



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Trabalho de Conclusão de Curso

**ESTUDO DE CASO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO
POR ESTACA PRÉ-MOLDADA E HÉLICE CONTÍNUA**

Bruno Oestreich Laurentino

Florianópolis
2018

ESTUDO DE CASO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO POR ESTACA PRÉ-MOLDADA E HÉLICE CONTÍNUA

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jano D'Araujo Coelho

Florianópolis

2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Laurentino, Bruno Oestreich

Estudo de caso comparativo de projeto de fundação por estaca pré-moldada e hélice contínua / Bruno Oestreich Laurentino ; orientador, Jano D'Araujo Coelho, 2018.
142 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. I. Coelho, Jano D'Araujo. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Bruno Oestreich Laurentino

**ESTUDO DE CASO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO
POR ESTACA PRÉ-MOLDADA E HÉLICE CONTÍNUA**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Bacharel” e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 22 de novembro de 2018.

Prof.^a Dr.^a Luciana Rohde
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:



Prof.^o Dr.^o Jano D' Araujo Coelho
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^o Dr.^o Roberto Caldas de Andrade Pinto
Universidade Federal de Santa Catarina

Venicio Edson Petroski
Engenheiro Civil

Este trabalho é dedicado aos meus colegas de classe e aos
meus queridos pais.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me iluminar e abençoar com saúde para executar meus planos de vida.

Aos meus pais, Cátia Milene Oestreich Laurentino e Alcebíades José Doca Laurentino, por sempre me guiarem pelo caminho correto e me darem condições de alcançar meus objetivos sem medir esforços.

Ao meu irmão, Lucas Oestreich Laurentino, por ser, além de tudo, um grande amigo e trazer alegria para os meus dias, mesmo morando distante.

Aos meus avós e bisavó, Aurea Oestreich, Gert Otto Oestreich, Alcebíades José Inácio Laurentino, Virginia Coelho Laurentino e Ingrid Kuhl, os quais me ensinaram muitas lições e sempre tiveram muita compaixão com a minha pessoa.

Aos meus amigos de infância, que fazem parte desse processo desde muito cedo.

Aos amigos que formei na faculdade, por estarem me ajudando a superar dificuldades no dia a dia, em especial ao meu primo Liete Laurentino Junior.

Agradecimento especial ao meu orientador, Jano D'Araujo Coelho, por aceitar essa missão, disponibilizando seu tempo e esforço para transmitir seu vasto conhecimento na área de engenharia civil.

Aos integrantes da Banca Examinadora, Roberto Caldas de Andrade Pinto e Venicio Edson Petroski, por auxiliarem a melhorar o conteúdo do trabalho.

À Construtora Builder, por possibilitar o meu conhecimento prático do que foi aprendido durante esses cinco anos de graduação.

Aos professores e funcionários da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos serviços prestados ao longo desta etapa.

A todos, o meu muito obrigado.

Treine enquanto eles dormem, estude enquanto eles se divertem,
persista enquanto eles descansam, e então, viva o que eles
sonham (Autor desconhecido)

RESUMO

A busca por construções mais arrojadas, assim como a maior concentração de edificações devido ao crescimento urbano, exigiu inovações nos métodos construtivos de fundações. Uma das principais fundações que surgiu nesse período foi a estaca hélice contínua monitorada (EHC), por ser de rápida execução e causar poucos danos às edificações vizinhas. O presente trabalho tem como foco realizar a comparação dessa fundação mais moderna com a estaca pré-moldada de concreto, considerada mais antiga e clássica, para entender as diferenças em todas as etapas de estudo. A comparação foi feita por meio do dimensionamento de um estudo de caso. O estudo comparativo teve início nos processos executivos e suas limitações, partindo para o dimensionamento da capacidade de carga, carga admissível, carga de catálogo e, finalmente, o recalque. Para alcançar esses resultados, foi utilizado dados obtidos das investigações geotécnicas, da superestrutura da edificação e demais informações relevantes.

Utilizou-se diversos métodos renomados e bibliografias de diferentes autores para atingir respostas com grau de confiabilidade adequado e de acordo com o que realmente é visto e empregado na prática.

Palavras-chave: Estaca pré-moldada. Estaca hélice contínua. Processo executivo. Capacidade de carga. Recalque.

ABSTRACT

The search for bolder constructions, as well as the more concentration of buildings because of the urban growing, demanded innovations on the constructive methods of foundations. One of the main foundations that emerged in this period was the Continuous Flight Auger Pile (CFA), because of its fast execution and for causing minor damage to the buildings around. This thesis focuses on comparing this more modern foundation with the precast pile, considered more antique and classic, to understand the differences between them in all of the stages of study. The comparison was made through the design of a case study. The comparative study began with the executive processes and its limitations, and then continued with obtaining the load capacity, the yield stress, catalog stress and finally, the settlement. Data from geotechnical research, from the building's superstructure and more relevant information were used to reach these results. Plenty of renowned methods and bibliography from many authors were very important to achieve the answers with adequate degree of reliability and according to what really is seen and put into practice.

Keywords: Precast pile. Continuous Flight Auger Pile. Executive process. Load capacity. Settlement.

