBR 6502:2022)

Figura 1 – Classificação dos solos quanto à granulometria



2.1.4 Coesão e ângulo de atrito

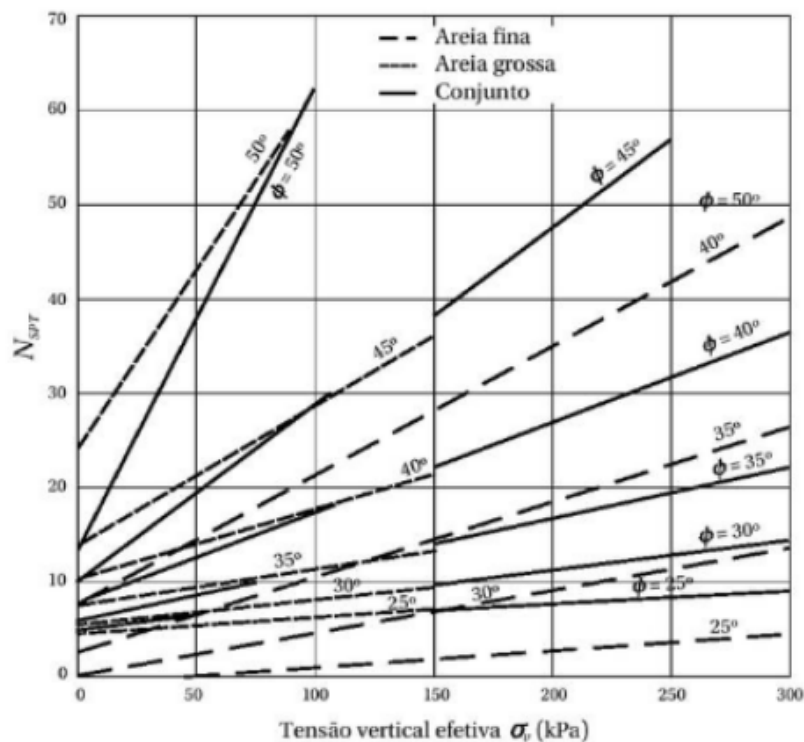
A coesão pertinente a solos argilosos e o ângulo de atrito aos solos granulares, são parâmetros importantes que serão utilizados em diversas correlações. Para a obtenção destes, a coesão não drenada das argilas e o ângulo de atrito das areias, quando não existirem ensaios laboratoriais, é feita correlações empíricas com o índice de resistência à penetração N_{spt} .

Teixeira e Godoy (1996) apresentam a seguinte relação:

$$c = 10 \times N_{spt} \text{ [KPa]} \quad \text{Equação 1}$$

Para o ângulo de atrito das areias (ϕ) são feitas correlações estatísticas entre a tensão vertical efetiva (σ_v) e o índice de resistência à penetração (N_{spt}), considerando-se também o efeito de confinamento das areias, através da Figura 2 abaixo podemos obter o valor do ϕ .

Figura 2 – Ângulo de atrito interno.



Percebe-se através do ábaco apresentado na Figura 2, que com um valor constante de ϕ , para valores maiores da tensão vertical efetiva teremos conseqüentemente também maiores valores do índice de resistência à penetração (N_{spt}) e quando mantemos constante o valor de N_{spt} e aumentamos a tensão vertical efetiva (σ_v) ou seja a profundidade, temos uma redução para os valores do ângulo de atrito da areia.

Através de duas formulações conseguimos obter o valor do ângulo de atrito das areias, formulações estas baseadas em correlações empíricas com o N_{spt} .

Godoy (1983) e Teixeira (1996) apresentam respectivamente:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{spt} \quad \text{Equação 2}$$

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{spt}} + 15^\circ \quad \text{Equação 3}$$

2.1.5 *Peso específico*

Outro importante parâmetro para os solos em geral é o seu peso específico, e caso este seja necessário e não sejam realizados ensaios laboratoriais, podemos obter seus valores estimados para as argilas através de sua consistência e para as areias através de sua compactidade, ambos os casos dados pela Tabela 1 e Tabela 2 em função do N_{spt} de acordo com a NBR 6484:2020.

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.

N_{spt}	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Tabela 2 – Peso específico de solos granulares.

N _{spt}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 a 8	Pouco compacta	16	18	19
9 a 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 a 40	Compacto	18	20	21
>40	Muito compacta	18	20	21

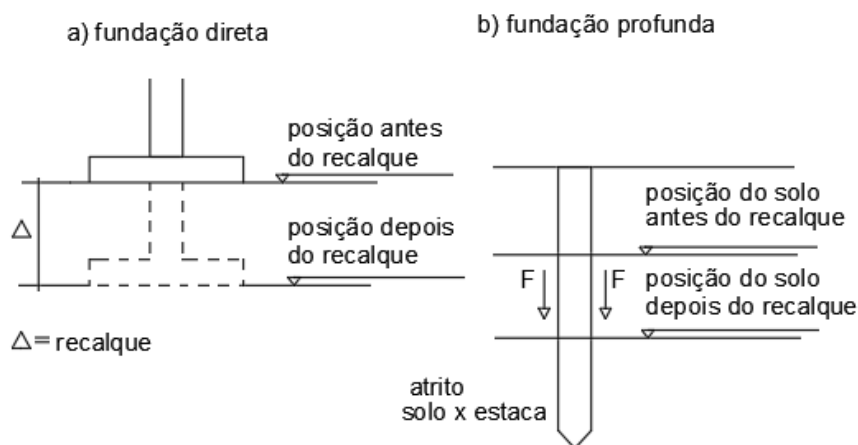
Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

2.1.6 Lençóis freáticos no solo

Quando feita a sondagem SPT e encontrada água no solo, essa água é de um lençol freático que pode estar livre, sob pressão ou se tratar de um aquífero suspenso que é uma porção de água que fica retida sobre uma camada impermeável, se for o caso de existir um aquífero e ele não for detectado durante a sondagem, durante o processo de execução da fundação podem ocorrer problemas. (Rebello, 2008)

Um fenômeno que existe em solos submersos chamado subpressão ou ainda pressão neutra, é a atuação do empuxo da água sob os solos, uma força que reduz a tensão efetiva do solo. Algumas implicações práticas surgem quando há alteração desse fenômeno, caso a água contida no solo for retirada, o empuxo de água se cessa e a tensão efetiva aumenta, sem água também há o aumento dos vazios do solo e a soma desses fatores é o estopim de um possível recalque que é a movimentação descendente do solo e isso é sinônimo de atrito negativo para fundações profundas em estacas (Figura 3). (Rebello, 2008)

Figura 3 – Representação do recalque em fundações superficiais e profundas



Fonte: Rebello, 2008.

2.1.7 Atrito negativo e o efeito de tschebotarioff

O atrito negativo é um efeito que pode surgir para estacas que estão em solos adensáveis, esse efeito acontece quando o recalque da camada adensável do solo devido ao lançamento de sobrecargas na superfície, aterros, rebaixamento do lençol freático, etc., chega a superar o próprio recalque da estaca. Camada adensável essa que antes gerava atrito lateral positivo somando na resistência e agora passa a somar na sobrecarga da estaca. (Cintra & Aoki, 2010)

Esse efeito em especial é um pouco problemático porque essa sobrecarga que a camada adensável passa a gerar na estaca não é previsto pelo engenheiro de estruturas quando fornecidas as cargas de pilares ao engenheiro responsável pelas fundações e as provas de carga também não o contemplam, o atrito negativo se dá início apenas no processo de adensamento do solo. (Cintra & Aoki, 2010)

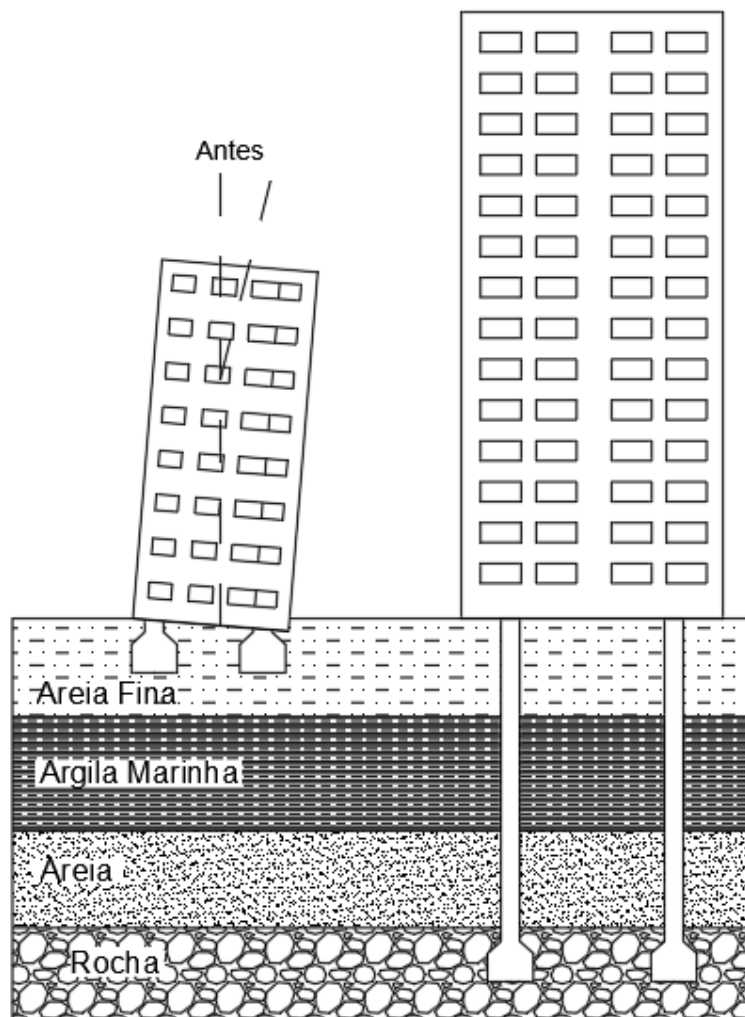
Solos adensáveis ainda podem apresentar um outro efeito muito indesejável, o efeito Tschebotarioff assim chamado quando estacas em solos adensáveis recebem sobrecargas unilaterais e isso acaba gerando esforços horizontais nas estacas devido às cargas verticais assimétricas, isso é capaz de gerar grandes deslocamentos e possível ruptura da estaca. (Cintra & Aoki, 2010)

2.2 Fundações superficiais

Em uma edificação deve ser feita a escolha do tipo de fundação, podendo ser uma fundação superficial também chamada de rasa ou uma fundação profunda. A fundação superficial tem a vantagem de sempre ser mais barata caso atenda os critérios mínimos de sondagem necessários para tal, são eles, um N_{spt} de 8 em sua cota de assentamento e também ter essa cota de assentamento com no máximo 2 metros de profundidade. Esse tipo de fundação provoca tensões consideráveis em camadas inferiores à sua cota de assentamento, essas tensões criam o chamado bulbo de tensões, e devido a este, uma especificação adicional existe para as camadas abaixo da cota de assentamento, elas devem possuir N_{spt} não decrescente. (Rebello, 2008)

Um caso bastante disseminado onde os bulbos de tensões provocaram problemas de recalques inesperados são os prédios construídos na década de 70 na orla de Santos (Figura 4), esses prédios feitos sobre fundações superficiais e apoiadas em uma camada de areia firme não suficientemente espessa para conter toda a tensão inerente ao grande peso dos edifícios. Visto que o bulbo de tensões afeta camadas mais profundas que no caso eram camadas de argila marinha mole de N_{spt} inferior, o resultado foram grandes recalques estimulados pelo bulbo de tensões da construção e de bulbos de tensões de prédios vizinhos, uma soma de tensões de bulbos próximos. (Martino, 2021)

Figura 4 – Representação do recalque nos prédios de Santos

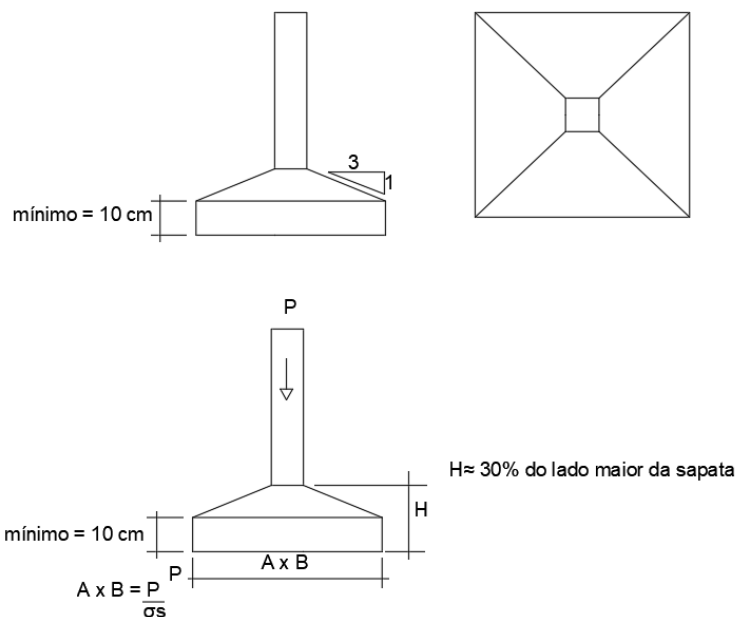


Fonte: MARTINO, Giovana. A história dos edifícios tortos de Santos. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/961668/a-historia-dos-edificios-tortos-de-santos>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.2.1 Sapata isolada

Sapatas isoladas são fundações superficiais que recebem as cargas da superestrutura pontualmente, como por exemplo um pilar ou mesmo uma viga passando sobre (Figura 5). Ela resiste bem aos esforços de compressão, cortante e momento, com a dimensão variando em função tanto da grandeza das cargas quanto da resistência do solo a qual se encontra apoiada. (Rebello, 2008)

Figura 5 – Representação de uma sapata isolada

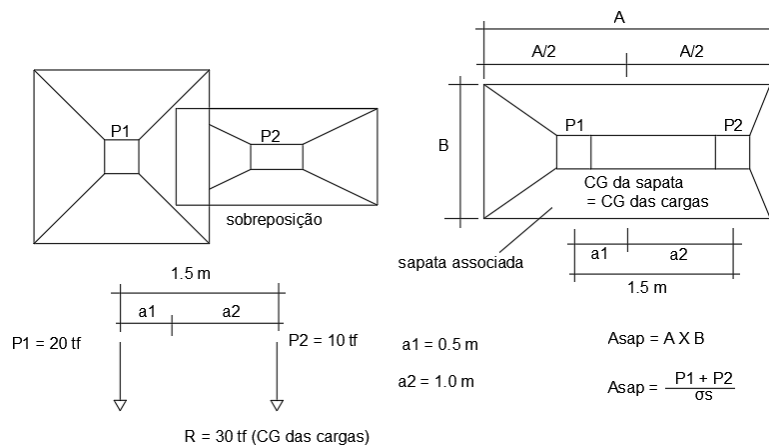


Fonte: Rebello, 2008.

2.2.2 Sapatas associadas

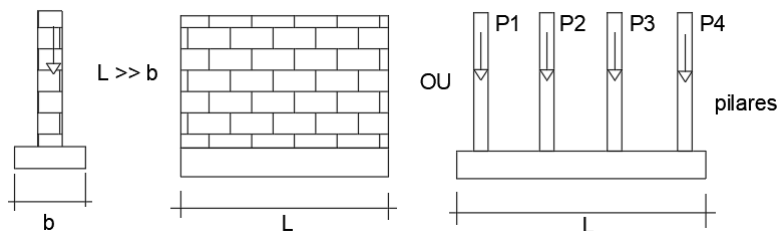
Assim como as sapatas isoladas, as sapatas associadas apresentam características semelhantes, se diferem uma da outra quanto a forma que recebem as cargas da superestrutura (Figura 6). Antes existia apenas um ponto de aplicação agora são dois pontos de aplicação de carga, sendo solução para os casos onde dois pilares muito próximos iriam precisar de duas sapatas com dimensões que iminentemente se coincidiriam. Um caso particular das sapatas associadas é a sapata corrida onde se extrapola o número de pilares (Figura 7). (Rebello, 2008)

Figura 6 – Representação de uma sapata associada



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 7 – Representação de uma sapata corrida



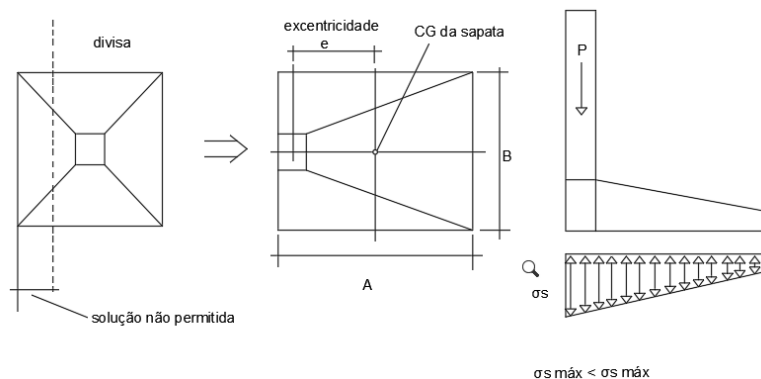
Fonte: Rebello, 2008.

2.2.3 Sapatas de divisa

Sapata de divisa é o nome dado a uma sapata que tem um ou até mesmo dois de seus lados alinhados com o terreno vizinho, servindo de suporte para um pilar que também fica alinhado com o terreno vizinho (Figura 8). Não sendo permitida a invasão do terreno vizinho, essa sapata tem a característica de receber a carga do pilar excentricamente ao eixo de seu centro de gravidade (C.G), esse desalinhamento de eixos do pilar com o da sapata faz com que grandes momentos que tendem a tombar a sapata se tornem um problema. Sapatas de grandes dimensões surgem como solução ou sempre que possível visando a economia, a realização de uma viga alavanca que liga a base da sapata de divisa à um

contrapeso na outra ponta, podendo ser esse contrapeso uma outra sapata ou até mesmo um bloco construído para tal finalidade. (Rebello, 2008)

Figura 8 – Representação de uma sapata de divisa

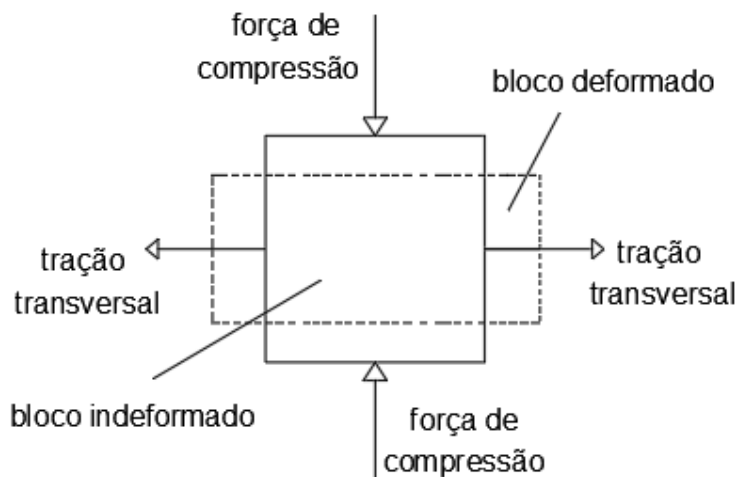


Fonte: Rebello, 2008.