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Tipos de fundações profundas	21
Tabela 2 – Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho.....	22
Tabela 3 – Quantidade mínima de sondagem.....	35
Tabela 4 – Classificação da compacidade/consistência.....	38
Tabela 5 – Coeficiente K e razão de atrito α	42
Tabela 6 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados	42
Tabela 7 – Coeficiente característico do solo C	44
Tabela 8 – Coeficiente K e razão de atrito α	46
Tabela 9 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados	47
Tabela 10 – Coeficiente característico do solo C	48
Tabela 11 – Valor de α em função do tipo de estaca e solo	48
Tabela 12 – Valor de β em função do tipo de estaca e solo	48
Tabela 13 – Valores dos parâmetros β_1 e β_2	50
Tabela 14 – Carga de catálogo de estaca pré-moldada de concreto e hélice contínua	52
Tabela 15 – Peso específico de solos argilosos	58
Tabela 16 – Peso específico de solos argenosos.....	58
Tabela 17 – Valor das cargas dos pilares	70
Tabela 18 – Aoki-Velloso, dimensionamento por camada para pré-moldada.....	74
Tabela 19 – Decourt-Quaresma, dimensionamento por camada para pré-moldada	76
Tabela 20 – Aoki-Velloso, dimensionamento por camada para EHC	78
Tabela 21 – Decourt-Quaresma, dimensionamento por camada para EHC	80
Tabela 22 – Antunes & Cabral, dimensionamento por camada para EHC.....	82
Tabela 23 – Valor utilizados para β_1 e β_2	83
Tabela 24 – Carga de catálogo de estaca pré-moldada de concreto e hélice contínua	91
Tabela 25 – Recalque estaca pré-moldada.....	94
Tabela 26 – Recalque estaca hélice contínua	96
Tabela 27 – Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca pré-moldada	98
Tabela 28 – Valores adotados e obtidos para todo o projeto, estaca pré-moldada	100
Tabela 29 – Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca hélice contínua	102
Tabela 30 – Valores adotados e obtidos para todo o projeto, estaca hélice contínua	103
Tabela 31 – Quantitativo da estaca pré-moldada.....	104
Tabela 32 – Quantitativo da estaca hélice contínua.....	104
Tabela 33 – Quantidade de prova de carga.....	106
Tabela 34 – Tensão em cada estaca pré-moldada.....	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fundações diretas: (a) Bloco de concreto simples, (b) sapata simples e (c) radier liso.....	19
Figura 2 – Armazenamento, suspensão e içamento de estacas pré-moldadas.....	24
Figura 3 – Sistema de cravação: (a) bate-estacas tradicional com martelo de queda livre; (b) idem, com martelo automático; (c) detalhe dos acessórios de cravação.....	25
Figura 4 – Emendas de estacas pré-moldadas por luva de aço (a) soldadas e (b) apenas encaixadas	26
Figura 5 – Execução de estaqueamento em estacas pré-moldadas.....	27
Figura 6 – Equipamento de hélice contínua monitorada	29
Figura 7 – Procedimentos para execução de estaca hélice contínua monitorada	31
Figura 8 – Exemplo de relatório executivo de hélice contínua monitorada	32
Figura 9 – Equipamento de sondagem SPT	37
Figura 10 – Parcelas de recalque da estaca	53
Figura 11 – Diagrama de esforço normal na estaca.....	54
Figura 12 – Recalque do solo	55
Figura 13 – Propagação de tensões devido à reação de ponta.....	56
Figura 14 – Propagação de tensões devido às cargas laterais.....	57
Figura 15 – Planta de Locação	66
Figura 16 – Quadro resumo de áreas de projeto.....	66
Figura 17 – Resumo ensaio SPT furo 1.....	68
Figura 18 – Planta de carga dos pilares.....	69

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Resistência lateral admissível estaca pré-moldada.....	84
Gráfico 2 – Resistência ponta admissível estaca pré-moldada.....	85
Gráfico 3 – Carga admissível estaca pré-moldada	85
Gráfico 4 – Resistência lateral admissível estaca hélice contínua.....	86
Gráfico 5 – Resistência ponta admissível estaca hélice contínua.....	87
Gráfico 6 – Carga admissível estaca hélice contínua	87
Gráfico 7 – Carga admissível estaca pré-moldada $\theta=33\text{cm}$ x hélice contínua $\theta=50\text{cm}$.	89
Gráfico 8 – Carga admissível estaca pré-moldada x hélice contínua	90

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA	14
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivo Geral	15
1.2.2	Objetivos Específicos	15
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	FUNDAÇÕES.....	16
2.1.1	Fundações diretas	17
2.1.2	Fundações profundas	19
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	34
2.2.1	Ensaio SPT – Standard Penetration Test	35
2.2.2	SPT com medida de torque (SPT-T)	38
2.2.3	Sondagem rotativa	38
2.3	CAPACIDADE DE CARGA	39
2.3.1	Estaca pré-moldada de concreto	40
2.3.2	Estaca hélice contínua	44
2.4	CARGA ADMISSÍVEL	50
2.5	CARGA DE CATÁLOGO	51
2.6	RECALQUE	52
2.6.1	Encurtamento elástico	53
2.6.2	Recalque do solo	55
2.6.3	Previsão da curva carga x recalque	58
2.6.4	Limite de recalque da fundação	59
2.7	PROVA DE CARGA.....	59
2.7.1	Carga estática	60
2.7.2	Carregamento dinâmico	61
2.7.3	Pile integrity (PIT)	62
2.8	EFEITO DE GRUPO	62
2.8.1	Efeito de grupo em capacidade de carga	62
2.8.2	Efeito de grupo em recalques	63
2.9	ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO	63
2.10	BLOCO DE COROAMENTO.....	64

3	ESTUDO DE CASO	66
3.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO	67
3.2	PLANTA DE CARGA DO EDIFÍCIO.....	69
3.3	DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	71
3.3.1	Dimensionamento da capacidade de carga das estacas de concreto pré-moldadas ..	72
3.3.2	Dimensionamento da capacidade de carga das estacas hélice-contínua	77
3.3.3	Análise dos métodos e capacidade de carga adotada	83
3.4	CARGA DE CATÁLOGO	91
3.5	RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	92
3.5.1	Estacas pré-moldadas	92
3.5.2	Estacas hélice contínua	95
3.6	RESULTADOS DOS DEMAIS PILARES	97
3.6.1	Estacas pré-moldadas	97
3.6.2	Estacas hélice contínua	101
3.7	COMPARAÇÃO DA QUANTIDADE, VOLUME E RECALQUE DAS ESTACAS ..	104
3.8	PROVA DE CARGA.....	105
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
	REFERÊNCIAS	110
	ANEXO A – Planta de locação dos pontos de sondagem e perfil geológico dos furos utilizado para previsão da capacidade de carga das estacas.....	113
	ANEXO B – Planta de carga e a tabela da planta de carga.....	123
	ANEXO C – Recalques.....	124
	ANEXO D – Resultados planilha comercial site Engenharia	126
	ANEXO E – Procedimento de cálculo para o dimensionamento de bloco de coroamento.....	131

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

A fundação de uma edificação é uma etapa crucial da obra, a qual demanda um cuidado redobrado. Isso porque toda a construção será realizada sobre a fundação e qualquer problema nessa fase, conseqüentemente, acarretará em problemas em toda a edificação. Inclusive, a busca cada vez maior de construir edificações mais altas e esbeltas exige muito das fundações que recebem muita carga em uma pequena área nessas obras arrojadas. Além disso, a geotecnia é uma área de grandes dificuldades pois há muitas variáveis e incertezas devido à grande variabilidade de tipos de solo e sua heterogeneidade em um mesmo terreno.

As fundações são divididas em superficiais e profundas. Aquelas aproveitam-se de solos de boa resistência superficial, enquanto estas são utilizadas principalmente quando o solo superficial não é considerado resistente o suficiente e em grandes construções que possuem cargas elevadas. Para calcular as capacidades de cargas e os recalques das fundações, há vários métodos teóricos e semiempíricos, no qual cada método se adequa melhor à determinados tipos de fundação e de situação. É interessante realizar essa análise entre os métodos para comparação dos resultados obtidos e conseqüente escolha adequada de qual dos métodos será utilizado no dimensionamento.

Geralmente, quando o solo permite, utiliza-se fundações superficiais, principalmente sapatas. Isso porque são mais baratas, fáceis de executar e simples de resolver. No entanto, nem sempre é possível utilizá-las, então recorre-se para fundações profundas que, em geral, são mais complicadas, mas atingem resultados bons.

Entre as fundações profundas mais utilizadas atualmente destacam-se: a estaca pré-moldada cravada e a hélice contínua monitorada, na qual cada uma possui suas particularidades com vantagens, desvantagens e restrições. Visto a grande relevância e utilização desses dois tipos de fundações, a análise e comparação de seus prós e contras é um tema interessante para ser estudado, ressaltando a grande valia para adquirir a habilidade construtiva que não se obtém somente com teorias, mas também com aplicações.

Por todos os itens acima citados, esse trabalho será desenvolvido a partir de uma inicial revisão bibliográfica dos conceitos que serão utilizados, e posterior estudo de caso,

no qual se realizará uma avaliação de viabilidade técnica das fundações de um edifício com estaca pré-moldada cravada e hélice contínua monitorada.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar e comparar a viabilidade técnica das fundações de um edifício com estaca pré-moldada cravada e hélice contínua monitorada.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar as plantas de carga, os ensaios a percussão (SPT) e os métodos semiempíricos utilizados para os cálculos do dimensionamento das estacas;
- Dimensionar a carga admissível e o recalque de estacas pré-moldadas e hélice contínua;
- Analisar e comparar os resultados obtidos tecnicamente.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho será dividido em 4 capítulos principais, sendo o primeiro essa introdução inicial. Primeiramente, após a introdução, será feita uma revisão bibliográfica dos conceitos utilizados no trabalho, através de livros, artigos publicados, trabalhos de conclusão de curso já finalizados e outros documentos que possivelmente sejam relevantes na elaboração do trabalho, verificando sempre a origem das fontes e suas legitimidades.

Posteriormente, será realizado um estudo de caso de um edifício na qual se terá acesso a todos os projetos, dimensionamentos, memoriais descritivos e tudo que julgar-se importante no decorrer do estudo. Com esses dados, serão feitos os cálculos e dimensionamentos da fundação por estaca pré-moldada e hélice contínua monitorada.

Por fim, com todos os dados levantados, poderá efetuar-se a análise e comparação dos resultados obtidos e formular uma conclusão geral do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES

A atenção do ser humano está voltada geralmente para o que ele consegue ver, não tendo tanta preocupação com possíveis problemas que não são visuais. Assim também ocorre com leigos e profissionais negligentes na construção civil, na qual os aspectos visuais da construção são tidos como mais importantes e deixa-se de lado o tido como “invisível”. Entretanto, bons profissionais sabem que alguns elementos não visíveis têm uma importância grande no sucesso da edificação, como é o caso das fundações. Inclusive, merecem um cuidado extra por estarem enterradas, o que dificulta a inspeção e a percepção do início de alguma patologia.

De acordo com Medrano (2014), o projeto de fundação tem como finalidade atender com segurança a transferência das cargas verticais e horizontais advindas da edificação para o solo, que serão dissipadas em profundidade ou não, por meio de elementos estruturais, que podem ser rasos ou profundos. Além disso, podem estar submetidos a ações externas variáveis, como: vento, ondas, empuxos de terra, terremotos e outros. Sendo assim, as cargas aleatórias ambientais também fazem parte do cenário de análise de segurança da fundação. O tipo de uso da estrutura pode ocasionar o surgimento de outras cargas na fundação (trens-tipo em obra de arte especial, forças de atracação de navios e outros); portanto, existem cargas aleatórias devido ao uso da construção que devem fazer parte na análise da segurança da fundação. Deste modo, em um projeto adequado de fundações, devem-se considerar as incertezas quanto à variabilidade existente nas solicitações atuantes e nas resistências mobilizadas na fundação.

“Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas; e as fundações profundas, como as fundações por estacas e tubulões”. (CINTRA, AOKI, & ALBIERO, 2011).

2.1.1 Fundações diretas

A NBR 6122/2010 define fundação direta como o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Por se tratar de uma fundação que se apoia diretamente sobre o solo, pode ser utilizada quando o solo superficial propuser uma boa resistência ou quando a carga imposta não for tão elevada. Esse tipo de fundação é muito desejado na obra e sempre que possível é utilizado, uma vez que seu método construtivo é simples (não depende de mão-de-obra muito especializada) e seu custo é bem baixo. Entretanto, nem sempre as condições da edificação e do próprio terreno permitem seu uso, exigindo outras alternativas que serão citadas adiante nesse trabalho.

Ao aplicar uma carga P em uma fundação direta de área A , ocorre mobilização de tensões resistentes no maciço de solo que no contato com o solo gera uma tensão σ , conforme a fórmula 1:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

O aumento gradativo da tensão σ vai provocar o surgimento de uma superfície potencial de ruptura, na qual o seu valor máximo é denominado capacidade de carga da fundação. A ruptura pode ser geral, por punção ou local, dependendo do tipo de solo e dimensões da sapata.

Através de seus estudos, Terzaghi (1943) formulou uma equação analítica para encontrar a resistência do solo, que sofreu alguns ajustes pela Proposição de Vesic (1975):

$$\sigma_r = C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

Na qual as três parcelas representam, respectivamente, as contribuições da coesão, sobrecarga e peso específico para ruptura geral.

Para a ruptura por punção, utiliza-se uma redução de $\frac{2}{3}$ nos valores de coesão e $\text{tg}\phi$.

E por fim, para ruptura local, é feita uma média entre os valores encontrados para ruptura geral e ruptura por punção.

Vale ressaltar que, como o foco principal desse trabalho não é fundações diretas, procurou-se dar apenas uma visão geral de como funciona os princípios e o cálculos de uma maneira geral. Para uma análise mais completa, deve-se procurar alguma bibliografia, como o livro ‘‘Fundações Diretas’’ dos autores Cintra e Aoki (2011), que traz as tabelas e explicações de cada componente da equação mostrada acima.