2.3 Blocos de coroamento

Os blocos de coroamento são estruturas de concreto armado criadas para receber a carga dos pilares e transmitir elas às fundações profundas em estacas ou tubulões, diferente das fundações rasas que fazem a ligação diretamente com o pilar sem o intermédio de outras estruturas. São estruturas armadas porque, mesmo que sujeitas apenas a compressão, sua forma robusta faz com que ele sofra deformações horizontais gerando tração no concreto (Figura 9). O pilar transmite de forma uniforme sua carga ao bloco de coroamento, isso é, um pilar de 20 tf irá transferir 20 tf ao bloco de coroamento e o mesmo irá ter conectado a ele uma estaca com capacidade de carga de 20 tf ou duas estacas com capacidade de carga de 10 tf cada. (Rebello, 2008)

Figura 9 – Fenômeno de tração em um bloco de coroamento



Fonte: Rebello, 2008.

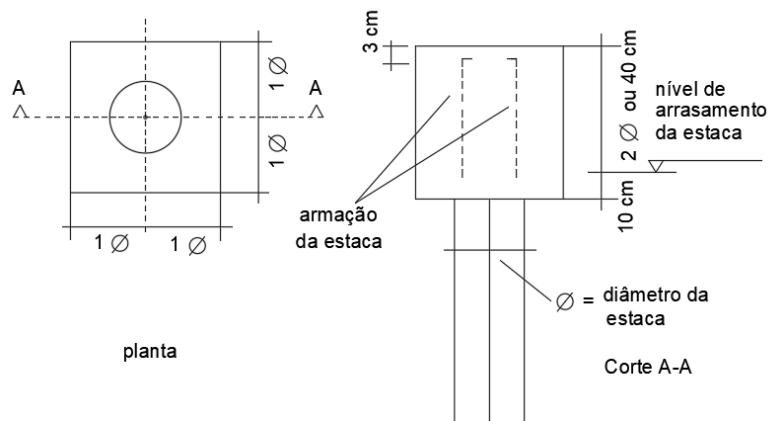
De acordo com Rebello (2008), algumas verificações mínimas devem ser obedecidas para todos os casos, uma distância mínima do eixo do pilar até sua face de 1 diâmetro da estaca, altura mínima do bloco deve ser de 2 diâmetro ou 40 cm adotando-se o maior valor a favor da segurança, cobrimento mínimo de 3 cm e a estaca deve penetrar no bloco um comprimento mínimo de 10 cm garantindo a ligação entre os dois elementos e a transmissão correta dos esforços, e ainda de acordo com a NBR 6118:2014 é necessário uma espessura mínima de 20 cm (Figura 10).

No projeto da fundação é previsto o travamento do bloco de coroamento nas duas direções com vigas de equilíbrio caso as estacas não sejam dimensionadas para resistir a esforços de momento fletor e cortante, logo quem irá absorver o momento fletor e os esforços cortante do pilar são as vigas de equilíbrio havendo assim uma redistribuição de forças na base do pilar que irão para o bloco de coroamento e chegando apenas esforços de compressão na estaca, essas vigas de equilíbrio podem ser construídas sobre o bloco ou com sua face superior coincidindo com a face superior do bloco, sendo a primeira solução mais comum em obras maiores onde a etapa de concretagem do bloco de coroamento não coincide com a concretagem da viga de equilíbrio (Figura 12). (Rebello, 2008)

O autor também faz a recomendação prática de executar uma profundidade mínima entre a face superior do bloco de coroamento e o piso acabado

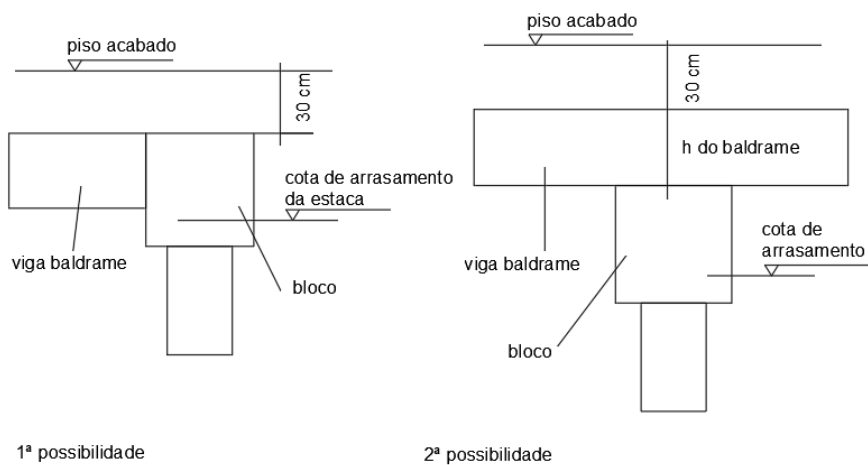
de 30 cm, isso é para garantir que não haja incompatibilidades entre o bloco de coroamento e as instalações hidráulicas, principalmente as de esgoto (Figura 11).

Figura 10 – Vistas de um bloco de coroamento para 1 estaca



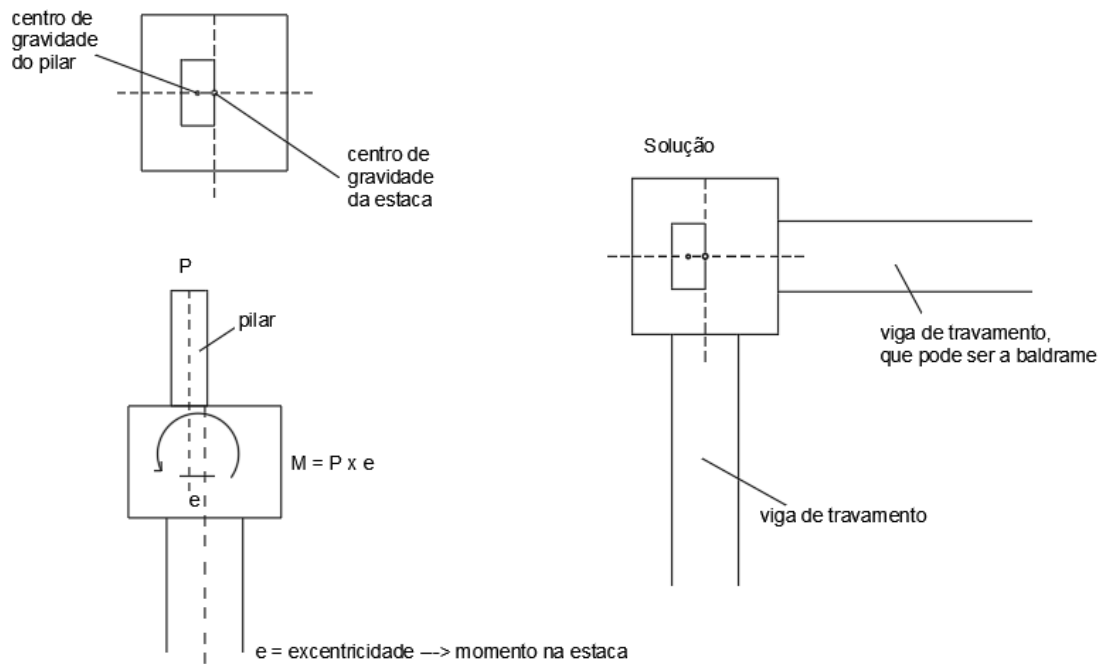
Fonte: Rebello, 2008.

Figura 11 – Recomendação de afastamento da face superior do bloco de coroamento ou baldrame com o piso acabado



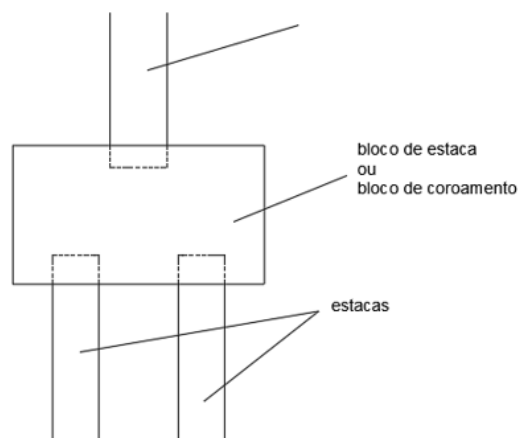
Fonte: Rebello, 2008.

Figura 12 – Pilar excêntrico sobre um bloco de coroamento



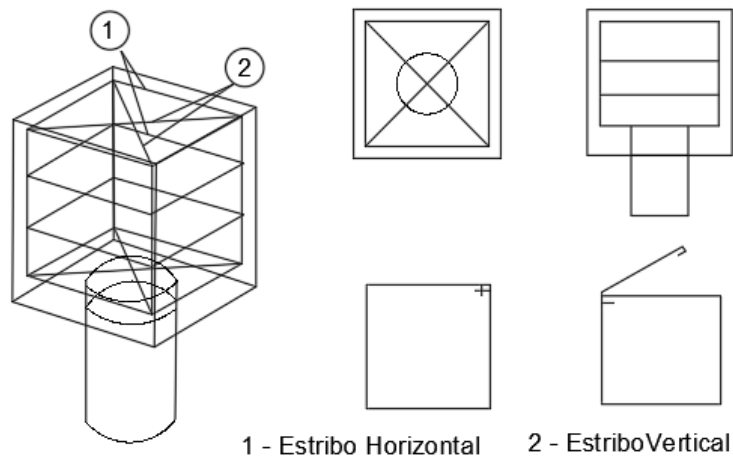
Fonte: Rebello, 2008.

Figura 13 – Bloco de coroamento com duas estacas



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 14 – Armação de um bloco de coroamento para 1 estaca

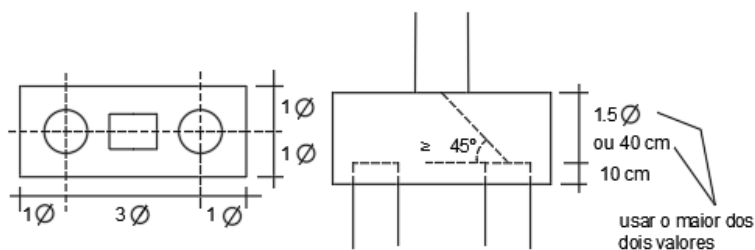


Fonte: Rebello, 2008.

2.3.1 Blocos de coroamento para 2 estacas

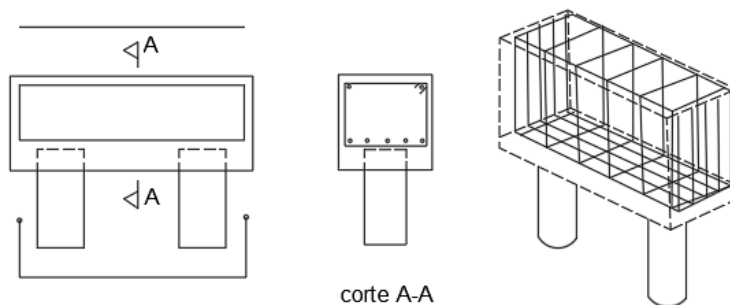
Nos blocos de coroamento para duas estacas temos que garantir todas as recomendações anteriores e ainda assegurar que a distância mínima entre as duas estacas seja de 2,5 a 3 diâmetros dependendo se são estacas moldadas *in loco* ou estacas pré-moldadas respectivamente, na prática adota-se sempre 3 diâmetros de distância para evitar confusões (Figura 15). Sobre a altura do bloco temos uma nova exigência mínima de manter-se sempre uma angulação mínima de 45° entre os eixos da estaca e do pilar, isso garante a rigidez do bloco. (Rebello, 2008)

Figura 15 – Vistas de um bloco de coroamento para duas estacas



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 16 – Armação de um bloco de coroamento para duas estacas

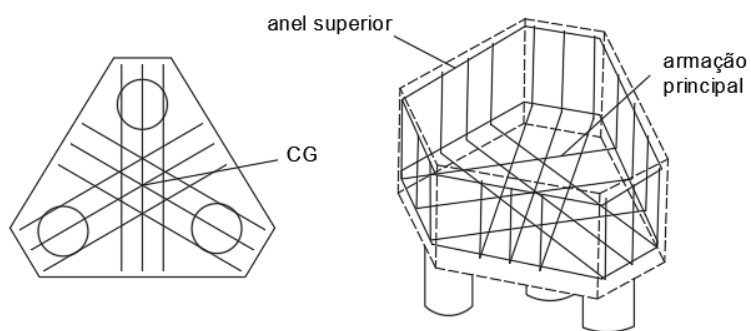


Fonte: Rebello, 2008.

2.3.2 Blocos de coroamento para 3 estacas

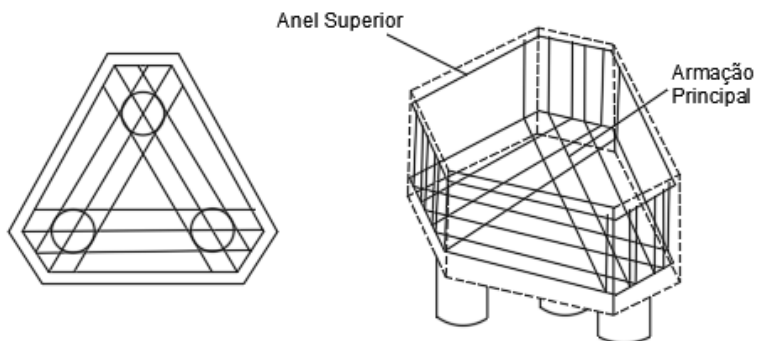
Os blocos de coroamento para três estacas devem garantir todas as exigências anteriores, mudando principalmente a disposição das armaduras, onde são colocadas de forma que passem pelo centro das estacas em direção ao centro do bloco (Figura 17), ou passando pelo centro das estacas e paralelamente às faces do bloco (Figura 18). (Rebello, 2008)

Figura 17 – Armação de um bloco de coroamento para três estacas



Fonte: Rebello, 2008.

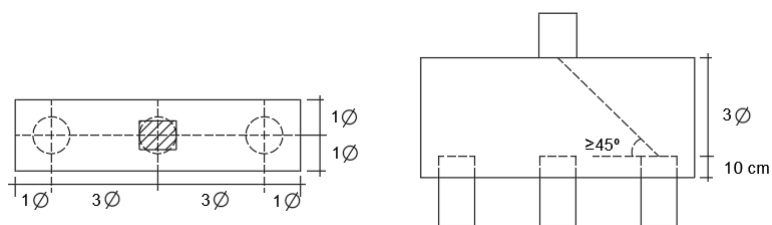
Figura 18 – Segunda sugestão de método para armar blocos de coroamento de três estacas



Fonte: Rebello, 2008.

Para o caso de blocos de 3 estacas alinhadas, comumente vistas para pilares de divisa, a disposição da armadura é semelhante ao que temos nos blocos de duas estacas (Figura 19).

Figura 19 – Bloco de coroamento para três estacas lineares

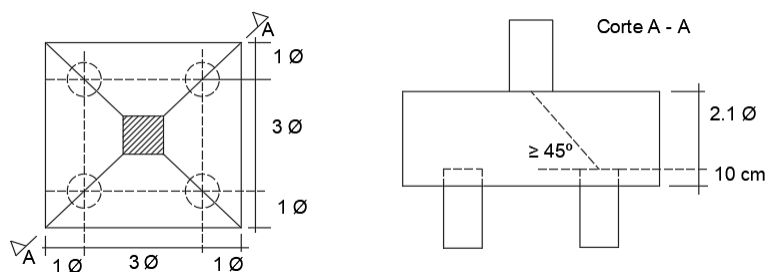


Fonte: Rebello, 2008.

2.3.3 Blocos de coroamento para 4 estacas

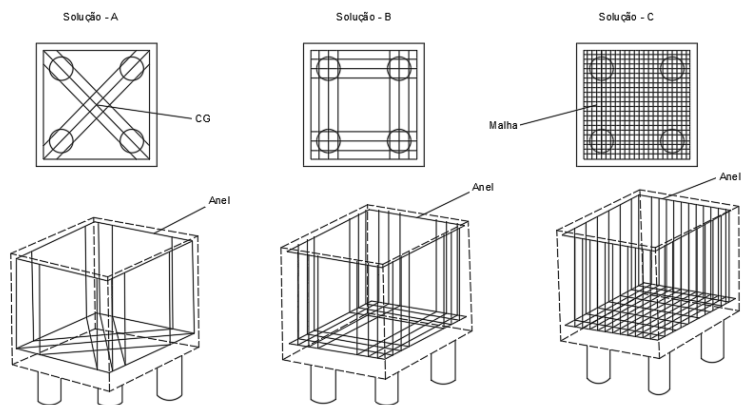
Todas as recomendações feitas até agora ainda valem, mudando primordialmente nesse caso a disposição das armaduras, que agora temos 3 alternativas válidas, são elas: a armação feita de estaca para estaca paralelamente à face do bloco, a armação sendo feita de forma que passe pelo centro das estacas indo em direção ao centro do bloco em forma de x, e por último temos uma solução onde as armações são distribuídas uniformemente por toda a face inferior do bloco (Figura 21). (Rebello, 2008)

Figura 20 – Bloco de coroamento para quatro estacas



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 21 – Modelos de armação para blocos de coroamento para quatro estacas



Fonte: Rebello, 2008.

2.4 Fundações profundas

Como já foi abordado as fundações superficiais são economicamente mais viáveis desde que o solo atenda aos requisitos mínimos exigidos para tal, caso contrário adotamos fundações profundas. Fundações profundas são as estacas e tubulões, que por sua vez tem potencial de resistir a cargas maiores, por isso o arquiteto ou engenheiro responsável pelo projeto arquitetônico da construção desempenha papel fundamental na tentativa de verticalizar construções que serão feitas sob fundações profundas quando possível, isso promove uma concentração de cargas, situação onde se tem o maior aproveitamento dessa capacidade de carga elevada característica das fundações profundas. (Rebello, 2008)

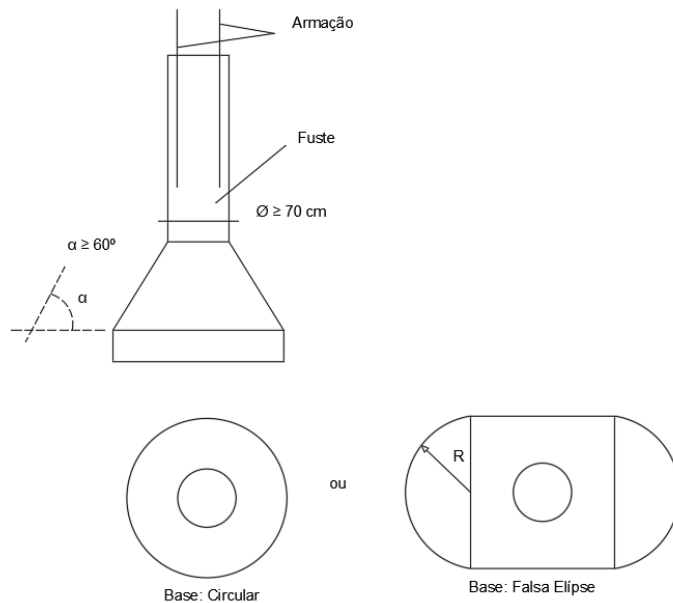
2.4.1 Tubulões

Os tubulões a céu aberto são fundações profundas distintas das estacas, tem grande capacidade de carga geotécnica e estrutural, sendo preferencialmente adotados em obras de grande porte como pontes e viadutos.