2.1.1.1 Principais tipos de fundação direta

Dentre as fundações diretas, destacam-se:

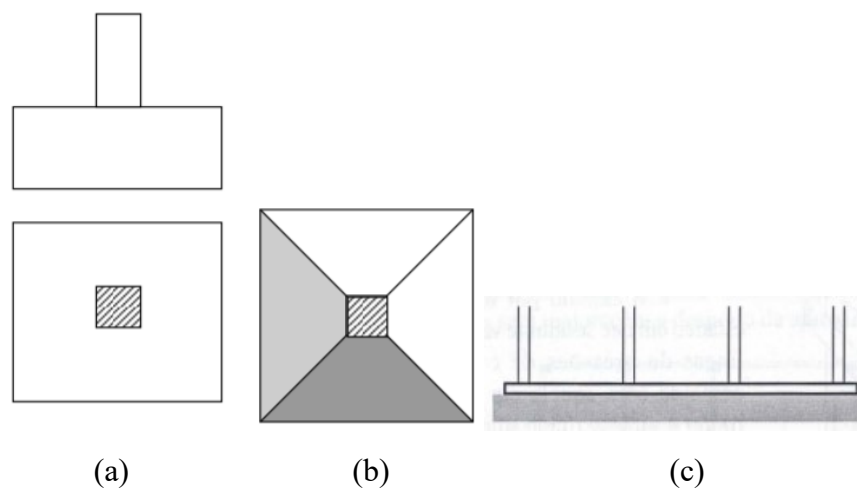
→Bloco de concreto simples: Conforme disposto na NBR 6122/2010, é o elemento de fundação superficial de concreto dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Como não é utilizada armadura, sua altura costuma ser grande e sua rigidez elevada, para que a tensão de tração não seja elevada o suficiente para romper o concreto. Sua utilização é recomendada apenas para pequenas obras em que o solo tenha boa capacidade de suporte. Esse tipo de fundação está cada vez mais em desuso.

→Sapata: De acordo com a NBR 6122/2010, é um elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Por utilizar armadura, a altura da sapata pode ser menor que a do bloco de concreto simples, entretanto, também possui uma rigidez elevada geralmente. Podem ter altura constante ou variável, sendo que esta proporciona uma economia considerável de concreto nas sapatas maiores. Pode se apresentar como sapata isolada, associada, corrida ou de divisa.

→Radier: Segundo NBR 6122/2010, a expressão radier deve ser usada apenas quando uma fundação superficial associada recebe todos os pilares da obra. Quando uma fundação deste tipo recebe apenas parte dos pilares, ela deve ser chamada de sapata associada. O comportamento dos raders é similar ao de uma laje invertida, já que as cargas são pontuais (dos pilares) e a reação é contínua (resistência do solo). A utilização de raders se torna de grande valia quando, segundo Velloso e Lopes (2011), as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram (em consequência de cargas elevadas nos pilares e/ou de tensões de trabalho baixas) ou em casos que se deseja uniformizar os recalques. Outra orientação prática desses autores é para adotar radier

quando a área total das sapatas for maior que a metade da área da construção. Pode se apresentar como radier liso, cogumelo, nervurado ou caixão.

Figura 1 – Fundações diretas: (a) Bloco de concreto simples, (b) sapata simples e (c) radier liso



Fonte: Narbal (2016) e Velloso e Lopes (2011)

2.1.2 Fundações profundas

A definição teórica para fundações profundas é, segundo a NBR 6122/2010, que a profundidade de sua base deve ser superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3,0 metros.

Ao deparar-se com um solo de resistência superficial muito baixa ou em casos em que a carga da edificação é muito elevada, nem sempre é possível fazer uso das fundações diretas. Uma solução muito usada nesses casos é a de utilizar fundações profundas, na qual a fundação alcança maiores profundidades e, provavelmente, atinge solos com maiores resistências. Segundo o Narbal (2016), para saber quando usar fundação direta ou profunda, um dos parâmetros indicadores é que se a área ocupada pelas sapatas ultrapassar 70% da projeção da construção a fundação indireta é a mais indicada. Cabendo ainda, avaliar a possibilidade de adotar um radier.

Enquanto nas fundações diretas a resistência provém apenas do contato entre a sua base e o solo, nas fundações profundas há a resistência de atrito lateral (resistência de fuste) ao longo da estaca e o solo e a resistência de ponta entre a base da estaca e o solo na qual ela se apoia. Como hipótese simplificadora, Cintra e Aoki (2010) consideram

que primeiro ocorre a mobilização exclusiva do atrito lateral até o máximo possível, para depois iniciar a mobilização da resistência de ponta, já que ao atingir a mobilização máxima do atrito, geralmente a mobilização de ponta ainda não é significativa.

Cintra e Aoki (2010) explicitam que na situação limite, quando a resistência de ponta for praticamente desprezível, como em estaca longa cravada em argila mole, denomina-se estaca flutuante. Já em casos de predominância da resistência de ponta, com atrito lateral desprezível, é chamada de estaca de ponta, como em estacas curtas apoiadas em rocha sã.

Segundo Veloso e Lopes (2011), as estacas podem ser classificadas de acordo com seu material e efeito no solo.

Segundo o material, podem ser de:

- Madeira;
- Concreto;
- Aço;
- Mista.

Já o efeito no solo pode ser de:

- Deslocamento, no qual estão inclusas as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado;
- Substituição, no qual estão presentes as estacas escavadas em geral, visto que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, havendo algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

2.1.2.1 Principais fundações profundas

Devido a sua importância, evolução e peculiaridades, há uma grande variedade de tipos de fundações profundas, conforme é visto na Tabela 1. Como esse trabalho será feito apenas sobre estaca pré-moldada de concreto e hélice contínua, haverá maior foco nesses dois tipos.

Tabela 1 – Tipos de fundações profundas

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raiz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2011)

2.1.2.2 Estaca pré-moldada de concreto

A estaca pré-moldada, como o nome já sugere, é moldada geralmente em usinas especializadas e depois é transportada para a obra, onde acontecerá a sua cravação no solo. Dessa forma, é possível garantir maior qualidade para a resistência e durabilidade do concreto, pois os agentes agressivos encontrados no solo não terão ação na pega e cura do concreto, diferentemente do que ocorre para as estacas escavadas que são executadas in loco. Além do controle de qualidade, as estacas pré-moldadas de concreto são excelentes opções para execução de fundação em solos com lençol freático próximo ao nível do solo e colaboram com uma obra mais limpa, uma vez que não há escavação, eliminando custos de bota fora e limpeza da obra.

Na sua confecção, o concreto pode ser vibrado ou centrifugado ou ainda pode-se usar o processo de extrusão. Em relação à armadura pode ser de concreto armado ou de concreto protendido. Já a cravação pode ser feita por vibração, percussão e prensagem, dependendo do tipo e tamanho da estaca, tipo e resistência do solo, edificações vizinhas à construção, projeto de fundação, características próprias de cada obra e seu custo, de acordo com a NBR 6122/2010.

Apesar de ser uma estaca de fácil execução e geralmente com preço bem acessível, nem sempre é possível utilizá-la, dependendo principalmente das edificações presentes

nas redondezas. Isso porque a vibração que ocorre no solo quando é feita a cravação com o bate-estaca pode alcançar as construções próximas e ocasionar danos, como trincas e fissuras. Portanto, antes de executar esse tipo de fundação, é importante analisar se não há riscos de causar danos a terceiros e também realizar uma vistoria prévia das construções vizinhas com laudo técnico através de um especialista para observar as patologias que já haviam antes da realização da fundação e se houve evolução ou novos problemas.

A NBR 6122/2010/ ainda traz critérios para o dimensionamento estrutural, na qual o f_{ck} máximo de projeto é 40MPa, o coeficiente de majoração das cargas (γ_f) e o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) são 1,4 e o coeficiente de minoração da resistência do aço (γ_s) é 1,15. Já o comprimento da armadura é integral na estaca e sua porcentagem mínima na seção transversal é de 0,5%. Na Tabela 2, estão representados alguns tipos comuns de estacas pré-moldadas com suas cargas típicas, servindo para uma pré-seleção. Para a posterior utilização efetiva no projeto, devem-se consultar firmas executoras de fundações e firmas fabricantes de estacas pré-moldadas.

Tabela 2 – Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho

Tipo de Estaca	Dimensões (cm)	Carga	Carga	Obs.
		Usual(kN)	Máx. (kN)	
Pré-moldada, vibrada, de concreto armado, quadrada maciça $\sigma = 6$ a 10 MPa	20x20	250*	400	Disponíveis até 8 m.
	25x25	400*	600	
	30x30	550*	900	
	35x35	750*	1200	
Pré-moldada, vibrada, de concreto armado, circular com furo central $\sigma = 9$ a 12 MPa	$\theta = 22$	300	400	Disponíveis até 10 m. Furo central a partir do $\theta = 29$ cm.
	$\theta = 25$	450	550	
	$\theta = 29$	600	750	
	$\theta = 33$	700	800	
Pré-moldada, vibrada, de concreto protendido $\sigma = 10$ a 14 MPa	$\theta = 20$	300	350	Disponíveis até 12 m. Podem ter furo central.
	$\theta = 25$	500	600	
	$\theta = 33$	800	900	
Pré-moldada, centrifugada, de concreto armado $\sigma = 10$ a 14 MPa	$\theta = 20$	250	300	Disponíveis até 12 m. Com furo central (ocas) e pareces de 6 a 12 cm.
	$\theta = 26$	400	500	
	$\theta = 33$	600	750	
	$\theta = 42$	900	1150	
	$\theta = 50$	1300	1600	
	$\theta = 60$	1700	2100	

Notas: σ =tensão de trabalho no concreto; *obras sem controle de cravação por ensaios estáticos ou dinâmicos

Fonte: Velloso e Lopes (2011) adaptado

2.1.2.1.1 Processos construtivos

A seguir serão expostos os principais procedimentos que constam na norma assim como algumas informações adicionais.

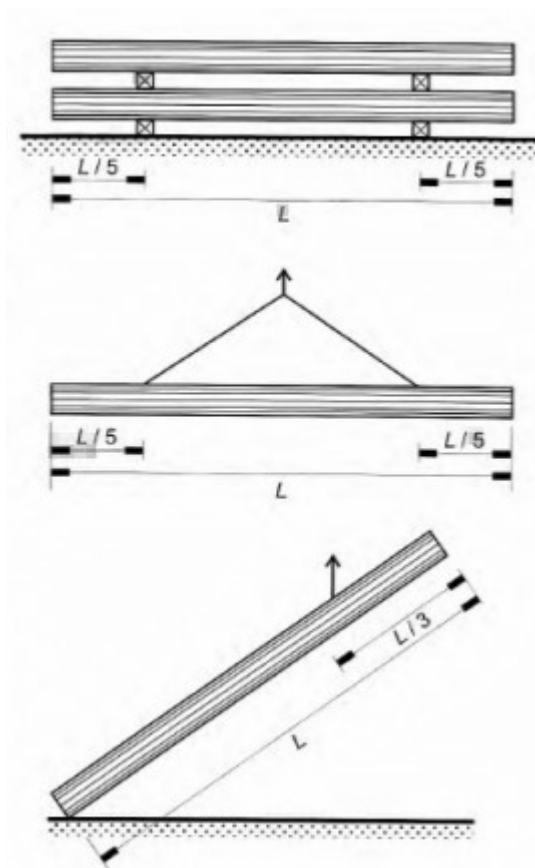
Verificação no recebimento das estacas

Primeiramente, ao receber os elementos de concreto, o engenheiro responsável ou fiscal da obra deve verificar se estão de acordo com as especificações. Devem ser verificadas as dimensões das seções das estacas, a qualidade dos elementos de concreto, a existência de trincas ou defeitos de fabricação e a idade mínima das peças. É importante verificar a retilineidade do eixo, a perpendicularidade da superfície do topo em relação ao eixo, a indicação dos pontos previstos para içamento, a indicação da resistência do concreto e a armação utilizada.

Armazenamento, suspensão e içamento

O dimensionamento das estacas pré-moldadas deve ser feito não só para o seu uso final, mas também para resistir aos esforços que sofrerão no armazenamento, cravação, manipulação e transporte. Conforme é visto na Figura 2, no armazenamento os caibros devem ter distância de $L/5$ da extremidade, assim como na suspensão. Já no içamento, a distância deve ser de $L/3$.

Figura 2 – Armazenamento, suspensão e içamento de estacas pré-moldadas

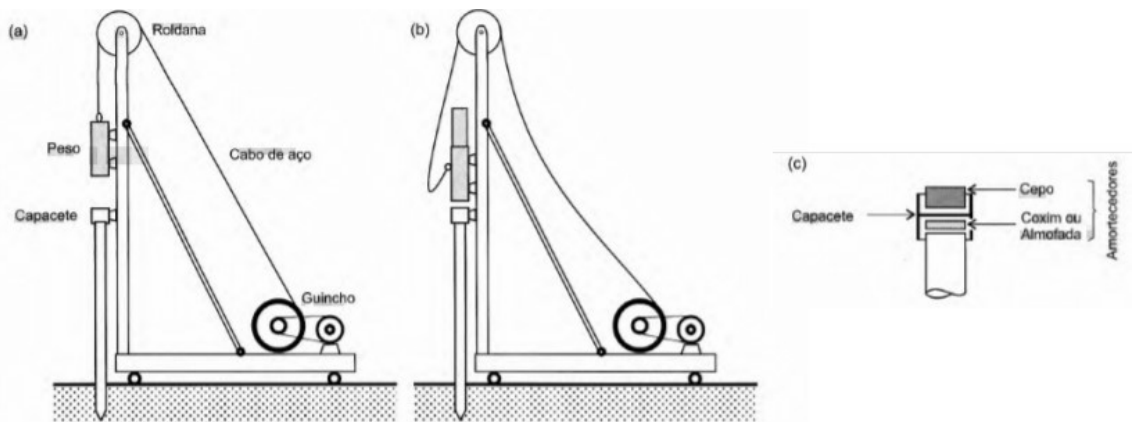


Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Cravação

A cravação deve seguir as orientações contidas no projeto de fundações, que deve contemplar a locação das estacas, as características geométricas de cada seção, os comprimentos estimados, as cargas de projeto e as faixas de peso dos martelos a serem utilizados, sendo todos esses valores compatíveis com os estipulados pelas normas técnicas. As tensões de cravação devem ser sempre inferiores à tensão característica do concreto (NBR 6122/2010 recomenda que seja inferior a $0,85f_{ck}$). Para evitar o esmagamento da cabeça da estaca, evita-se grande altura de queda (geralmente não maior do que 1 metro) e utiliza-se amortecedores: o cepo, visando proteger o martelo de tensões elevadas e a almofada (ou coxim) com objetivo de proteger a estaca. Por isso, em casos de camadas de solo de grande resistência, procura-se aumentar o peso do martelo, e não a sua altura de queda. A NBR 6122/2010 recomenda que o martelo tenha, no mínimo 75% do peso total da estaca e pelo menos 20kN.