A escavação do tubulão é feita por equipamentos mecânicos com trados acoplados ou ainda por operários que escavam através do fuste que pode ter diâmetro mínimo de 70 cm se for justificado pelo engenheiro responsável, caso contrário a NR 18:2020 estabelece diâmetro mínimo de 90 cm, necessários para que haja espaço suficiente de um operário trabalhar ali dentro, havendo em qualquer caso sempre a necessidade de existir em alguma etapa da execução a entrada de um operário ao furo. O tubulão ainda possui uma base alargada que funciona como uma sapata em grande profundidade, o alargamento dessa base é feito através da entrada de operários pelo fuste e feita manualmente, seja essa base circular ou uma falsa elipse com altura máxima de 2 m (Figura 22). (Rebello, 2008)

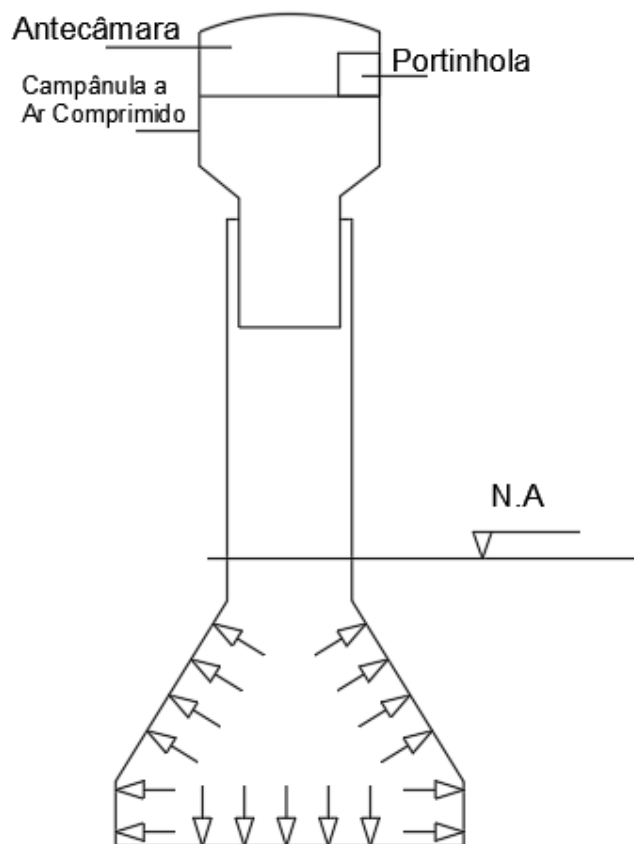
O autor ainda complementa que quando existe água envolvida no processo, isso torna impossível realizar a execução sem que haja o auxílio de equipamento especializado para que se faça uma pressão interna no furo, impossibilitando assim a entrada de água durante a escavação. Esse equipamento é a campânula a ar comprimido junto da antecâmara e o compressor, e agora o tubulão passa a ser chamado de tubulão a ar-comprimido (Figura 23). Nessas condições o trabalho dos operários fica muito dificultado, fazendo-se necessário o revezamento do trabalho em função da pressão exercida no furo. A execução de tubulões a ar-comprimido a partir de 10 de fevereiro de 2022 foi proibida pela NR 18:2020.

Figura 22 – Representação de um tubulão



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 23 – Representação de um tubulão a ar-comprimido



Fonte: Rebello, 2008.

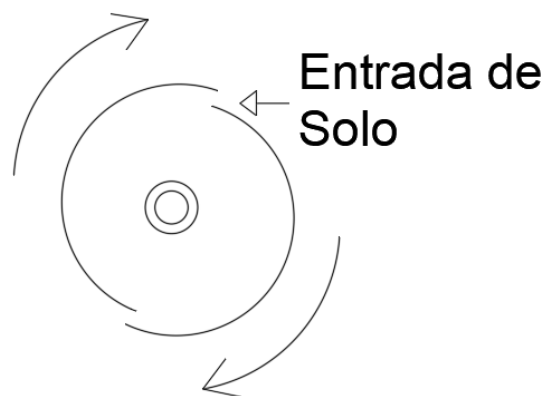
2.4.2 Estacas moldadas in loco

2.4.2.1 Estacas do tipo broca

As brocas são estacas adotadas na construção de obras pequenas, recebem esse nome quando seu método executivo é realizado através de um trado mecânico manuseado por dois operários, esse trado é uma haste metálica de tubo emendável e em sua ponta existem duas lâminas curvas que cortam o solo e fazem o furo (Figura 24). Após a conclusão do furo, é feita a concretagem e colocada uma armação de ligação, segundo Rebello (2008) normalmente uma armação de 4 barras de Ø6,3 mm com um comprimento de 2 m e 50 cm de espera, juntamente aos estribos para amarração dessa ferragem, são suficientes para essa ligação, desde que haja apenas compressão atuando na estaca e que não ultrapassem 40 tf com uma profundidade máxima exequível de 6 m.

As brocas tem uma limitação de carga de até 10 tf de acordo com a NBR 6122:2019, também não é possível a sua execução se a cota de assentamento estiver abaixo do nível d'água. Em casos específicos de pequenas cargas e buscando maior economia, é possível a realização da concretagem das estacas broca abaixo do nível d'água, para tal, é usado um concreto úmido controlando a relação de água/cimento deixando-a alta.

Figura 24 – Representação das lâminas de um trado para escavação manual



Fonte: Adaptado de: Rebello, 2008.

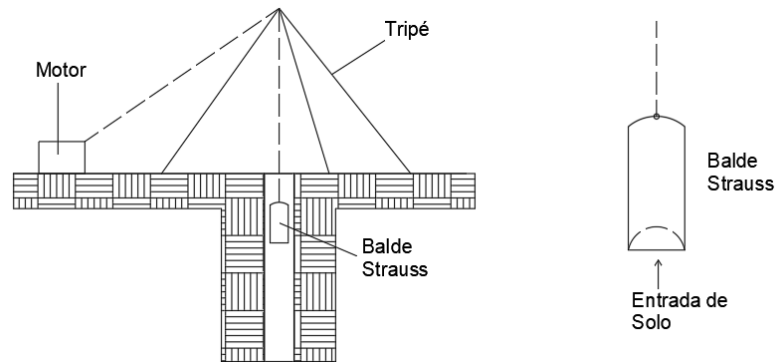
2.4.2.2 Estacas Strauss

A estaca Strauss é um modelo de estaca que tem uma resistência maior se comparada à estaca broca, sendo muito útil para serem base de pilares com cargas até 160 tf e possibilidade de acesso do equipamento ao terreno. A sua execução se difere da estaca broca pois é feita através de equipamento mecânico com a ajuda de motor elétrico ou de combustão, esse motor faz com que o balde Strauss instalado a um tripé seja lançado consecutivamente contra o solo realizando assim a perfuração, após 1 metro de escavação é instalado ao furo um tubo de 2 a 3 m que irá auxiliar na verticalidade e também evitar que ocorram desmoronamentos, pois, os furos podem atingir profundidades de até 25 m (Figura 25). (Rebello, 2008)

De acordo com a NBR 6122:2019 após a perfuração é lançado o concreto que tem um consumo de 300 kgf/m³ de concreto e um Slump que varia de 8 a 12 caso a estaca não seja sujeita a tração ou flexão, $f_{ck} \geq 20$ MPa e armadura de ligação conforme disposto no item 8.6.3 da norma, e caso esteja sob tração ou flexão deve ter diâmetro mínimo de 32 cm e ser armada para resistir a tais esforços.

Os primeiros 50 cm concretados são apiloados garantindo a qualidade da ponta da estaca Strauss, com a conclusão dessa etapa uma armadura de ligação com 6 barras de Ø10 mm ou Ø12,5 mm e 2 m de comprimento com estribos para amarração é instalada, isso caso a estaca ainda for apenas para esforços de compressão. É possível a realização da estaca Strauss abaixo do nível d'água, porém, é recomendável reduzir a capacidade de carga da estaca em até 30% nesses casos. Os custos da estaca Strauss são maiores que os de uma estaca broca, mas ainda relativamente baixos, tendo como empecilho a sujeira que se faz na obra produzida pelo lamaçal da escavação. (Rebello, 2008)

Figura 25 – Equipamento de perfuração de estaca Strauss



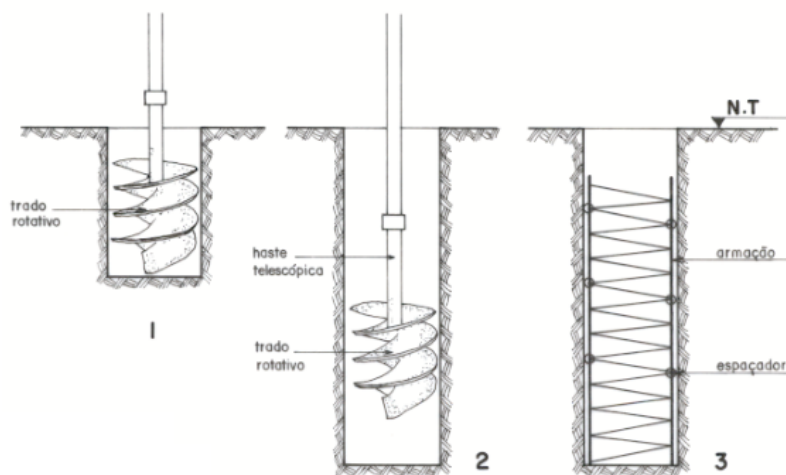
Fonte: Rebello, 2008.

2.4.2.3 Estacas trado helicoidal

Essa estaca tem a sua execução muito semelhante ao da estaca Strauss, difere-se que o furo é feito por um trado mecanizado com diâmetros que variam de 20 a 170 cm acoplados a caminhões (Figura 26). Após a realização do furo é feita a concretagem com os primeiros 50 cm de concreto sendo apiloados no fundo do furo garantindo a qualidade da ponta da estaca e caso houverem apenas esforços de compressão é colocada a armadura de ligação (Figura 27). Não é possível a execução dessa estaca em caso a ponta da estaca esteja abaixo do nível d'água. (Rebello, 2008)

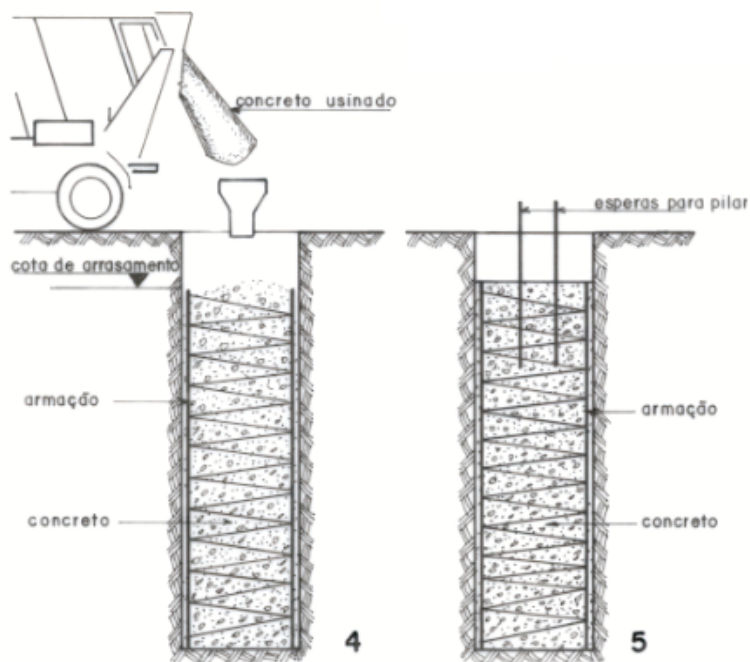
Ainda de acordo com a NBR 6122:2019 a estaca trado helicoidal deve atender à uma armadura de ligação disposta no item 8.6.3 da norma, concreto com f_{ck} de 25 ou 40 MPa com um consumo de cimento de 280 e 360 kg/cm³ e um fator de água/cimento (a/c) menor que 0,6 e 0,45 respectivamente.

Figura 26 – Perfuração de uma estaca trado helicoidal



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Escavadas mecanicamente. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-escavada-mecanicamente>. Acesso em: 05 mar. 2022.

Figura 27 – Concretagem de uma estaca trado helicoidal



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Escavadas mecanicamente. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-escavada-mecanicamente>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.2.4 Estacas hélice-contínua

É uma estaca que seu método de execução é semelhante ao da estaca escavada com trado helicoidal, ambas são feitas com trado helicoidal acoplado a caminhões, porém, a hélice-contínua tem um trado diferente, o trado da hélice-contínua tem sua haste construída de forma que permite a concretagem dos furos de baixo para cima com a passagem do concreto internamente pelo centro da haste, há ainda a necessidade de verificar a possibilidade de acesso do equipamento ao terreno e são recomendadas para obras com cargas dos pilares acima de 100 tf (Figura 28). (Rebello, 2008)

O autor ainda diz que os diâmetros executados por uma hélice-contínua chegam até 100 cm, realizando a concretagem simultaneamente à retirada do trado do furo, isso garante uma qualidade maior para a estaca porque evita que haja desbarrancamentos e constrição do fuste. Tudo isso conta com o monitoramento eletrônico do furo que pode atingir profundidades de até 30 m e ser executado abaixo do nível d'água, podendo-se obter informações a respeito da inclinação da haste, da profundidade, do torque, pressão de bombeamento do concreto e a perda do mesmo, garantindo uma alta produtividade e qualidade de produto final (Figura 29).

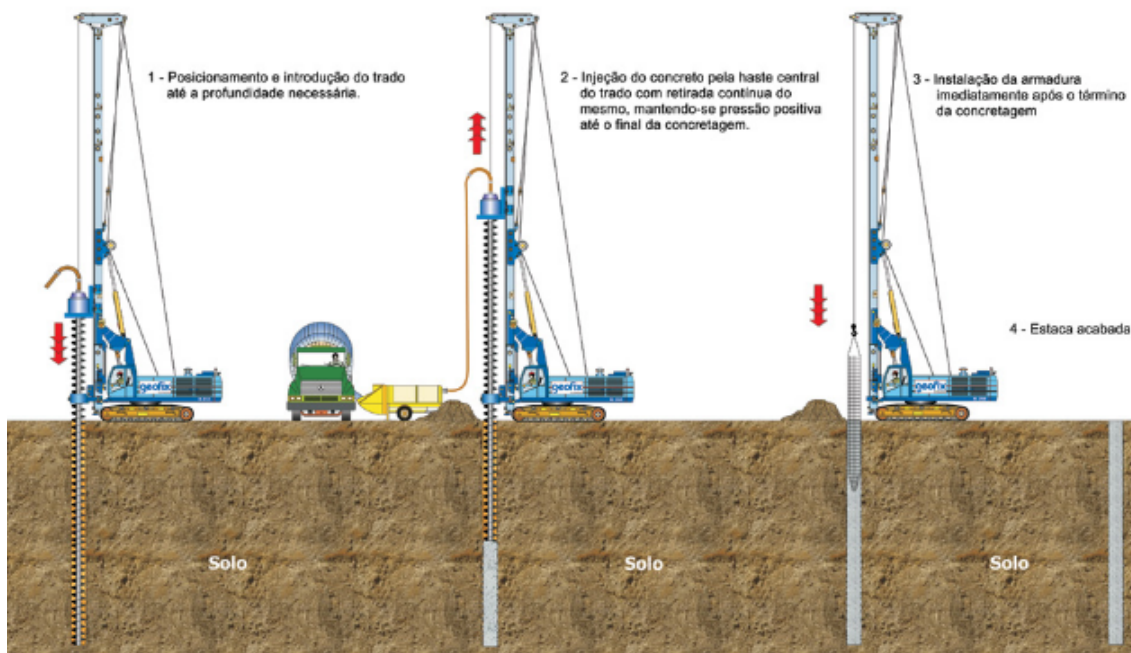
A NBR 6122:2019 dispõe que a hélice-contínua deve atender à uma armadura de ligação disposta no item 8.6.3 da norma, concreto com f_{ck} de 30 ou 40 MPa com um consumo de cimento de 400 kg/cm³ e um fator de água/cimento (a/c) menor que 0,6 e 0,45 respectivamente.

Figura 28 – Trado de estacas hélice-contínua.



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Hélice contínua monitorada. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-helice-continua-monitorada>. Acesso em: 05 mar. 2022.

Figura 29 – Execução de estacas hélice-contínua



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Hélice contínua monitorada. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-helice-continua-monitorada>. Acesso em: 05 mar. 2022.

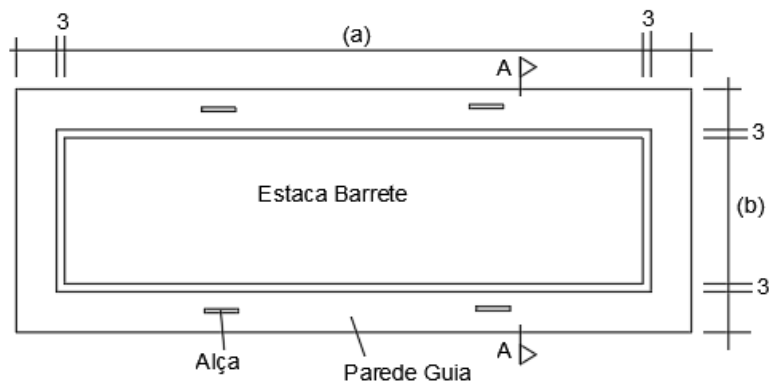
2.4.2.5 Estacas escavadas com lama bentonítica

Segundo Rebello (2008) as estacas escavadas com lama bentonítica são estacas de grande porte pois tem a execução do furo executada por equipamento acoplado a guindastes, é uma fundação recomendada para obras onde a carga nos pilares seja acima de 500 tf. Os furos são feitos de duas maneiras, se for estaca circular acoplam uma broca no guindaste e realizam o furo, são chamadas de estações (Figura 32), e caso forem retangulares acoplam o clam shell e são chamadas estacas barrete (Figura 30).

Todo o processo do furo é feito enquanto se lança lama bentonítica para que as paredes da escavação sejam estabilizadas ao mesmo tempo que evita a penetração de água se for o caso, e de acordo com a NBR 6122:2019 deve-se manter o nível da lama bentonítica sempre 2 m acima do nível do lençol freático.

Assim que a escavação é completada um material muito denso e viscoso fica depositado ao fundo, esse material é a mistura do solo com a lama bentonítica, isso inviabiliza a concretagem sem que antes haja uma limpeza muito bem feita na ponta do furo que garanta a qualidade da resistência que a ponta da estaca fornece. Feito a limpeza, a concretagem é então realizada de baixo para cima com o auxílio de tremonhas, e com um concreto de f_{ck} 30 ou 40 e fator de a/c menor ou igual a 0,6 e 0,45 respectivamente conforme disposto em 8.6.3 da NBR 6122:2019. A concretagem é feita com um concreto de slump 20 e um consumo de cimento de 400 kgf/m³, logo após é colocada a armadura e caso a estaca esteja apenas sujeita a esforços de compressão, essa armadura pode ter seu comprimento limitado a 5 m de comprimento ou 4 m conforme 8.6.3 da norma. (Rebello, 2008)

Figura 30 – Vista superior de uma estaca barrete



- (a) Espessura da Estaca
 (b) Largura da Estaca Acrescida de 10 cm

Fonte: Rebello, 2008.

Figura 31 – Clam shell acoplado a guindastes



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Escavada com fluido estabilizante. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-escavadas-com-fluido-estabilizante>. Acesso em: 05 mar. 2022.

Figura 32 – Lama bentonítica sendo utilizada na perfuração de um estacão



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Escavada com fluido estabilizante. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-escavadas-com-fluido-estabilizante>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.2.6 Estacas franki

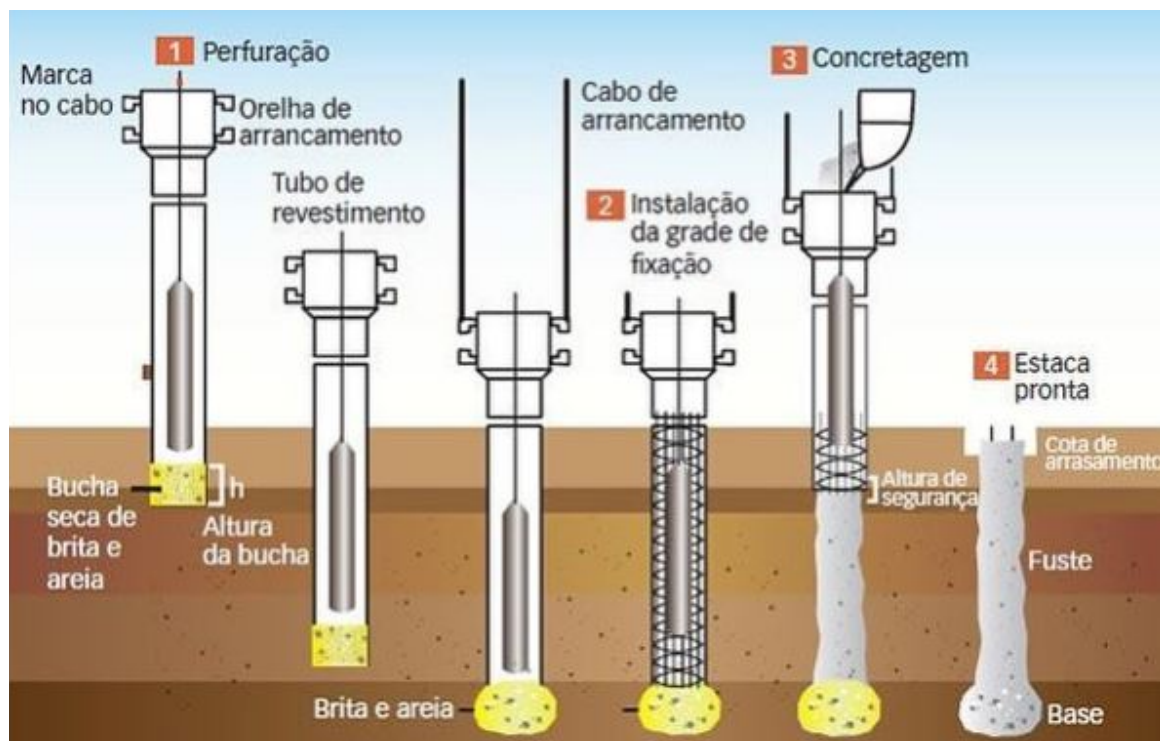
De acordo com Rebello (2008) a estaca Franki é diferente das apresentadas até então, é escavada, porém, essa escavação é feita por meio de um bate estaca, recomendada para obras com cargas de pilares acima de 500 tf. É instalado ao furo um tubo metálico e dentro do tubo uma quantidade de concreto seco (bucha) com fator de a/c igual a 0,18 conforme a NBR 6122:2019. A bucha fica a uma altura de 1 a 1,5 vezes o diâmetro do tubo, essa bucha é então apiloada com o bate-estaca, ao fazer esse apiloamento ela se expande e o atrito desenvolvido com o tubo torna possível a escavação do furo (Figura 33).

Após concluída a perfuração, a retirada do tubo é feita em simultâneo com a concretagem, onde preenche-se 50 cm de concreto e apiloa. A retirada do tubo é feita prendendo-o ao bate-estaca, e após 50 cm de tubo retirado, concretase mais 50 cm e apiloa... Esse processo é repetido até a conclusão da concretagem e então é colocada a armadura de forma integral com no mínimo 4 barras de aço CA-50 conforme a norma item 8.6.3, que também dispõe que o f_{ck} seja maior ou igual a

20 MPa com um consumo de cimento maior ou igual a 350 kg/cm^3 e uma relação de a/c igual a 0,36 para a concretagem do fuste.

A estaca Franki é possível de ser realizada mesmo que a cota de assentamento da ponta da estaca esteja abaixo do nível d'água.

Figura 33 – Processo executivo de estacas Franki



Fonte: SCHNEIDER, Nelson. Execução de estacas: Franki. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-franki>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.2.7 Estaca injetada raiz

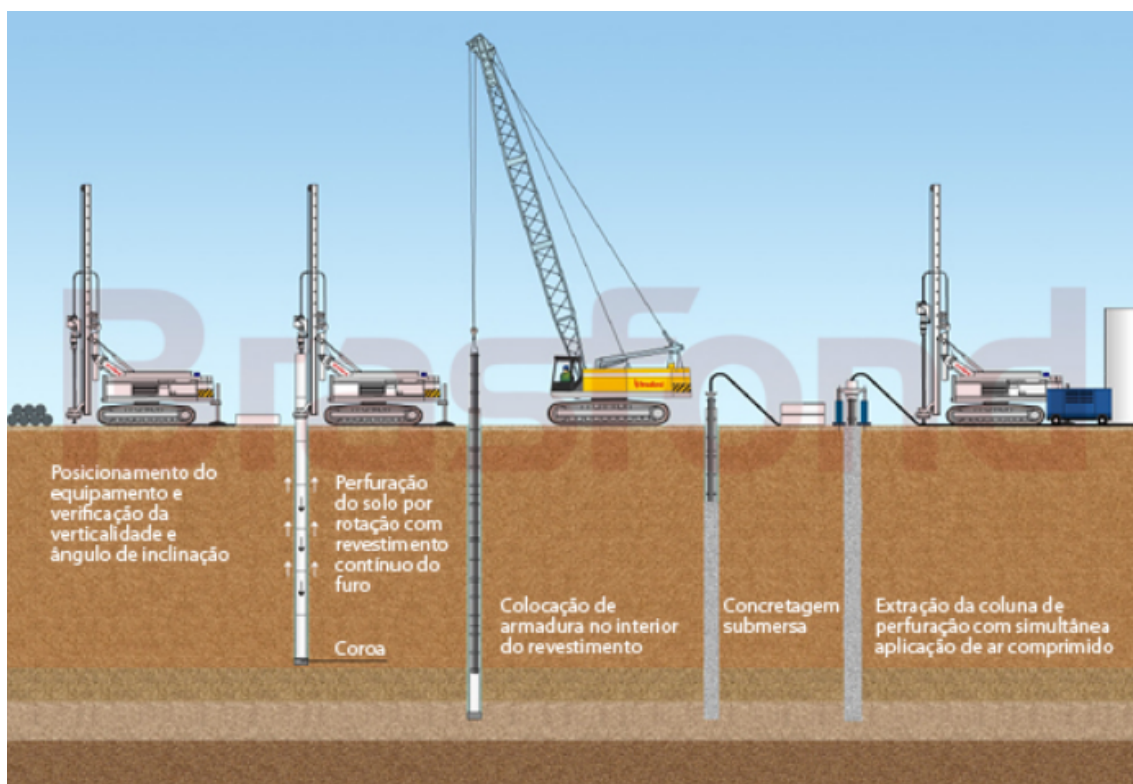
A estaca raiz é diferente das demais em seu processo executivo, usa-se ar comprimido e água injetada com pressão em sua tecnologia de execução.

Segundo Rebello (2008) a perfuração da estaca raiz é realizada por um tubo metálico rotativo com uma ferramenta chamada sapata de perfuração em sua ponta, que tem esse nome porque o diâmetro é pouco maior que o do tubo. Essa configuração de ferramenta garante que entre o tubo e a parede do solo haja um espaço, a perfuração ainda é auxiliada com a injeção de água que sai pelo lado de fora do tubo lavando o solo e o expulsando simultaneamente (Figura 34). Ao fim da perfuração um tubo de injeção faz a concretagem de baixo para cima, a NBR

6122:2019 dispõe que seja usado cimento com f_{ck} maior ou igual a 20 MPa e um consumo maior ou igual a 600 kg/cm³ com um fator de a/c entre 0,5 e 0,6; sendo ainda usado areia como agregado desse concreto.

concluída a concretagem um tampão no topo do furo é ligado a um compressor que irá aplicar golpes de ar simultaneamente à retirada do tubo de injeção, esses golpes de ar fazem com que o concreto entre no solo como raízes de árvore reduzindo o volume inicial de concreto no furo, esse volume é completado e mais golpes de ar comprimido são aplicados. A armação é instalada ao fim da concretagem. (Rebello, 2008)

Figura 34 – Processo executivo de estacas raiz



Fonte: Estacas raiz. Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/eraiz.html>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.3 Estacas pré-moldadas

As fundações profundas de estaca pré-moldadas ou ainda estacas de deslocamento, são fundações onde a estaca é fabricada por indústrias e entregues prontas na obra, podem ser de concreto centrifugado ou vibrado, aço e madeira. A

qualidade das estacas é alta porque passam por inspeção de qualidade nas indústrias antes de serem entregues a obra. Todas as estacas nesse modelo têm sua execução feita por meio de um bate-estaca e devem também passar por medidas de nega (NBR 6122:2019), há também necessidade em verificar a possibilidade de acesso destes equipamentos ao terreno onde serão executadas as estacas. É possível de ser executada com cota de assentamento abaixo do nível d'água. (Rebello, 2008)

2.4.3.1 Estacas de madeira

As estacas de madeira usam em comum madeira de eucalipto com uma ponta de diâmetro acima de 15 cm e o topo sendo maior ou igual a 25 cm (NBR 6122:2019), o eucalipto tem uma boa linearidade e funciona muito bem em obras temporárias como o cimbramento de pontes. Quando se pensa em soluções definitivas com estacas de madeira a situação não parece ser a melhor, visto que a madeira sofre muito com o ataque de fungos em ambientes onde há variação de umidade, como é o caso de estruturas em contato direto com o solo. Para contornar o problema, existem hoje tratamentos para a madeira que usam creosoto, mas ainda assim é inviável levando em conta o alto custo desse tratamento. A carga admissível das estacas de madeira varia de acordo com o diâmetro e também o tipo da madeira, devendo atender aos requisitos da NBR 7190:1997.

2.4.3.2 Estacas pré-moldadas de concreto armado e protendido

São estacas que tem a sua forma em função do método de produção, são circulares quando o concreto é centrifugado (Figura 35), e retangulares quando adensadas e vibradas em formas, ambas com comprimento máximo de 12 m. Quando as estacas são centrifugadas existe a possibilidade de fabricá-las com seções vazadas, essa solução é interessante para diâmetros acima de 40 cm. (Rebello, 2008)

Figura 35 – Estacas pré-moldadas de concreto centrifugado



Fonte: Estacas centrifugadas têm bom aproveitamento em ambientes agressivos. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/empresa/cassol/410/conteudo/estacas-centrifugadas-tem-bom-aproveitamento-em-ambientes-agressivos/2665>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.3.3 Estacas de aço

As estacas de aço são feitas de perfis laminados I e H, chapas soldadas e trilhos de trem, com uma grande capacidade de carga em resistir a esforços de compressão, tração e momento fletor (Figura 36). São recomendadas em construções de arrimos, obras em geral que precisem de transmitir tração ou momento fletor e também os casos onde o concreto pré-moldado não seja eficiente.

Temos uma vantagem na cravação das estacas metálicas quando comparadas às de concreto pré-moldado, as vibrações são menores e isso gera menores impactos em obras vizinhas, o que é em alguns casos fator decisivo na escolha do tipo de estaca a ser adotado.

Um problema que surge em estacas metálicas é que elas estão sujeitas a corrosão quando entram em contato com um ambiente eletrolítico como é o caso dos solos ou em contato com o oxigênio, como estamos tratando de estacas metálicas em contato com o solo, uma solução é cravar junto à estaca uma barra de sacrifício, isso é, uma barra que seja de material eletroliticamente mais atrativa que

a própria estaca, garantindo uma vida útil maior à peça estrutural, ou ainda fazer o tratamento catódico da estaca. (Rebello, 2008)

Figura 36 – Estacas pré-moldadas de aço



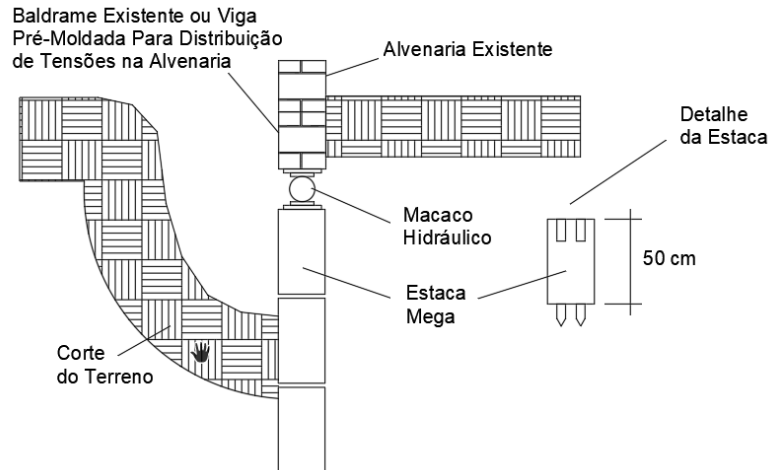
Fonte: PEREIRA, Caio. Estacas de fundação. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-profundas>. Acesso em: 05 mar. 2022.

2.4.3.4 Estacas de reação: estacas mega

São estacas pré-moldadas com segmentos de 50 cm emendáveis, a execução delas é feita por um macaco hidráulico apoiado a uma estrutura já pronta que irá fornecer reação para cravar segmento por segmento, por isso o nome estaca de reação (Figura 37). Visto a necessidade de uma estrutura que forneça a reação, essa estaca é recomendada para reforço de fundações onde já exista uma construção pronta e é a própria construção quem irá fornecer essa reação ao macaco hidráulico. A cota de assentamento ou profundidade total da estaca mega é definida quando, a reação for igual à capacidade de carga necessária para estabilizar a estrutura. (Rebello, 2008)

A NBR 6122:2019 dispõe ainda que para a execução das estacas mega o equipamento macaco hidráulico utilizado deve ter capacidade de cravação de 1,2 vezes a carga de cravação, sendo a carga de cravação 1,5 vezes a carga de trabalho da estaca mega.

Figura 37 – Processo executivo de estacas mega pré-moldadas



Fonte: Rebello, 2008.

2.5 Carga de catálogo

Iremos tratar agora sobre a parte estrutural da estaca, que é também uma verificação do estado limite último, pois, de nada resolve o solo resistir se a estaca que irá transmitir os esforços da superestrutura a ele se romper. O valor é obtido em função da seção transversal do fuste e do tipo de estaca, dado através da multiplicação da tensão admissível do material da estaca (σ_e) pela área da seção transversal da estaca chegando à carga admissível da estaca (P_e). (Cintra & Aoki, 2010)

$$P_e = \sigma_e \times A \quad \text{Equação 4}$$

A carga admissível da estaca (P_e) passa a ser chamada de carga de catálogo para que não ocorram enganos relacionados à carga admissível da fundação (P_a) e também por ser o valor fornecido pelos fabricantes em seus catálogos. Na prática de projetos adota-se inicialmente o valor da carga de catálogo (P_e) e este passa a servir como limite superior $P_a \leq P_e$, adotando sempre o menor entre eles.

A NBR 6118:2014 diz sobre fatores de minoração (γ_c) para o concreto e resistência característica (f_{ck}) para o concreto, fazendo o uso destes introduzimos o conceito de carga estrutural admissível que tem um valor maior se comparado à

carga de catálogo. Esse novo conceito por se tratar de carga admissível que é a divisão de uma resistência média por um fator de segurança global pode gerar confusão, pois, neste caso da carga estrutural admissível não se trata de uma resistência média, ainda nesta norma temos a limitação da tensão admissível em no máximo 6 MPa para casos em que não existem provas de carga. (Cintra & Aoki, 2010)

No Anexo A é apresentada diversas tabelas e quadros contendo variados tipos de estacas com sua respectiva carga de catálogo e carga estrutural admissível.

2.6 Capacidade de carga geotécnica para estacas

A capacidade de carga (R) de uma estaca é definida em dois fatores, o termo geotécnico que depende do maciço de solo ao qual vai estar instalada essa estaca, e em termos estruturais, propriamente da estaca em resistir aos esforços do pilar como demonstrado anteriormente no tópico sobre carga de catálogo. Essa estrutura fica definida como capacidade de carga do elemento fundação, pois, seja qual for o elo mais fraco, este servirá como limite superior à resistência. (Cintra & Aoki, 2010)

Ainda de acordo com o autor se tratando do termo geotécnico, a resistência de uma estaca a um esforço de compressão ou carga (P), se dá através de uma resistência lateral (R_L) promovida pelo fuste da estaca, e uma resistência de ponta (R_p) promovida pela área da seção transversal ou diâmetro da ponta da estaca. A tensão resistente por adesão ou atrito lateral, é a tensão que o solo exerce no fuste da estaca nos diversos intervalos de comprimento Δ_L , aplicando essa tensão de atrito lateral local (r_L) ao longo de toda a estaca com circunferência (U), e fazendo a somatória dessas parcelas temos a resistência lateral (R_L).

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad \text{Equação 5}$$

A outra parcela resistência de ponta (R_p), é obtida através da tensão resistente normal à base ou ponta da estaca (r_p) que o solo exerce sobre a área da seção transversal da ponta da estaca (A_p).

$$R_p = A_p \times r_p \quad \text{Equação 6}$$

Para o equacionamento da capacidade de carga (R), considera-se que a carga (P) irá mobilizar-se atuando inicialmente no fuste da estaca fazendo uso da resistência lateral (R_L) e após essa esgotar-se irá começar a solicitar a resistência de ponta (R_p), logo, a capacidade de carga (R) é dado por:

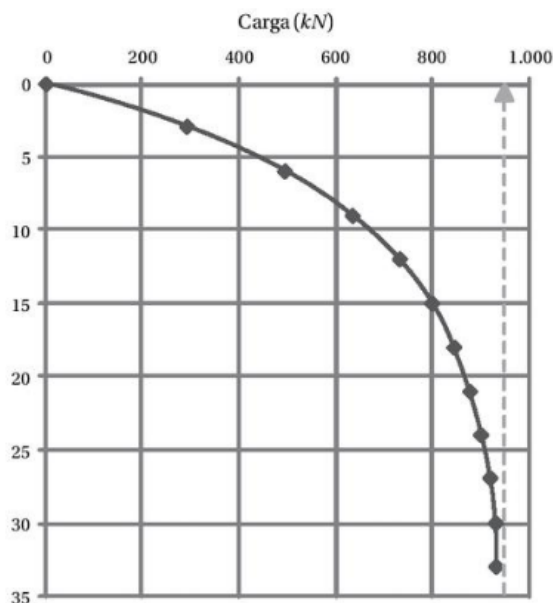
$$R = R_L + R_p \quad \text{Equação 7}$$

Se a resistência (R) for menor que a carga (P), teremos a ruptura do sistema caracterizada por um recalque incessante da estaca para dentro do solo, até que esse encontre equilíbrio em camadas mais profundas e resistentes, essa ruptura é classificada como ruptura nítida. Conforme a Figura 38 podemos observar a ruptura do elemento de fundação através da curva *carga x recalque*, onde o ponto em que o sistema para de aumentar a carga e permanece aumentando seu recalque é então chamado de ruptura. (Cintra & Aoki, 2010)

Unindo as variáveis geométricas da estaca (U , Δ_L e A_p) e as variáveis geotécnicas (r_p e r_L) a equação da capacidade de carga (R) fica:

$$R = r_p \times A_p + U \times \sum (\Delta_L \times r_L) \quad \text{Equação 8}$$

Figura 38 – Gráfico carga x recalque



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

A área da seção transversal da ponta (A_p) para estacas com seção circular e estacas pré-moldadas com seção vazada, que também podem ser consideradas no cálculo como se tivessem seção cheia por conta do efeito do embuchamento que acontece, é dado por:

$$A_p = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{Equação 9}$$

Para perfis metálicos tipo (I, H, etc.) estes podem variar desde sua área real até a área do retângulo envolvente.