Figura 3 – Sistema de cravação: (a) bate-estacas tradicional com martelo de queda livre; (b) idem, com martelo automático; (c) detalhe dos acessórios de cravação



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

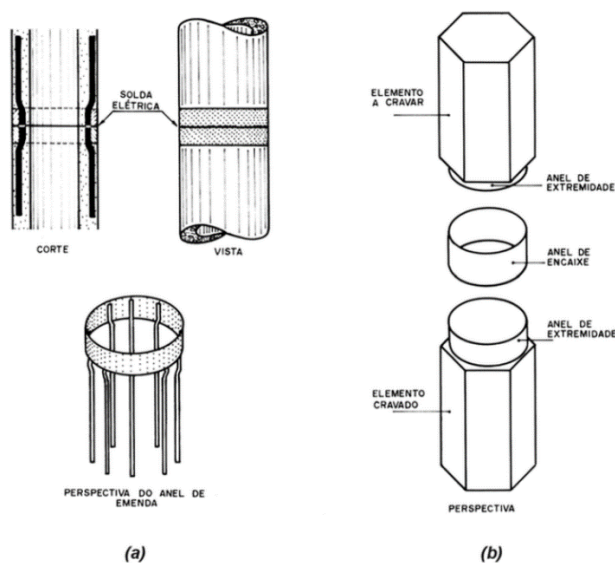
Emendas

As estacas comerciais possuem comprimento que varia de 4 a 12 metros, sendo necessário fazer uso de emendas em casos que seja necessário comprimentos acima de 12 metros. As emendas não podem ser um ponto de fragilidade do elemento de fundação, devendo ter desempenho igual ou superior aos segmentos emendados. Assim, elas devem resistir a todas as solicitações que nelas ocorram durante a cravação e a utilização da estaca. A norma de execução em vigor, NBR 6122/2010 cita dois tipos de solução:

→ Emenda através de solda: Permite a transferência dos esforços de compressão, tração (mesmo durante a cravação) e flexão. É a mais recomendada para utilização.

→ Emenda com luva de encaixe: Permitido apenas nos casos de uma única emenda por estaca e caso não haja tração ou flexão tanto na cravação quanto na utilização da estaca.

Figura 4 – Emendas de estacas pré-moldadas por luva de aço (a) soldadas e (b) apenas encaixadas



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Nega, repique e diagrama de cravação

A NBR 6122/2010 refere-se a nega como a medida da penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação. Dada a sua pequena grandeza, em geral é medida para uma série de dez golpes. Para as estacas pré-moldadas de concreto, a mesma norma recomenda que a nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas, atendendo-se às condições de segurança.

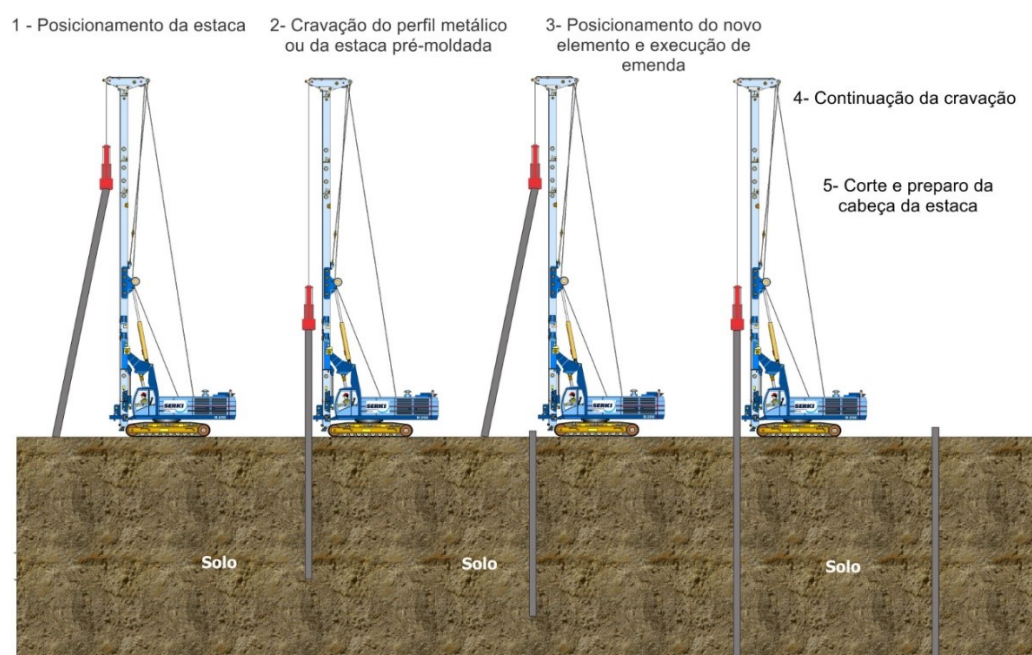
“Para que se obtenha o desempenho ótimo da fundação de uma obra civil por estacas, é necessário usar um procedimento de controle que permita garantir a homogeneidade e também medir a dispersão da capacidade de cada elemento. No caso de estacas cravadas, controla-se a execução da fundação por meio do registro de valores de nega e repique elástico, obtidos ao longo da cravação. Em algumas situações, o controle é complementado com o uso de ensaios dinâmicos. Com estes ensaios, é possível medir a variabilidade nas resistências mobilizadas das estacas testadas, representada por um valor médio e desvio padrão, que são únicos para cada projeto de fundação.” MEDRANO (2014).

Preparo de cabeça e ligação com o bloco de coroamento

O topo da estaca, acima da cota de arrasamento, deve ser demolido. A seção resultante deve ser plana e perpendicular ao eixo da estaca e a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos. O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada, com ponteiros e talhadeiras que trabalham horizontalmente. Caso o topo da estaca, após a cravação ou após a remoção de concreto danificado, fique abaixo da cota de arrasamento, é possível completar a estaca com concreto de alta qualidade ou argamassa especial (grout), sempre considerando a questão da armadura a ser emendada.