Para estacas Franki a área da seção transversal da ponta é calculada a partir do volume da base alargada admitida esférica.

$$A_p = \pi \left(\frac{3 \times V}{4 \times \pi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação 10}$$

Alguns valores recomendados por Cintra e Aoki (2010) são mostrados pela tabela 3 abaixo.

Tabela 3 – Volumes indicados para a ponta de estacas Franki.

Diâmetro do tubo (cm)	Volume da base V (m ³)
Ø 35	0,18
Ø 40	0,27
Ø 45	0,36
Ø 52	0,45
Ø 60	0,6

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

O perímetro (U) em estacas de seção circular é:

$$U = \pi \times D \quad \text{Equação 11}$$

Para estacas pré-moldadas de concreto com seção vazada considera-se o perímetro externo e para perfis metálicos (I, H, etc.) considera-se o perímetro da parte em contato com o solo.

A NBR 6122:2019 dispõe que para estacas Franki deve ser desprezado a resistência lateral (R_L) logo acima da base alargada dada pelo intervalo de comprimento ($L = D$), sendo D o diâmetro da base alargada.

Quando for $P = R$ o sistema está em equilíbrio na iminência de deflagrar um recalque incessante caracterizando a ruptura, e se $P < R$ o sistema tem um tipo de reserva de capacidade de carga, logo podemos expressar (R) em porcentagens.

$$R = a \times R_p + b \times R_L \quad \text{Equação 12}$$

Se o valor de b (resistência lateral) for 100% e o valor de a (resistência de ponta) for 0% temos aqui caracterizado uma estaca de atrito, podendo ocorrer em estacas longas cravadas em argila mole, temos de nos atentar também para a verificação de flambagem em estacas esbeltas cravadas em argila mole. No outro extremo onde a (resistência de ponta) é 100% e b (resistência lateral) for 0%, temos uma estaca de ponta, geralmente caracterizada por estacas mais robustas cravadas e estacas apoiadas em rocha sã. (Cintra & Aoki, 2010)

2.6.1 Métodos teóricos

Para o cálculo da capacidade de carga e suas variáveis, temos fórmulas variadas, inclusive quanto a metodologia empregada na criação destas, sendo de caráter teórico ou semiempírico.

Há uma dificuldade de expressar essas variáveis teoricamente em fundações profundas, se comparado aos modelos teóricos existentes para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais, como é o caso do modelo bem razoável de ruptura geral de Terzaghi. (Cintra & Aoki, 2010)

2.6.2 Métodos semiempíricos

Os métodos de cálculo da capacidade de carga portanto, não seguem a linha teórica na prática devido à maior complexidade, já os métodos semiempíricos em contrapartida, possuem formulação correlacionada com resultados de ensaios de solo (CPT, SPT, etc.) que são de aplicações práticas simplificadas.

Para a pesquisa foram abordados três métodos semiempíricos distintos, Aoki-Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

2.6.2.1 Método Aoki-Velloso (1975)

A formulação para a capacidade de carga através de Aoki e Velloso (1975), é dada por:

$$R = R_L + R_p \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) + r_p \times A_p \quad \text{Equação 14}$$

As incógnitas geotécnicas (r_L) e (r_p) são encontradas através de correlações empíricas com o ensaio de penetração de cone (CPT). O ensaio CPT fornece dois importantes valores, a resistência de ponta do cone (q_c) e o atrito lateral

unitário na luva (f_s). Com posse desses dois valores fazemos associações para encontrar a tensão resistente de ponta (r_p) e a tensão de atrito lateral (r_L), dados respectivamente por:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 15}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação 16}$$

Os fatores de correção (F_1) e (F_2) servem para corrigir o efeito escala que existe entre o cone do ensaio CPT e as estacas reais, fazendo com que sempre o cone tenha resistência superior ao da estaca real.

No Brasil a utilização da sondagem de simples reconhecimento (*SPT*) é amplamente utilizada, por isso foram criados parâmetros que associassem q_c e f_s ao valor de N_{spt} fornecido pela sondagem SPT. O valor de q_c foi substituído por ($K \times N_{spt}$) e f_s foi substituído por ($\alpha \times K \times N_{spt}$), onde K é um valor que depende do tipo de solo assim como a razão de atrito (α), as relações são:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação 17}$$

$$f_s = \alpha \times q_c \quad \text{Equação 18}$$

$$f_s = \alpha \times K \times N_{spt} \quad \text{Equação 19}$$

A razão de atrito (α) é comumente referida como R_f e a partir dela se obtém o tipo de solo quando realizado o ensaio CPT. Contudo, o método consiste em se obter R_f a partir do tipo de solo, tornando possível conseguir os valores de r_L e r_p a partir do N_{spt} , através das correlações:

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad \text{Equação 20}$$

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad \text{Equação 21}$$

(N_L) e (N_p) são respectivamente o índice de resistência à penetração médio ao longo do fuste da estaca e o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca, logo, podemos deduzir a capacidade de carga através do método semiempírico feito por Aoki e Velloso.

$$R = \frac{K \times N_p \times A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \times \sum (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad \text{Equação 22}$$

Os valores de K e α (tabela 4) assim como os fatores de correção (F_1) e (F_2) (tabela 5) são mostrados abaixo.

Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia siltosa	0,8	2
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4
Argila siltoarenosa	0,33	3

Fonte: Aoki & Velloso (1975).

Tabela 5 – Fatores de correção F_1 e F_2

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

Fonte: Aoki & Velloso (1975).

Aoki e Velloso (1975) ajustaram os valores através de 63 provas de carga ao longo do Brasil. Para os valores das capacidades de carga fornecidas pelas provas de carga que não atingiam a ruptura, foi usado o método de Van der Veen para a estimativa da capacidade de carga, método esse que ajusta os pontos obtidos das provas de carga e cria uma curva que faz uma assíntota ao eixo das cargas, esse modo de ruptura leva o nome de ruptura física.

Ainda sobre o fator de correção (F_1), percebe-se que seu valor sempre maior que 1 faz com que a resistência de ponta do cone (q_c) seja sempre maior que a da estaca.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 23}$$

O fator de correção (F_2) deveria ter seu valor igual ao de F_1 , mas isso não ocorre porque ele carrega embutido um valor de correção de leitura que vem de um erro onde o cone mecânico com a luva de bengemann afere o valor do atrito lateral (f_s) com uma resistência de ponta que vem junto, isso faz com que seu valor até dobre, logo os autores adotam o mais conservador:

$$F_2 = 2 \times F_1 \quad \text{Equação 24}$$

Quando os valores do atrito lateral vierem do Piezocone ou do cone elétrico, devemos utilizar:

$$F_2 = F_1 \quad \text{Equação 25}$$

Ambos não introduzem este erro.

Melhorias para os valores propostos inicialmente foram surgindo, Aoki (1985) propõe uma mudança para estacas pré-moldadas:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,8} \quad \text{Equação 26}$$

Porque de acordo com ele o valor inicial se mostrou muito conservador, ainda assim é mantida a proporção:

$$F_2 = 2 \times F_1 \quad \text{Equação 27}$$

Para estacas escavadas Aoki e Alonso (1991) propõe:

$$F_1 = 3 \quad \text{Equação 28}$$

Para estacas raiz, hélice contínua e ômega, Velloso e Lopes (2002) propõe:

$$F_1 = 2 \quad \text{Equação 29}$$

Abaixo temos os valores de F1 e F2 resumidos pela tabela 6.

Tabela 6 – Valores de F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	$1+D/0,8$	2 F1
Escavada	3	2 F1
Raiz, hélice-contínua, ômega	2	2 F1

Fonte: Aoki & Velloso (1975).

O método de cálculo da capacidade de carga de Aoki-Velloso vem sendo usado com sua formulação original e junto a dados de K e α específicos para as diferentes regiões, por onde estes valores vem sendo ajustados ao longo do tempo para as formações geotécnicas e regiões específicas. Como exemplo podemos citar

a proposição de Alonso (1980) para os solos de São Paulo e Danzinger e Velloso (1986) com os valores de K para a cidade do Rio de Janeiro.

2.6.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

A capacidade de carga dada pelo método Décourt-Quaresma (1978), é feita através da soma das parcelas de resistência de ponta e resistência lateral:

$$R_L = r_L \times U \times L \quad \text{Equação 30}$$

$$R_p = r_p \times A_p \quad \text{Equação 31}$$

Ficando assim:

$$R = r_L \times U \times L + r_p \times A_p \quad \text{Equação 32}$$

As incógnitas geotécnicas aqui r_L e r_p são dadas respectivamente por:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação 33}$$

$$r_p = C \times N_p \quad \text{Equação 34}$$

(N_L) é o índice de resistência à penetração médio (N_{spt}) ao longo do fuste, com limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$, mais tarde Décourt estende o valor de $N_L \leq 15$ para $N_L \leq 50$ quando for usado estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, o limite $N_L \leq 15$ se mantém para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

As variáveis N_p e C da tensão resistente de ponta da estaca (r_p) são respectivamente, (N_p) o índice de resistência a penetração N_{spt} médio entre a cota da estaca, um valor imediatamente inferior e um valor imediatamente superior. (C) é o coeficiente característico do solo (Tabela 7).

Tabela 7 – Classificação de solos pelo diâmetro

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

Décourt (1996) fez os ajustes por meio de 41 provas de carga realizadas com estacas pré-moldadas de concreto, quando estas provas de carga não atingiam a ruptura, foi usado o método de adotar como carga de ruptura o valor que correspondia ao recalque igual a 10% do diâmetro da estaca, esse critério é associado ao modo de ruptura convencional.

O autor ainda introduz dois fatores na fórmula da capacidade de carga, α na parcela da resistência de ponta (R_p) e β na parcela da resistência lateral (R_L), ficando assim:

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L \quad \text{Equação 35}$$

Para estacas pré-moldadas, estacas metálicas e estacas do tipo Franki os valores para α e β permanecem com seu valor original $\alpha = \beta = 1$. As demais, estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas tipos hélice-contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões tem seus valores mostrados abaixo (Tabela 8) e (Tabela 9).

Tabela 8 – Valores de α em função do tipo de solo e do tipo de estaca

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice-contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1

Fonte: Décourt, 1996.

Tabela 9 - Valores de β em função do tipo de solo e do tipo de 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	1,5	3
Solos intermediários	0,65	0,75	1	1,5	3
Areias	0,5	0,6	1	1,5	3

Fonte: Décourt, 1996.

2.6.2.3 Método Teixeira (1996)

O cálculo da capacidade de carga pelo método de Teixeira (1996), é dado através de uma equação que faz uma unificação do método de Aoki-Velloso e do método Décourt-Quaresma, mantendo a tradicional soma das parcelas de resistência lateral e resistência de ponta:

$$R = R_p + R_L \quad \text{Equação 36}$$

Sendo:

$$R_p = \alpha \times N_p \times A_p \quad \text{Equação 37}$$

$$R_L = \beta \times N_L \times U \times L \quad \text{Equação 38}$$

Nota-se a adição de dois parâmetros, α à resistência de ponta e β à resistência lateral. (N_p) é o índice de resistência à penetração N_{spt} medido através do intervalo de quatro diâmetros acima da cota de apoio da estaca e um diâmetro abaixo, (N_L) é o índice de resistência à penetração N_{spt} médio ao longo do fuste da estaca.

Os parâmetros α e β são valores tabelados, sendo α o valor relativo à tensão resistente de ponta da estaca (r_p) e β o valor relativo à tensão resistente de atrito lateral (r_L), respectivamente apresentados a seguir (Tabela 10) e (Tabela 11).

Tabela 10 – Valores de α para a formulação de Teixeira (1996)

Solo	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
4 < N_{spt} < 40				
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira, 1996.

Tabela 11 – Valores de β para a formulação de Teixeira (1996)

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira, 1996.

O parâmetro α é obtido em função do tipo de solo e do tipo de estaca, já β é obtido em função apenas do tipo de estaca.

A formulação feita por Teixeira (1996), tem uma particularidade de não funcionar quando se trata de estacas pré-moldadas de concreto em solos argilosos moles sensíveis geralmente com $N_{SPT} < 3$, logo, para tais casos o autor fornece o valor da tensão resistente de atrito lateral (r_L) já pronto (Tabela 12).

Tabela 12 – Valores de r_L para estacas pré-moldadas em solos argilosos moles sensíveis.

Sedimento	r_L (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)	20 a 30
Argila transicional (AT)	60 a 80

Fonte: Teixeira, 1996.

2.6.2.4 Recomendação de Velloso (1991)

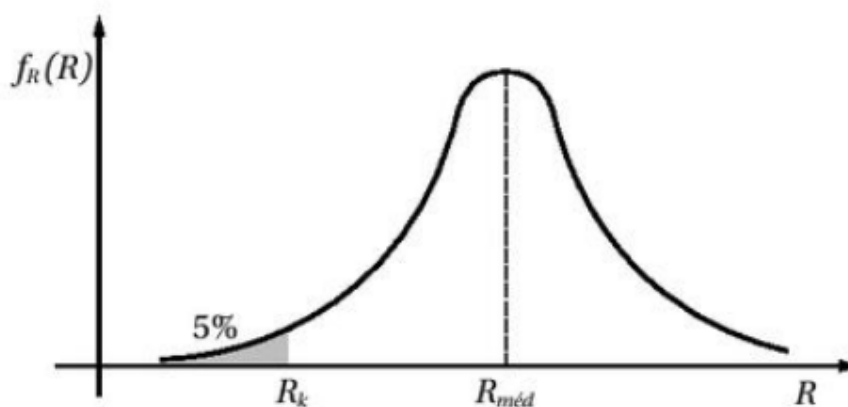
Segundo Velloso (1991), para se obter a capacidade de carga em estacas cilíndricas ou prismáticas (sem base alargada) submetidas a esforços de tração, deve-se obter a resistência lateral à compressão dessa estaca, e com isso, cálculos práticos indicam o uso da relação entre a resistência lateral à tração (R_{Lt}) e a resistência lateral à compressão (R_L), dado por:

$$R_{Lt} = R_L \times 0,7 \quad \text{Equação 39}$$

2.7 Carga admissível para estacas

Segundo Cintra e Aoki (2010) a capacidade de carga obtida de várias estacas e dispostas em um conjunto, apresentam variações do seu valor entre si, variações essas que obedecem a uma distribuição normal, tornando possível a construção de um gráfico função densidade de probabilidade $f_r(R)$ (Figura 39).

Figura 39 – Distribuição normal dos valores de capacidade de carga



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Dois importantes valores se destacam dessa figura, O valor característico da capacidade de carga (R_k) e o valor médio da capacidade de carga do estaqueamento ($R_{méd}$), R_k com uma probabilidade igual a 5% de existirem valores inferiores e $R_{méd}$ com uma probabilidade de 50% de existirem valores tanto inferiores

quanto superiores, e a partir desses dois valores podemos trabalhar com duas formas para construir um valor de carga admissível. (Cintra & Aoki, 2010)

Partindo de R_k , reduzimos ele por um fator de segurança parcial (γ_m) ou (γ_c) caso o material da estaca seja o concreto, e aumentamos o valor característico da solicitação (S_k) através de outro fator de segurança parcial o (γ_f). Feito isso temos que garantir que:

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq S_k \times \gamma_f \quad \text{Equação 40}$$

E caso utilize $R_{méd}$, iremos chegar ao valor da carga admissível assim que dividirmos ele pelo fator de segurança global (F_{sg}).

$$P_a = \frac{R_{méd}}{F_{sg}} \quad \text{Equação 41}$$

O objetivo é garantir que a solicitação em cada estaca (S_i) seja menor que a carga admissível (P_a). O fator de segurança global (F_{sg}) fica definido pela relação entre a capacidade de carga média ($R_{méd}$) e a solicitação média ($S_{méd}$).

$$F_{sg} = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad \text{Equação 42}$$

Há de ser ressaltado que quando falamos da carga admissível estamos sempre nos referindo à carga admissível do estaqueamento (grupo de estacas de mesma seção transversal), e que cada estaca deste grupo possui um fator de segurança dado por:

$$F_{si} = \frac{R}{P_a} \quad \text{Equação 43}$$

E o fator de segurança global (F_{sg}) é o fator de segurança médio do estaqueamento, logo, como já dito, quem possui carga admissível é o estaqueamento e não as estacas individualmente.

Ao realizar vários furos no ensaio SPT para obter os valores de N_{spt} usado nas correlações semiempíricas de obtenção da capacidade de carga (R), fazemos uma média desses valores de N_{spt} , obtendo então um $N_{spt_{méd}}$, temos entretanto um valor específico de R para cada estaca, porém, faz-se na prática o uso do $N_{spt_{méd}}$ nas correlações semiempíricas, o que nos fornece um $R_{méd}$ e não R , e caso ainda sejam usados diversos valores de N_{spt} e obtendo diversos valores de (R) fazemos uma média chegando ao $R_{méd}$, isso deixa claro que a carga admissível é um valor que diz respeito ao estaqueamento como um todo. (Cintra & Aoki, 2010)

$$P_a = \frac{R_{méd}}{F_{sg}} \quad \text{Equação 44}$$

Sobre o fator de segurança temos valores distintos variando de acordo com os autores e as estacas. A NBR 6122:2019 determina um $F_s = 2$ quando a capacidade de carga da estaca for calculada através de métodos semiempíricos.

Aoki e Velloso (1975) adotam fator de segurança igual ao da norma, $F_s = 2$, em expressão:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{Equação 45}$$

Decourt e Quaresma (1978) usam fatores de segurança diferentes para a parcela de ponta e lateral, em expressão:

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad \text{Equação 46}$$

Teixeira (1996) adota um $F_s = 2$, em expressão:

$$P_a = \frac{R}{2} \quad \text{Equação 47}$$

O autor também abre exceções para os casos de estacas escavadas à céu aberto, usando para estes casos um $F_s = 4$ na parcela de ponta e um $F_s = 1,5$ na parcela de atrito, em expressão fica:

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad \text{Equação 48}$$

A NBR 6122:2019 ainda diz que na existência de atrito negativo representado por $R_L(-)$, que este seja descontado na carga admissível, a expressão segue abaixo:

$$P_a = \frac{R_p + R_L}{F_s} - R_L(-) \quad \text{Equação 49}$$

2.7.1 Efeito de grupo

De acordo com Cintra e Aoki (2010) as fundações profundas em estacas são comumente projetadas em grupos de duas até nove estacas, isso cria um novo efeito, esse que por sua vez ajuda na resistência do elemento de fundação. Há de se ressaltar que a resistência de uma estaca isolada é diferente da resistência de um grupo delas, e essa diferença é em função da forma e do tamanho do grupo, do espaçamento entre as estacas e principalmente do tipo de solo e estaca, o efeito de grupo pode ser quantificado através da fórmula:

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad \text{Equação 50}$$

O autor complementa que a resistência do grupo (R_g) é a somatória das resistências individuais das estacas (R_i) que compõe o grupo através de um bloco de coroamento. A eficiência do efeito de grupo (η) geralmente é maior que 1, porém, quando o grupo de estacas estiver em argila ou em grupos de estacas escavadas, η será igual a 1 e para estacas cravadas em areia e principalmente areia fofa η será maior que 1.

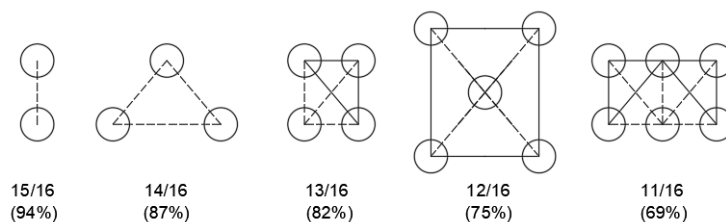
Para estacas cravadas Vesic (1975) constata que a resistência de ponta do grupo (R_{pg}) seria igual a resistência de ponta da estaca isolada (R_{pi}) e que a resistência lateral do grupo (R_{lg}) quando em solo de areia poderia ser maior que a resistência lateral da estaca isolada (R_{li}), isso porque durante a cravação o solo sofre uma compactação em uma área que é relativamente pequena.

Uma fórmula que detalhe a R_g não existe, logo, para η também não. Os dados que temos são obtidos através de experimentos práticos, estes experimentos apontam uma eficiência de grupo para estacas cravadas em areia com valores de 1,5 até 1,7, em grupos de até 9 estacas com espaçamentos entre eixos de 2,5 vezes o diâmetro. (Cintra & Aoki, 2010)

Na prática de projetos o efeito de grupo apesar de benéfico ele é ignorado, fazendo sempre com que $\eta = 1$, assim, como também é feito com o bloco de coroamento, que faz parte do carregamento ir diretamente ao solo através dele. Essa contribuição do bloco de coroamento gira em torno de no máximo 20% para estacas cravadas e escavadas. (Chen, Xu e Wang, 1993; Senna Jr. E Cintra, 1994)

Rebello (2008) indo de encontro com o que foi apresentado por Cintra e Aoki (2010) descreve que a eficiência em grupos de estacas agrupadas é reduzida, com a constatação através de vários autores como Feld, Labarre, Terzagui-Peck, etc. Para aplicação prática o método mais simples é o de Feld que reduz 1/16 da capacidade de carga da estaca para cada estaca vizinha alinhada verticalmente, horizontalmente ou diagonalmente (Figura 40).

Figura 40 – Representação da perda de capacidade de cargas em grupos de estaca



Fonte: Rebello, 2008.

2.8 Recalques em estacas

Cintra e Aoki (2010) descrevem o recalque das estacas como sendo a medida que determina o quanto a estaca irá se deslocar horizontalmente ou verticalmente. Sobre o deslocamento vertical para baixo, é feita a medida da cabeça da estaca até o ponto onde se tornarão desprezíveis as deformações decorrentes das cargas verticais, a camada chamada de indeslocável.

São dois os tipos de recalques que se somam e se tornam o recalque total (ρ), o primeiro é o recalque que a própria estaca como peça estrutural sofre (ρ_e), devido à compressão, recalque esse que é subtraído do comprimento da estaca.

$$L - \rho_e \quad \text{Equação 51}$$

O segundo é o recalque que o estrato de solo abaixo da ponta da estaca sofre (ρ_s), que é subtraído da distância da ponta da estaca até o indeslocável.

$$C - \rho_s \quad \text{Equação 52}$$

Quando ambos se somam, temos o recalque total (ρ).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad \text{Equação 53}$$

2.8.1 Encurtamento elástico

Ainda de acordo com Cintra e Aoki (2010) o primeiro recalque que diz respeito ao encurtamento elástico (ρ_e), é desenvolvido tendo de antemão posse da capacidade de carga e supondo a estaca cilíndrica, maciça, de concreto e atravessando distintas camadas de solo. Dado que a carga vertical (P) é maior que a resistência lateral (R_L) e menor que a capacidade de carga (R).

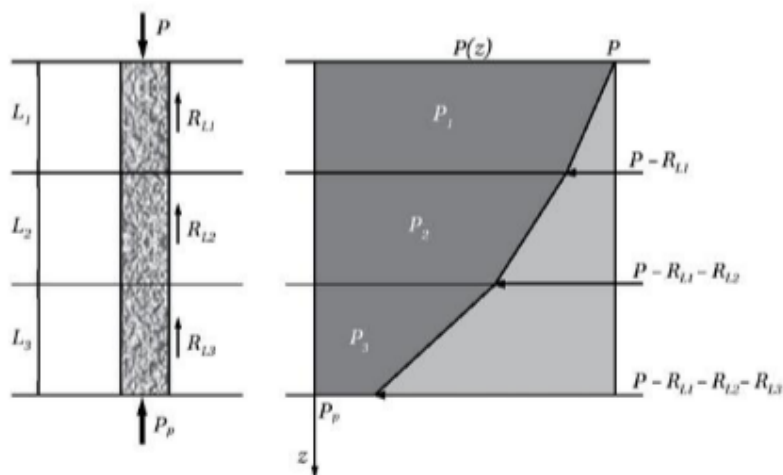
$$R_L < P < R \quad \text{Equação 54}$$

Com isso a resistência lateral tem que estar totalmente solicitada e a reação solicitada na ponta chamada de (P_p) seja menor que a resistência de ponta na ruptura (R_p) e que também seja suficiente para o equilíbrio das forças.

$$P_p = P - R_L < R_p \quad \text{Equação 55}$$

A variação de P em função da profundidade (Z) é suposta linear para cada segmento da estaca referente à uma camada de solo, podemos então esboçar um diagrama de esforço simplificado da carga $P(z)$ (Figura 41).

Figura 41 – Diagrama de esforço simplificado



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Observa-se uma redução do valor de P até um valor mínimo P_p , que reduz linearmente com a profundidade devido à resistência lateral dos segmentos da estaca que faz a transferência de cargas para o solo.

$$P_1 = P - R_{L1} \quad \text{Equação 56}$$

$$P_2 = P - R_{L1} - R_{L2} \quad \text{Equação 57}$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - R_{L3} \quad \text{Equação 58}$$

Aplicando a lei de Hooke, o valor do recalque da estaca devido ao encurtamento elástico é dado por:

$$\rho_e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i) \quad \text{Equação 59}$$

A – Área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c – Módulo de elasticidade do concreto.

Para caso o valor do módulo de elasticidade do concreto não estiver especificado, pode-se usar:

$E_c = 28$ a 30 GPa para estacas pré-moldadas;

$E_c = 21$ GPa para Hélice Contínua, Franki e Estacão;

$E_c = 18$ GPa para Strauss e Escavada a Seco.

Para o aço pode-se utilizar:

$E = 210$ GPa.

Para a madeira podemos apenas citar a ordem de grandeza:

$E = 10$ GPa.

2.8.2 Recalques do solo

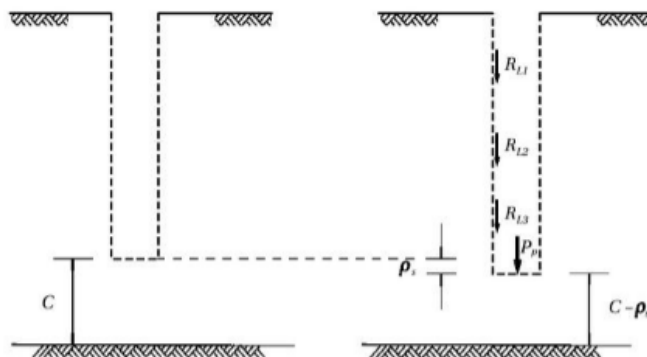
Por fim o autor descreve o recalque do solo (ρ_s), este que é o valor que as camadas subjacentes à ponta da estaca irão sofrer.

Para isso é utilizado o método de Vesic (1975), que divide o recalque do solo (ρ_s) em duas parcelas, a primeira sendo o recalque que o solo irá sofrer devido à reação pela força P_p chamado de $\rho_{s,p}$, e a segunda parcela é o recalque que o solo irá sofrer devido à reação dos segmentos da estaca que provocam forças $R_{L,i}$ (Figura 42), ficando assim:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L}$$

Equação 60

Figura 42 – Recalque do solo

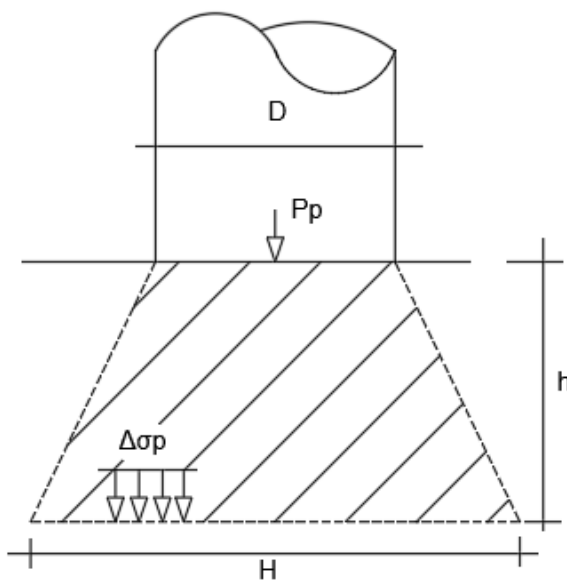


Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

As expressões para $\rho_{s,p}$ e $\rho_{s,L}$ são feitas usando o método de Aoki (1984), que propõe a força P_p , causando um acréscimo de tensões devido à reação do solo à essa força, em camadas de solo subjacentes de espessura (H) à uma distância vertical (h) do ponto de aplicação da força P_p e o final da camada (Figura 43), com isso, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada é dado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \times P_p}{\pi \times (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad \text{Equação 61}$$

Figura 43 – Propagação de ponta devido à reação de ponta



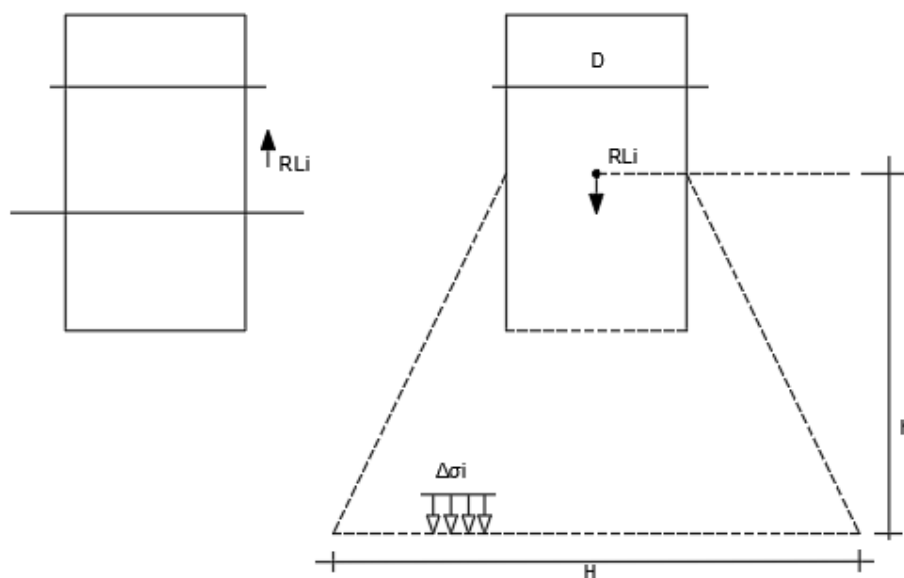
Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Dando sequência para a expressão do $\rho_{s,L}$, assim como acontece com a força P_p também ocorre com $R_{L,i}$, onde o solo exerce reação e assim acréscimo de tensões em um segmento de camadas subjacentes. Há de ser feito um somatório em casos de estacas com mais de um segmento.

A distância (h) de aplicação da força $R_{L,i}$, é a distância localizada no centroide do segmento de estaca até o final da camada de solo subjacente, afetada pelo acréscimo de tensões (Figura 44). A expressão que fornece o acréscimo de tensões deste segmento de estaca é dada abaixo:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \times R_{L,i}}{\pi \times (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad \text{Equação 62}$$

Figura 44 – Propagação de cargas devido às reações laterais



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

O acréscimo total de tensões na camada subjacentes de solo, é o somatório de ambos $\Delta\sigma_p$ e $\Delta\sigma_i$, ficando assim:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_i \quad \text{Equação 63}$$

O recalque do solo por fim, é estimado através da teoria da elasticidade linear, dada pela seguinte expressão:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \times H \right) \quad \text{Equação 64}$$

O módulo de deformabilidade do solo (E_s) apresentado na fórmula acima, pode ser encontrado pela expressão adaptada de Janbu (1963), dada pela seguinte expressão:

$$E_s = E_0 \times \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad \text{Equação 65}$$

Em que E_0 representa o Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca, σ_0 é a Tensão geostática no centro da camada e n é o expoente que depende da natureza do solo, sendo:

$n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas (em areia, temos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Para a avaliação de E_0 , Aoki (1984) considera:

$$E_0 = 6 \times K \times N_{spt} \text{ para estacas cravadas;}$$

$$E_0 = 4 \times K \times N_{spt} \text{ para estacas hélice contínua;}$$

$$E_0 = 3 \times K \times N_{spt} \text{ para estacas escavadas.}$$

Em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975), em função do tipo de solo.

2.8.3 Recalque em grupos de estacas

Cintra e Aoki (2010) descrevem que quando existe mais de uma estaca em um bloco, um grupo de estacas, essas apresentam recalques superiores ao de estacas isoladas quando submetidas à mesma carga, em alguns casos ocorrem de grupos de estacas terem recalques semelhantes, porém, isso ocorre quando a base

está bem próxima do indeslocável. Como visto até aqui, as variáveis que mais possuem importância são aquelas relacionadas ao solo, as variáveis geotécnicas, por isso, algumas fórmulas para o cálculo do recalque em grupos de estacas, não são muito confiáveis devido ao fato de serem baseadas em parâmetros geométricos, contudo o equacionamento desse efeito é dado por:

$$\rho_g = \rho_i \times \alpha \quad \text{Equação 66}$$

Onde o parâmetro α varia de acordo com a geometria do grupo, da deformabilidade do solo e a espessura dessa camada. Valores experimentais sugerem um α compreendido entre 1,6 a 4,0 para modelos de estacas cravadas em areia medianamente compacta. (Cintra, 1987)

Na prática, podemos fazer o uso de limites para o recalque sugeridos por Meyerhoff (1976), onde os grupos de estacas poderiam recalcar 25 mm em areia ou 50 mm em argila, já as estacas isoladas podem recalcar 15 mm em areia ou 25 mm em argila, para isso que funcione, deve ser aplicado um fator de segurança de 1,5 a carga que provoca o recalque das estacas isoladas.

2.9 Escolha do tipo de estaca

O cálculo da capacidade de carga é feito pelo engenheiro responsável pela fundação, assim como a escolha da carga de catálogo e o tipo da estaca, isso após uma análise feita no projeto da edificação, levando em conta as cargas e a tipologia da construção, ou seja, um prédio, uma residência térrea, uma torre de transmissão, etc. A localização da edificação também é de suma importância, porque dependendo disso, algumas opções ficarão inviabilizadas tanto pelo fator custo de transporte de equipamentos, materiais ou até mesmo acessibilidade ao local. As construções ao lado também devem ser consideradas, visto que algumas fundações profundas produzem muito ruído e vibração em excesso. (Cintra & Aoki, 2010)

Para uma estimativa do preço da estaca realizada na obra, temos uma relação de 1 unidade de custo por tonelada de carga no pilar (Quadro 2). (Rebello, 2008)

Quadro 2 – Relação de custo unitário por tf entre diversas estacas

Broca	1 uc/tf
Estaca Strauss	1,5 uc/tf
Estaca Escavada com Trado Helicoidal	1,5 uc/tf
Estaca Hélice-Contínua	3 uc/tf
Estaca Pré-Moldada	4 uc/tf
Estaca Franki	5 uc/tf
Microestaca ou Estaca Raiz	8 uc/tf
Tubulão	10 uc/tf

Fonte: Rebello, 2008.

Os ensaios de penetração (SPT, CPT, etc.) entram também como preliminares, eles mostram características indispensáveis dos solos tais como a sua resistência, o nível d'água, e a variação de resistência com o aumento da profundidade que acaba por ser um dos aspectos de maior peso a ser considerado na escolha da estaca, porque há uma diminuição na eficiência do equipamento com o aumento da resistência e isso gera valores máximos de N_{spt} para a parada de estacas como mostra a Tabela 13 a seguir. (Cintra & Aoki, 2010)

Tabela 13 – Valos limite do N_{spt} para a cota de assentamento

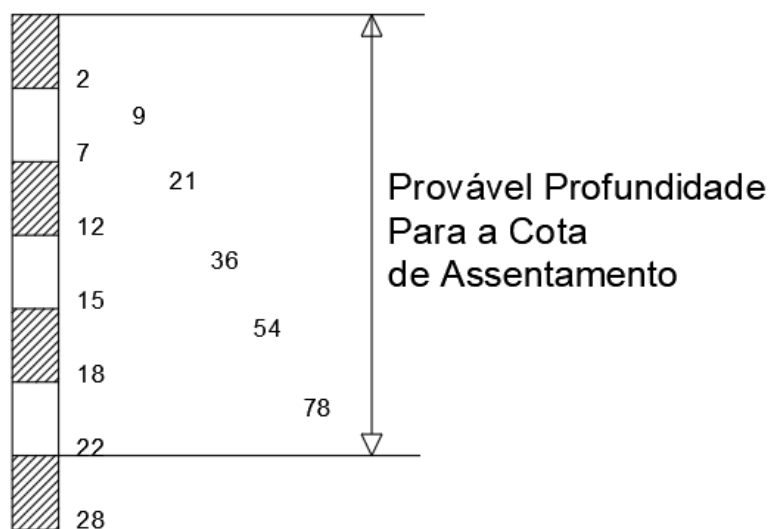
Tipo de estaca		N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30 \text{ cm}$	$15 < N_{spt} < 25$ $\Sigma N_{spt} = 80$
	$\varnothing \geq 30 \text{ cm}$	$25 < N_{spt} \leq 35$
Perfil metálico		$25 < N_{spt} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)		$20 < N_{spt} \leq 40$
Strauss		$10 < N_{spt} \leq 25$
Franki	em solos arenosos	$8 < N_{spt} \leq 15$

	em solos argilosos	$20 < N_{spt} \leq 40$
Estação e diafragma, com lama bentonítica		$20 < N_{spt} \leq 80$
Hélice-contínua		$20 < N_{spt} \leq 45$
Ômega		$20 < N_{spt} \leq 40$
Raiz		$N_{spt} \geq 60$ (penetra na rocha sã)

Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Um método empírico pode ser adotado como primeira aproximação para a determinação de uma possível cota de assentamento das estacas, é útil para avaliar os custos envolvidos na obra e também os possíveis diâmetros e estacas a serem adotadas. Com os dados da sondagem SPT em mãos, soma-se o N_{spt} das camadas até que se obtenha um valor maior ou igual a 60 e um valor mínimo de 15, o método tem uma boa aproximação (Figura 45). (Rebello, 2008)

Figura 45 – Aplicação da recomendação para estimar a provável cota de assentamento de estacas



Fonte: Rebello, 2008.