A Figura 5 ilustra os procedimentos descritos acima.

Figura 5 – Execução de estaqueamento em estacas pré-moldadas



Fonte: SERKI. [2018]

2.1.2.3 Estaca hélice contínua monitorada

A NBR 6122/2010 define: ‘estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca.’ Como há retirada de

material do terreno, é considerada uma estaca de substituição, em cujo processo executivo há descompressão do solo.

A partir da década de 80 e 90, a evolução das máquinas e equipamentos possibilitaram a criação de novos sistemas de fundação, como é o caso da hélice contínua monitorada. Hachich *et al.* (2014) afirmam que desde então, devido ao contínuo crescimento de sua demanda, os equipamentos foram evoluindo e possibilitando maiores diâmetros (acima de 1,20 metros) e profundidades (acima de 35 metros). Conseguem atravessar terrenos extremamente competentes, podendo embutir a estaca 3 a 5m em solos com N_{spt} superior a 50 golpes.

A sua popularização provém de suas vantagens como a rapidez de execução e ausência de vibrações, o que diminuem problemas com construções vizinhas. Segundo Hachich (2014), pouco mais de 60% das obras prediais em São Paulo são executadas com esse tipo de fundação.

Pelo equipamento ser grande, necessita de uma área ampla na obra e de um terreno plano ou pouco inclinado para a sua instalação. Outra limitação é que não é possível executar em terrenos com presença de rocha e matacões, pois o equipamento não consegue perfurá-los.

Segundo Caputo (1987), como a estaca hélice contínua não permite o alívio do solo durante as etapas de escavação e concretagem, é possível a sua execução em solos coesivos como arenosos, na presença ou não de lençol freático.

Na NBR 6122/2010 encontram-se os critérios para o dimensionamento estrutural de estacas, no qual a hélice possui f_{ck} máximo de 20MPa, o coeficiente de majoração das cargas (γ_f) é 1,4 o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) é 1,8 e o coeficiente de minoração da resistência do aço (γ_s) é 1,15. Já o comprimento mínimo da armadura é de 4 metros e sua porcentagem mínima na seção transversal é de 0,5%.

Observa-se que o f_{ck} máximo de projeto é metade do encontrado em estacas pré-moldada de concreto (40 e 20 MPa) e o coeficiente de minoração da resistência do concreto na estaca hélice é maior (1,8) do que da estaca pré-moldada de concreto (1,4). Isso se explica pelo fato de a estaca hélice ser moldada in loco e o concreto estar em contato direto com o solo, podendo haver contaminação e, por isso, há maiores incertezas e não é possível garantir uma resistência muito alta. Diferentemente da estaca pré-moldada de concreto na qual a concretagem ocorre em condições mais favoráveis, uma vez que é produzida em fábricas especializadas.

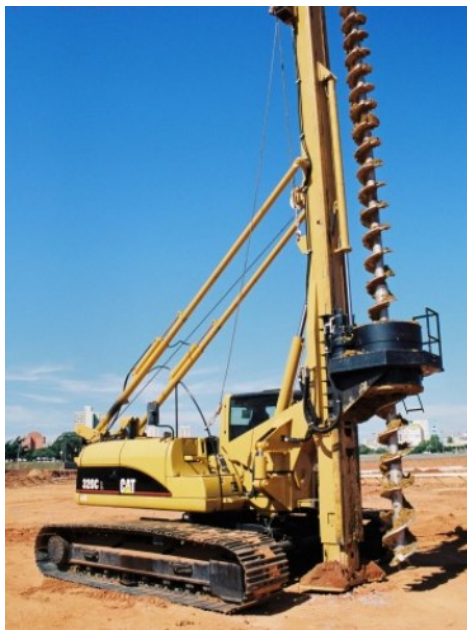
2.1.2.3.1 Processos construtivos

A seguir serão expostos os principais procedimentos que constam na norma assim como algumas informações adicionais.

Equipamento

É utilizado um trado em hélice de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central. A extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte do terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação.

Figura 6 – Equipamento de hélice contínua monitorada



Fonte: SETE 35 [2018]

Perfuração

Primeiramente, o diâmetro do trado deve ser verificado para assegurar as premissas de projeto. O equipamento de escavação deve ser posicionado e nivelado para assegurar a centralização e verticalidade da estaca para então iniciar a perfuração de forma contínua por rotação decorrente de um torque cujo valor máximo será em função do tipo de equipamento, diâmetro do trado e das características do solo. O sistema de monitoração registra instantaneamente, durante a escavação do solo, a profundidade de penetração,

velocidade de rotação, velocidade de avanço e pressão na bomba de injeção responsável pelo torque.

Concretagem

Após ocorrer a perfuração pelo trado, o concreto é bombeado continuamente pelo interior da haste com sua simultânea retirada sem girar ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração para garantir que até o final da concretagem haja sobre consumo de concreto. A ponta da haste é fechada por uma tampa metálica recuperável para evitar entrada de água ou contaminação do concreto pelo solo. Esta tampa é aberta pelo peso do concreto no início da concretagem e a pressão do concreto deve ser sempre positiva para evitar a interrupção do fuste, sendo controlada pelo operador durante toda a concretagem. A concretagem é levada até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca. A NBR 6122/2010 ainda apresenta algumas especificações do concreto a se utilizar:

- Consumo de cimento $> 400 \text{ kg/m}^3$;
- Abatimento ou *slump test* = $22 \pm 3 \text{ cm}$;
- Fator água/cimento $< 0,6$;
- Agregados formados por areia e pedrisco;
- Teor de argamassa em massa $> 55\%$;
- Traço bombeável;
- $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ aos 28 dias.