Ao fim dessa análise, a escolha final é feita quase sempre em função dos fatores custo e prazo. Caso a variação da carga dos pilares seja alta, podemos trabalhar em função de vários diâmetros fazendo com que cada agrupamento deste tenha sua carga admissível.

2.9.1 Metodologia de projeto

As metodologias de projeto são caminhos por onde o engenheiro deve escolher para dar início aos cálculos da estaca. Elas caminham a uma mesma conclusão, que é a escolha da cota de assentamento para a estaca e a fixação da carga admissível para o estaqueamento.

Cintra e Aoki (2010) mostra que fazendo uso do $N_{spt_{méd}}$ temos três metodologias a seguir, que no fim irão se mostrar interdependentes, mas há a necessidade de se adotar uma para dar início.

A primeira metodologia trabalha da seguinte maneira, adota-se um tipo de estaca juntamente com o diâmetro de sua seção transversal e sua carga de catálogo. Faz-se a equidade entre a carga de catálogo (P_e) e a carga admissível da estaca (P_a), logo em seguida, prosseguimos com os cálculos multiplicando o valor de P_a pelo fator de segurança global (F_{sg}), encontrando a capacidade de carga (R), a expressão fica:

$$R = P_a \times F_s \quad \text{Equação 67}$$

Por último é adotado um comprimento (L) para a estaca. Esse método tem como vantagem o fato de otimizar o aproveitamento da estaca.

A segunda metodologia funciona em função dos casos em que a limitação está no comprimento da estaca, seja essa limitação por causa dos equipamentos ou pelo nível d'água, nesse caso iremos adotar um valor para o comprimento (L) igual ao comprimento máximo possível ($L_{máx}$), e assim prosseguimos com o cálculo da capacidade de carga normalmente através de um dos métodos semiempíricos, dividiremos o resultado pelo fator de segurança global chegando à carga admissível.

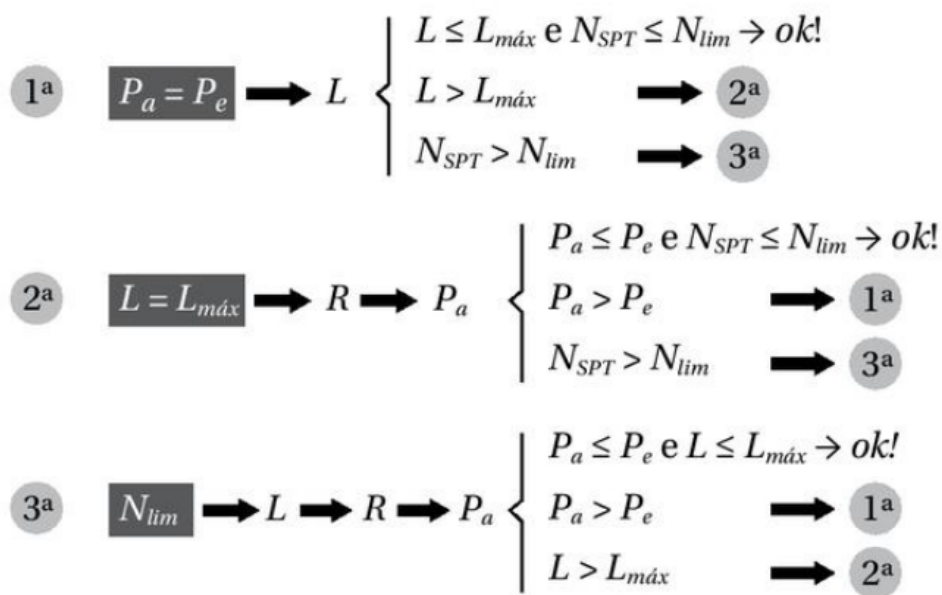
A terceira metodologia é em função dos valores limites de N_{spt} , aqueles já apresentados, tais valores irão limitar o comprimento da estaca em função da eficiência dos equipamentos de perfurarem tal profundidade para o respectivo N_{spt} . É adotado então prováveis valores de N_{spt} para a parada da perfuração, e respectivos comprimentos de estaca.

2.9.2 Interdependência das metodologias

As metodologias de projeto possuem valores que são arbitrariamente adotados e para certos casos, os outros dois valores não são respeitados por alguma razão, com isso temos de fazer o uso de outra gerando um ciclo e uma interdependência entre as três metodologias.

Quando começamos pela 1ª metodologia, é adotado a equidade entre P_a e P_e , caso L seja maior que o exequível, deve-se partir para a 2ª metodologia, onde é adotado L igual ao $L_{máx}$ exequível, e nesse caso pode ser que o N_{spt} seja o problema por ser maior que o N_{lim} possível para a execução, é usado então a 3ª metodologia, onde igualamos o N_{spt} ao N_{lim} e prossegue o passo a passo até obter os valores restantes (Figura 46). Assim como partir pela 1ª metodologia pode gerar divergências, com as demais metodologias não é diferente. (Cintra & Aoki, 2010)

Figura 46 – Interdependência entre as metodologias de projeto



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento desta pesquisa de caráter aplicado, foi realizado um estudo a respeito das bibliografias acerca do tema fundações profundas em estacas e um estudo complementar sobre os temas relacionados.

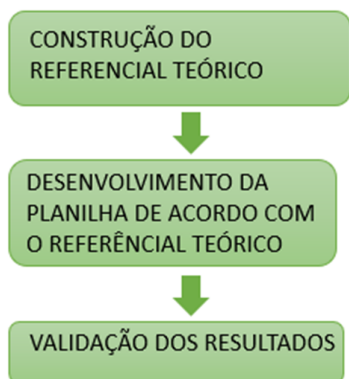
Seguiu-se uma linha bibliográfica descritiva em todas as etapas, não houveram pesquisas experimentais envolvidas, de caráter exploratório em campo, coleta ou estudo de amostragens.

A abordagem do trabalho foi qualiquantitativa visto que se propôs a obter um resultado numérico da planilha a partir de determinadas variáveis com a aplicação dos conhecimentos discutidos, sendo ainda a escolha de diversas variáveis feita arbitrariamente sem fórmulas engessadas. Nenhuma parte da pesquisa se baseou diretamente em resultados de amostragem, indiretamente sim, pois, as fórmulas semiempíricas são ajustadas em amostragens de provas de carga em estacas.

Os dados que foram pertinentes à construção da rotina computacional, foram tratados em uma planilha eletrônica, sem uso de VBA, apenas com fórmulas básicas.

Para a validação da planilha, foi feita sua aplicação em alguns exemplos resolvidos na literatura sobre o tema. Os resultados da planilha foram analisados, e comparados com os resultados já resolvidos do exemplo, pelo respectivo autor.

Figura 47 – Fluxograma da metodologia empregada para a pesquisa



Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

4 PLANILHA PARA DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS

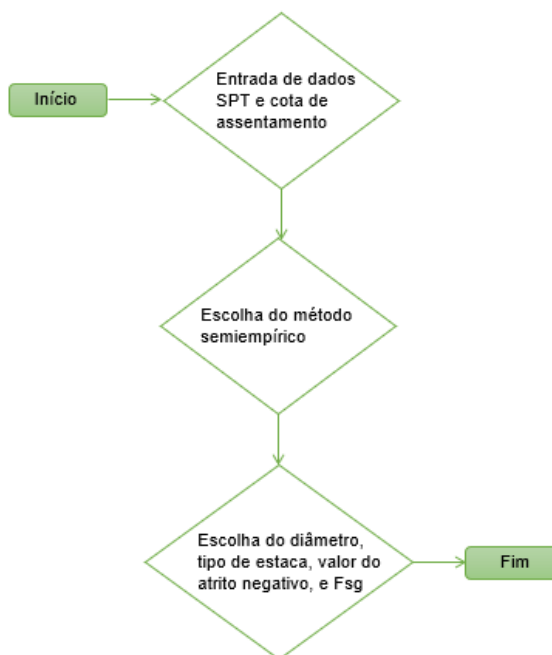
A planilha desenvolvida realiza os cálculos com agilidade e praticidade, entregando os resultados propostos como objetivo nesta pesquisa, contudo, requer do usuário os conhecimentos prévios descritos no referencial teórico. Todas as entradas de dados e interpretação dos resultados obtidos, são de inteira responsabilidade do usuário.

A planilha se limita a dimensionar geotecnicamente, estacas sujeitas a esforços de compressão.

A planilha fornece separadamente os valores da resistência lateral, resistência de ponta, capacidade de carga, carga admissível e o recalque da estaca. Os resultados são entregues dessa forma, para que, se necessário, seja possível analisar o modelo de forma mais específica. Também, dois gráficos auxiliam o usuário na interpretação dos dados, no início da planilha um gráfico (*profundidade x N_{spt}*) (Figura 50) e no fim um gráfico de barras (Figura 56), com os valores da capacidade de carga referente a todos os métodos.

O programa utilizado foi o *software Microsoft Excel®*, e a experiência de uso foi excelente, atendendo todas as exigências da planilha.

Figura 48 – Fluxograma da entrada de dados para a planilha



4.1 Rotina de cálculo

As fórmulas contidas no referencial teórico, junto às tabelas de suporte, serviram como base para a construção da planilha.

Primeiramente foi criada a parte onde se introduz os dados vindos do ensaio SPT.

- a) Cota de assentamento;
- b) Tipo de solo em cada camada de profundidade;
- c) N_{spt} por camada;
- d) Nível d'água .

Com isso foi possível desenvolver os métodos semiempíricos como descritos no referencial teórico, as formulações todas estão contidas nas células da planilha.

Método Aoki-Velloso;

- a) Fornece a resistência de ponta, resistência lateral, capacidade de carga e carga admissível.

Método Décourt-Quaresma;

- b) Fornece a resistência de ponta, resistência lateral, capacidade de carga e carga admissível.

Método Teixeira;

- c) Fornece a resistência de ponta, resistência lateral, capacidade de carga e carga admissível.

Na sequência foi aplicada a recomendação de Velloso (1991), referente ao método escolhido.

Recomendação de Velloso;

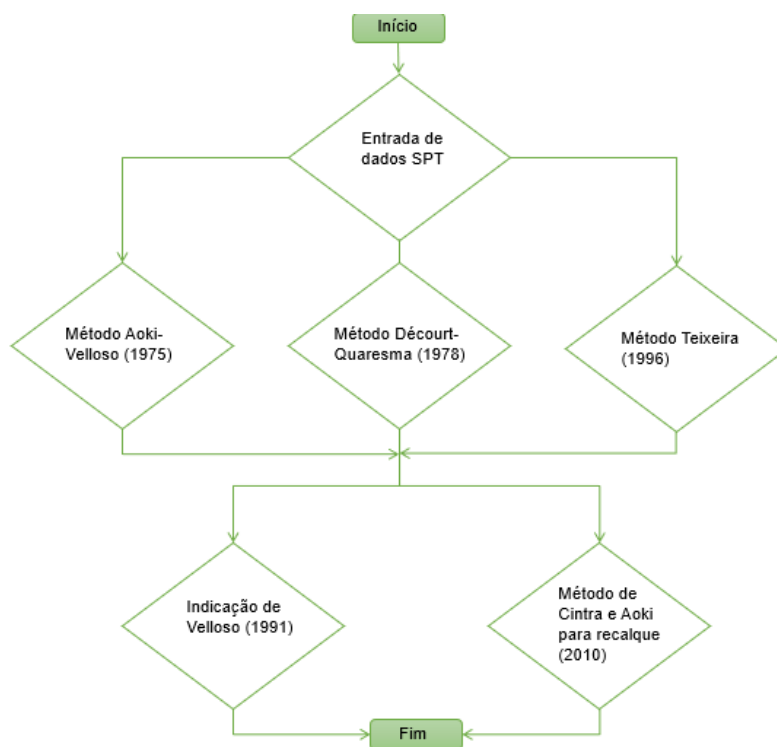
- d) Fornece a resistência lateral a tração.

E por fim, temos a aplicação do resultado fornecido por algum dos métodos semiempíricos, escolhido de forma livre pelo usuário, para a realização dos cálculos do recalque.

Método de Cintra & Aoki para o recalque, dividido em duas partes.

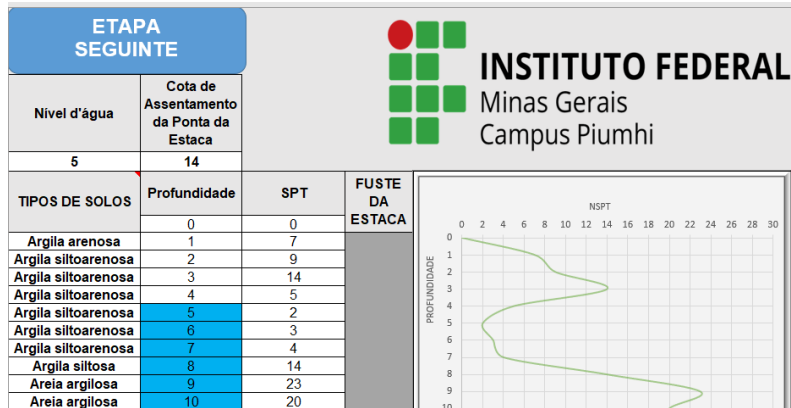
- e) Encurtamento elástico da estaca
- f) Recalque do solo pelo método de Vesic (1975)

Figura 49 – Fluxograma da rotina computacional para a planilha



Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 50 – Dados de entrada para os valores obtidos com o ensaio SPT



Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 51 – Método Aoki-Velloso (1975)

INÍCIO	
Método Aoki-Velloso	
Diâmetro (m)	0.25
Tipo de Estaca	Hélice-Contínua
Volume da base (m³) "estaca Franki"	0
$R_{L(-)}$	0 kN
F_{sg}	6122/2019
R_L	71 kN
R_P	146 kN
R	217 kN
P_a	108.4242165 KN

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 52 – Método de Décourt-Quaresma (1978)

Método Décourt-Quaresma	
Diâmetro (m)	0.25
Tipo de Estaca	Hélice-Contínua
Volume da base (m ³) "estaca Franki"	0
R _{L(-)}	0 kN
F _{Sg}	6122/2019
R _L	139 kN
R _p	31 kN
R	170 kN
P _a	84.98662626 KN

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 53 – Método de Teixeira (1996)

Método Teixeira	
Diâmetro (m)	0.25
Tipo de Estaca	Escavada a Céu Aberto
Volume da base (m ³) "estaca Franki"	0
R _{L(-)}	0 kN
F _{Sg}	6122/2019
R _L	119 kN
R _p	69 kN
R	188 kN
P _a	94.05143007 KN

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 54 – Indicação de Velloso (1991)

R _{LT} - Indicação de Velloso	
Método	Aoki-Velloso
R _L	531 kN
R _{LT}	371 kN

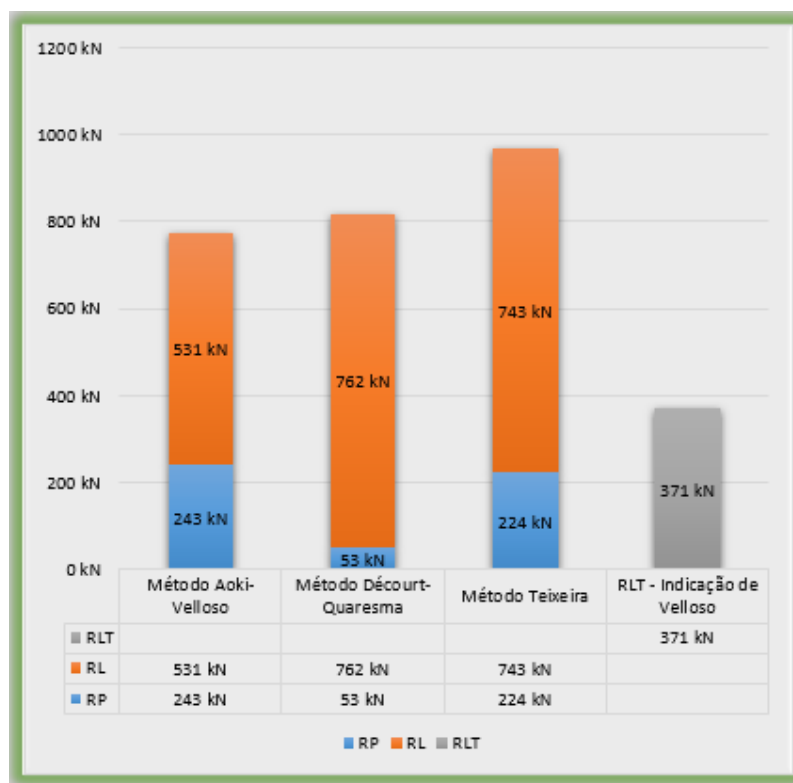
Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 55 – Método Cintra e Aoki (2010) para recalque

Recalques	
Método	Aoki-Velloso
Tipo de estaca	Estaca Pré-Moldada
P	240 kN
Diâmetro (m)	0.2
E _c	Estaca Pré-Moldada
H	1.00 m
ρ _e	0.11400 mm
ρ _s	2.81590 mm
ρ	2.92991 mm

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Figura 56 – Gráfico dos valores de capacidade de carga fornecidos pela planilha



Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

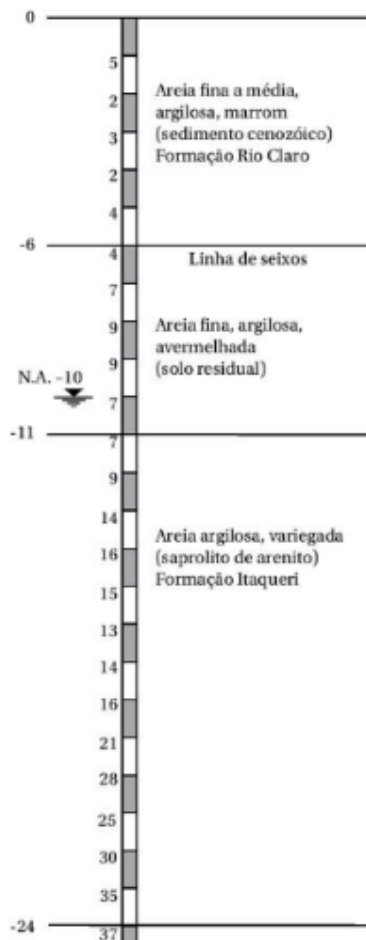
4.2 Aplicação da planilha em exemplos práticos

4.2.1 Exemplo aplicado 1

Exemplo retirado do livro do livro Fundações por estacas: projeto geotécnico (Cintra & Aoki, 2010). É necessário calcular a capacidade de carga pelo método de Aoki-Veloso (1975), os dados são:

- a) Estaca pré-moldada de concreto centrifugado;
- b) Diâmetro = 0,33 m;
- c) Carga de catálogo = 750 kN;
- d) Cota de assentamento = -13 m;
- e) Nível d'água = -10 m;
- f) Ensaio SPT fornecido abaixo.

Figura 57 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 1



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Tabela 14 – Resultados do exemplo 1 em comparação com a planilha

	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Exemplo 1	510	437	950
Planilha	509	449	958

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

4.2.2 Exemplo aplicado 2

Exemplo retirado do livro do livro Fundações por estacas: projeto geotécnico (Cintra & Aoki, 2010). É necessário estimar o recalque da mesma estaca utilizada no exemplo 1, os dados são:

- a) Estaca pré-moldada de concreto centrifugado;
- b) Diâmetro = 0,33 m;
- c) Carga de catálogo = 750 kN;
- d) Cota de assentamento = -13 m;
- e) Nível d'água = -10 m;
- f) Ensaio SPT do exemplo anterior;
- g) Esforço de compressão = 500 kN.

Tabela 15 – Resultados do exemplo 2 em comparação com a planilha

	Recalque encurtamento elástico (mm)	Recalque do solo (mm)	Recalque total (mm)
Exemplo 2	1,6	4,5	6,1
Planilha	1,61	4,57	6,19

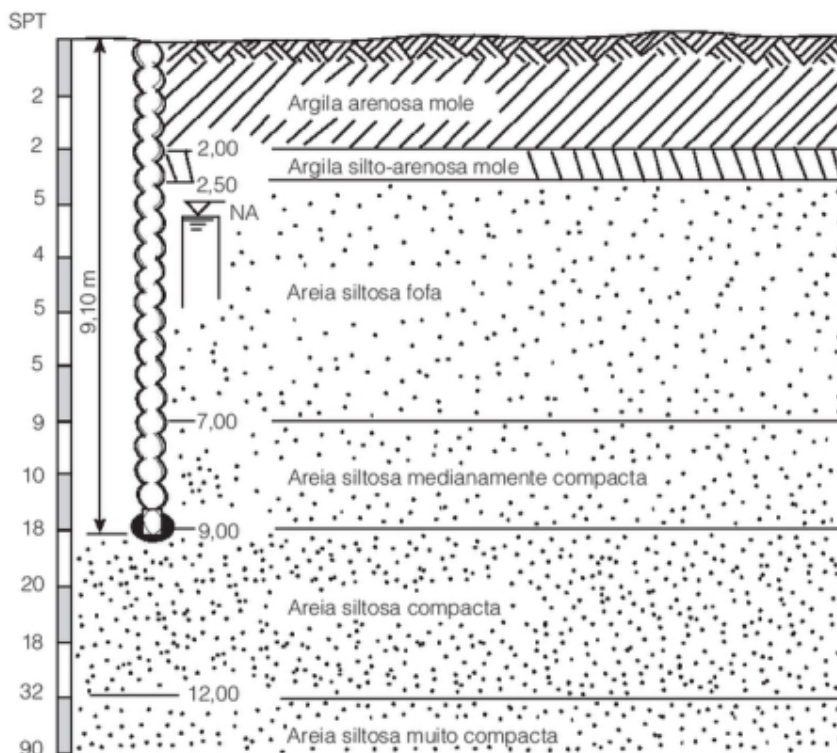
Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

4.2.3 Exemplo aplicado 3

Exemplo retirado do livro do livro Exercício de fundações (ALONSO, 2019). É necessário calcular a capacidade de carga de uma estaca Franki pelo método de Décourt-Quaresma (1978), os dados são:

- a) Estaca Franki;
- b) Diâmetro do fuste = 0,40 m;
- c) Cota de assentamento = -9,1 m;
- d) Nível d'água = -2,5 m;
- e) Volume da base = 0,18 m³;
- f) Ensaio SPT fornecido abaixo.

Figura 58 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 3



Fonte: ALONSO, 2019.

Tabela 16 – Resultados do exemplo 3 em comparação com a planilha

	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Exemplo 3	2200	190	2390
Planilha	2220	154	2372

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

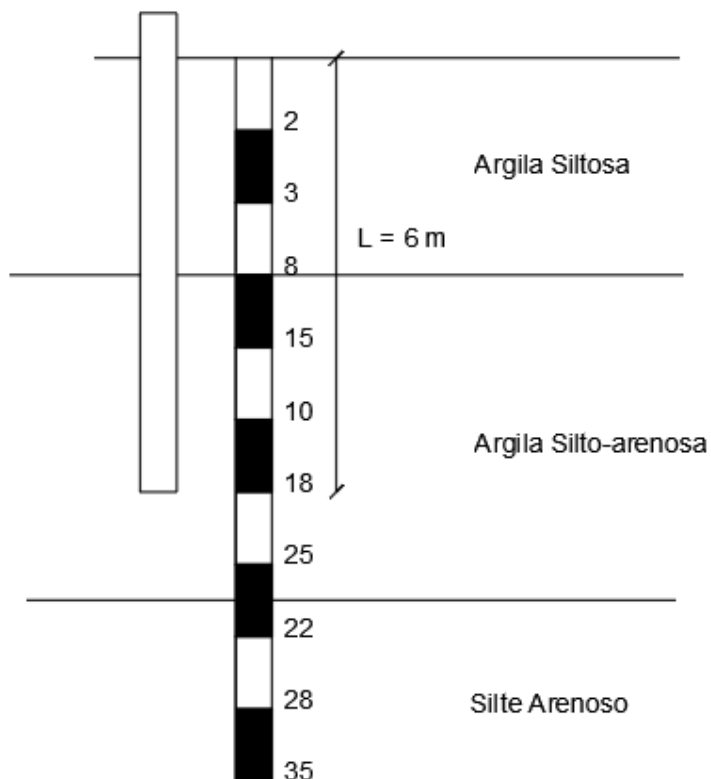
4.2.4 Exemplo aplicado 4

Exemplo retirado do livro do livro Fundações – Guia prático de projeto, execução e dimensionamento (REBELLO, 2008). É necessário calcular a capacidade de carga para uma estaca Strauss e uma estaca Hélice-contínua pelo método de Décourt-Quaresma (1978), os dados são:

- a) Estaca broca e estaca Hélice-contínua

- b) Diâmetro do fuste = 0,25 m;
- c) Cota de assentamento = -6 m;
- d) Nível d'água = Não encontrado;
- e) Ensaio SPT fornecido abaixo.

Figura 59 – Ensaio SPT para o exemplo aplicado 4



Fonte: REBELLO, 2008.

Tabela 17 – Resultado do exemplo 4 em comparação com a planilha (Strauss)

	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Exemplo 4 - Strauss	23	117	140
Planilha - Strauss	88	111	199

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

Tabela 18 – Resultado do exemplo 4 em comparação com a planilha
(Hélice-contínua)

	Resistência de ponta (kN)	Resistência lateral (kN)	Capacidade de carga (kN)
Exemplo 4 - Hélice-contínua	32	189	221
Planilha - Hélice-contínua	31	139	170

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Resultados e discussões

A pesquisa atingiu os objetivos propostos, e apresentou resultados consistentes validados mediante comparação com exemplos da literatura. É importante ressaltar que os métodos semiempíricos são correlações com valores tabelados e ajustados mediante provas de carga, logo, a tendência é manter a formulação e usar parâmetros regionais validados. (Cintra & Aoki, 2010)

Sobre a definição de carga admissível, atualmente fatores de segurança aplicados à capacidade de carga desempenham esse critério, porém, a interpretação sobre a qualidade da estrutura quanto ao ELS é feita através dos valores de recalque, logo, poderia ser interessante a adoção da carga admissível como sendo a capacidade de carga que efetivamente garantiria valores de recalque menores que 10% do fuste da estaca. (Berberian, 2015)

As fórmulas semiempíricas para o cálculo da capacidade de carga têm uso já consagrado na prática, em contrapartida o uso de formulações teóricas requer mais desenvolvimento e maior disseminação. Existem barreiras que dificultam isso, podemos falar sobre os ensaios laboratoriais necessários para se conhecer os parâmetros do solo ao qual está sendo trabalhado, para tal existe uma demanda maior de tempo e isso gera custos.

Por fim, cito a NBR 6122:2019 que fala da responsabilidade do projetista da superestrutura em transmitir o conjunto correto de esforços para a verificação, tanto do estado limite último de ruptura (ELU), quanto do estado limite de serviço (ELS), assim como é responsabilidade do projetista das fundações dimensionar o elemento fundação ao ELU e também ao ELS, isso é, verificar se o recalque calculado está dentro dos limites aceitáveis.

É bom lembrar que, poderia ter sido utilizado também um programa, desenvolvido através de alguma linguagem de programação.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Ao leitor que se interessou pelo tema, o campo da geotecnia é amplo e ainda precisa de muita pesquisa e desenvolvimento. Alguns temas sugeridos para trabalhos futuros são:

- Desenvolvimento de uma planilha eletrônica para o cálculo da capacidade de carga de estacas tracionadas, por exemplo os descritos em Campelo (1995).
- Desenvolvimento de uma planilha eletrônica para o cálculo da capacidade de carga de estacas submetidas à esforços horizontais.
- Estudo bibliográfico sobre formulações teóricas para fundações profundas em estacas.
- Estudo de caso dos parâmetros geotécnicos dos métodos semiempíricos, atualizados para a região de interesse.
- Estudo bibliográfico sobre outros métodos teóricos ou semiempíricos para o cálculo do recalque do solo em fundações profundas em estacas.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 3ª edição. São Paulo: Blucher, 2019.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3441-16**: Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils. cidade: USA, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM 5778-20**: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. USA: ASTM, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Solos e rochas - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de Fundações**. Brasília: UnB – Infrasolo, 2015.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CIRONE, Alessandro (2018). Atrito Negativo em Estacas Cravadas em Solos Moles. Disponível em: <http://softsoilgroup.com.br/atrito-negativo-em-estacas-cravadas-em-solos-moles/>. Acesso em: 19 mar. 2022.

Ensaio de Cone e Piezocone – CPT e CPTu. Disponível em: <https://geositu.com.br/ensaio-cpt-cptu/>. Acesso em: 10 mar. 2022.

INSTITUTO FEDERAL DE MINAS GERAIS. Rede de Bibliotecas. Manual de normalização de trabalhos acadêmicos. Belo Horizonte: IFMG, 2020. Disponível em: https://www.ifmg.edu.br/portal/ensino/bibliotecas/arquivos-bibliotecas/copy_of_ManualdeNormalizaolIFMG2020.pdf. Acesso em: 10 mar. 2022.

MARTINO, Giovana (2021). A história dos edifícios tortos de Santos. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/961668/a-historia-dos-edificios-tortos-de-santos>. Acesso em: 10 mar. 2022.

NORMA REGULAMENTADORA. **NR 18**: Condições de segurança e saúde no trabalho na indústria da construção. 2020

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações**: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ANEXOS A

Quadro 3 – Carga de catálogo para estacas broca

Diâmetro Ø (cm)	20	25	30
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	5	7	10

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 4 – Carga de catálogo para estacas Strauss

Diâmetro Ø (cm)	25	32	38	45
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	20	30	40	60

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 5 – Carga de catálogo para estacas trado helicoidal

Diâmetro Ø (cm)	25	30	35	40	45	50
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	20	30	40	50	60	80

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 6 – Carga de catálogo para estacas hélice-contínua

Diâmetro Ø (cm)	27,5	35	40	42,5	50	60	70	80	90	100
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	25 a 30	35 a 50	50 a 65	55 a 70	70 a 100	110 a 140	155 a 190	200 a 250	255 a 310	315 a 390

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 7 – Carga de catálogo para estações

Diâmetro Ø (cm)	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Capacidade de Carga	100 a	135 a	175 a	222 a	275 a	330 a	395 a	465 a	535 a	620 a

Estrutural (tf)	140	190	250	320	390	475	565	660	770	880
-----------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Diâmetro Ø (cm)	160	170	180	190	200
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	700 a 1005	790 a 1130	890 a 1270	990 a 1415	1100 a 1570

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 8 – Carga de catálogo para estacas barrete

Diâmetro Ø (cm)	150 x 30	150 x 40	150 x 50	150 x 60	250 x 40	250 x 50	250 x 60
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	155 a 225	210 a 300	260 a 375	315 a 450	350 a 500	435 a 625	525 a 750

Diâmetro Ø (cm)	250 x 70	250 x 80	250 x 90	250 x 100	320 x 80	250 x 110	250 x 120
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	610 a 875	700 a 1000	785 a 1225	875 a 1250	895 a 1280	960 a 1375	1050 a 1500

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 9 – Carga de catálogo para estacas Franki

Diâmetro Ø (cm)	30	35	40	52	60
Profundidade Máxima Recomendável (m)	15	18	22	30	35
Armação a Compressão	4Ø12,5	4Ø16	4Ø16	4Ø20	4Ø22
Armação a Tração	4Ø16	4Ø16	4Ø20	4Ø25	4Ø25
Carga Admissível a Compressão (tf)	45	55	80	130	170
Carga Admissível a Tração (tf)	8,5	10	13	24	27

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 10 – Carga de catálogo para estacas raiz

Diâmetro Ø (cm)	10	12	15	16	20	25	31	41
-----------------	----	----	----	----	----	----	----	----

Capacidade de Carga Estrutural (tf)	10 a 15	10 a 25	25 a 35	25 a 45	25 a 60	50 a 80	60 a 110	110 a 150
-------------------------------------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------	-----------

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 11 – Aproximação para cargas de catálogo de estacas pré-moldadas de madeira

Diâmetro Ø (cm)	20	25	30	35	40
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	15	20	30	40	50

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 12 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas circulares de concreto centrifugado

Diâmetro Ø (cm)	20	23	26	33	38	42	50	60	70
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	30	40	50	75	90	115	170	230	300

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 13 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas quadradas de concreto vibrado e adensado

Diâmetro Ø (cm)	15 x 15	17 x 17	21,5 x 21,5	23,5 x 23,5	26,5 x 26,5
Capacidade de Carga Estrutural (tf)	32	40	67	82	108

Fonte: Rebello, 2008.

Quadro 14 – Carga de catálogo para estacas pré-moldadas de aço

Perfil	Capacidade (tf)
H 6" 1" Alma	40
I 8" 1" Alma	30
I 10" 1" Alma	40

I 12" 1" Alma	70
---------------	----

Fonte: Rebello, 2008.

Tabela 19 – Carga de catálogo tradicional e Carga estrutural admissível para estaca escavada com trado helicoidal

Diâmetro	Carga de catálogo tradicional P_e (kN)	Carga estrutural admissível (kN)
Ø 25	200	250
Ø 30	300	360
Ø 35	400	490
Ø 40	500	640
Ø 45	600	810
Ø 50	800	1000

Fonte: Cintra & Aoki, 2010 apud Falconi, Souza Filho & Figaro, 1998.

Quadro 15 – Carga de catálogo para variadas estacas

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Pré-moldada vibrada quadrada $\sigma_e = 6$ a 10 MPa	20 x 20	400
	25 x 25	600
	30 x 30	900
	35 x 35	1200
Pré-moldada vibrada circular $\sigma_e = 10$ a 14 MPa	Ø 22	400
	Ø 29	600
	Ø 33	800
Pré-moldada protendida circular $\sigma_e = 10$ a 14 MPa	Ø 20	350
	Ø 25	600
	Ø 33	900
Pré-moldada centrifugada $\sigma_e = 9$ a 11 MPa (seção vazada)	Ø 20	300
	Ø 23	400
	Ø 26	500
	Ø 33	750
	Ø 38	900
	Ø 42	1150
	Ø 50	1700
	Ø 60	2300
Ø 70	3000	

Fonte: Cintra & Aoki, 2010 apud Alonso; Velloso & Lopes, 1998, 2002.

Quadro 16 – Carga de catálogo para variadas estacas pré-moldadas de aço

Perfil	Tipo/Dimensão	Carga de catálogo P_e (kN)
Trilho usado $\sigma_e = 80$ MPa - Verificar grau de desgaste e alinhamento	TR 25	200
	TR 32	250
	TR 37	300
	TR 45	350
	TR 50	400
	2 TR 32	500
	2 TR 37	600
	3 TR 32	750
3 TR 37	900	
Perfis I e H - descontar 1,5 mm para corrosão e aplicar $\sigma_e = 120$ MPa	H 6"	400
	I 8"	300
	I 10"	400
	I 12"	600
	2 I 10"	800
2 I 12"	1200	

Fonte: Cintra & Aoki, 2010 apud Velloso & Lopes, 2002.

Quadro 17 – Aproximação para a carga de catálogo em estacas de madeira

Madeira	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
$\sigma_e = 4,0$ MPa	Ø 20	150
	Ø 25	200
	Ø 30	300
	Ø 35	400
	Ø 40	500

Fonte: Cintra & Aoki, 2010 apud Alonso, 1998.

Quadro 18 – Carga de catálogo para estacas escavadas

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Broca $\sigma_e = 3$ a 4	Ø 20	150

MPa (Velloso e Lopes, 2002)	Ø 25	200
Strauss $\sigma_e = 4$ MPa (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	Ø 22	200
	Ø 27	300
	Ø 32	400
	Ø 42	700
	Ø 52	1070
Escavada com trado helicoidal (a seco) $\sigma_e = 4$ MPa (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	Ø 25	250
	Ø 30	360
	Ø 35	490
	Ø 40	640
	Ø 45	810
Estação (escavada com lama bentonítica) $\sigma_e = 4$ MPa (Saes, 1998)	Ø 60	1100
	Ø 70	1500
	Ø 80	2000
	Ø 100	3100
	Ø 120	4500
	Ø 140	6200
	Ø 150	7100
	Ø 160	8200
	Ø 180	10100
Estaca diafragma ou barrete $\sigma_e = 4$ MPa (Saes, 1998)	40 x 250	4000
	50 x 250	5000
	60 x 250	6000
	80 x 250	8000
	100 x 250	10000
	120 x 250	12000
	30 x 320	3800
	40 x 320	5100
	50 x 320	6400
	60 x 320	7600

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.

Quadro 19 – Carga de catálogo de outros tipos de estacas

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Apiloadas $\sigma_e = 4$ MPa	Ø 20	150
	Ø 25	200
Franki $\sigma_e = 6$ MPa (Maia, 1998)	Ø 30	450
	Ø 35	550
	Ø 40	800
	Ø 52	1300
	Ø 60	1700
Raiz (Alonso,	Ø 10	100 - 150

1998)	Ø 12	100 - 250
	Ø 15	100 - 350
	Ø 16	100 - 450
	Ø 20	100 - 600
	Ø 25	250 - 800
	Ø 31	300 - 1100
	Ø 41	500 - 1500
Hélice-contínua $\sigma_e = 6 \text{ MPa}$ (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1250
	Ø 60	1800
	Ø 70	2450
	Ø 80	3200
	Ø 90	4000
	Ø 100	5000

Fonte: Cintra & Aoki, 2010.