Colocação da armadura

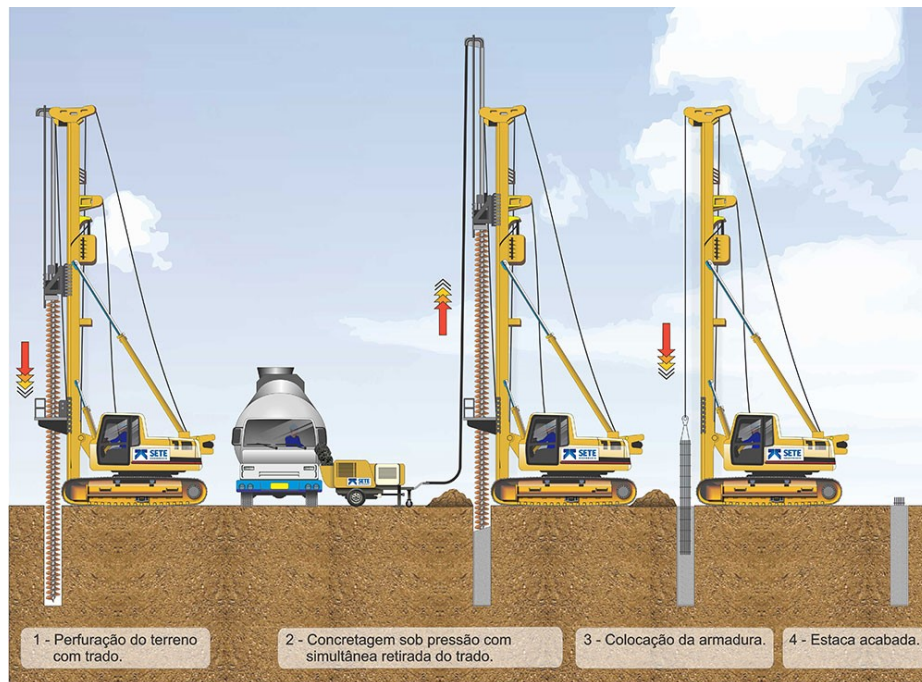
A colocação da armadura em forma de gaiola deve ser feita imediatamente após a concretagem e sua descida pode ser manual ou auxiliada por peso ou vibrador. A armadura deve ser enrijecida para facilitar a sua colocação e seu comprimento mínimo é de 4 metros no topo da estaca. Para garantir o cobrimento e sua durabilidade, deve-se usar espaçadores do tipo rolete.

Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

Seguem os mesmos procedimentos para as estacas pré-moldadas de concreto que já foram explicitados no tópico anterior.

A Figura 7 ilustra os procedimentos descritos acima.

Figura 7 – Procedimentos para execução de estaca hélice contínua monitorada



Fonte: LAN [2018]

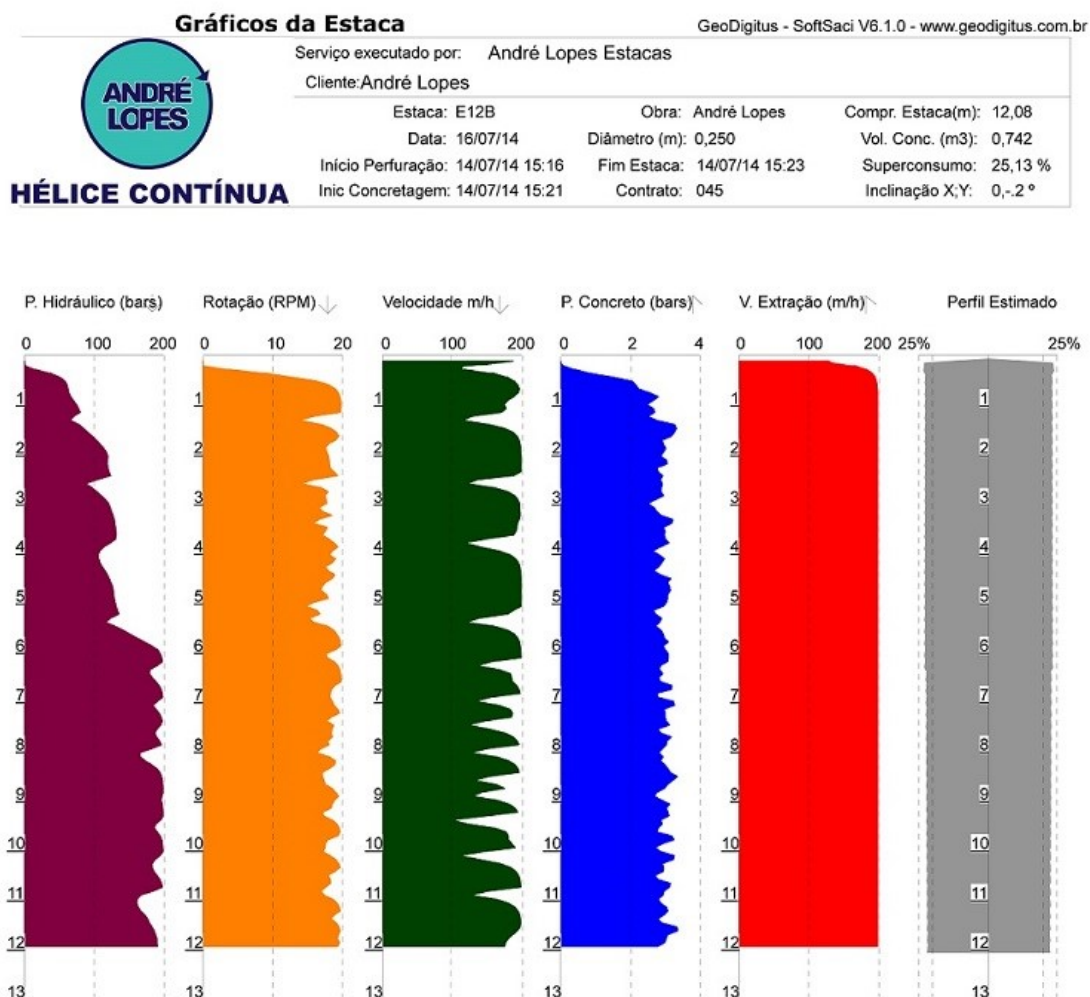
2.1.2.3.2 Controle da execução

Velloso e Lopes (2011) relatam que essas estacas são monitoradas eletronicamente, por meio de um computador ligado a sensores instalados na máquina. Com a monitoração, obtém-se os seguintes elementos:

- Profundidade;
- Inclinação;
- torque;
- velocidade de rotação;
- velocidade de penetração do trado;
- pressão no concreto;
- velocidade de extração do trado;
- volume de concreto (apresentado em geral como perfil da estaca);
- sobre consumo de concreto (relação percentual entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado).

Com esse monitoramento de toda execução, alcança-se maior controle da execução e qualidade da estaca. A Figura 8 demonstra um exemplo prático dos gráficos gerados por esse monitoramento.

Figura 8 – Exemplo de relatório executivo de hélice contínua monitorada



Fonte: Rei Hélice Contínua [2018]

Sabendo que os solos são muito variáveis e a investigação geotécnica tem muitas incertezas e limitações, é importante buscar um modo de verificar se a capacidade de carga do projeto se concretizou na obra. Uma maneira é utilizar a metodologia SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci) que representa um controle automatizado, em tempo real, registrando a energia ou trabalho realizado pelas forças aplicadas ao helicóide durante a execução de cada estaca do estaqueamento, embasando-se na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica.

As rotinas propostas pela técnica SCCAP, entre as quais a medida do trabalho realizado ao escavar uma estaca, a indicação da velocidade crítica de perfuração e o controle estatístico do estaqueamento, podem orientar a perfuração e indicar durante a execução se é necessário corrigir a profundidade preestabelecida em projeto. Vale ressaltar, segundo Silva (2011), que as rotinas e avaliações propostas com a incorporação do conceito de energia na execução das estacas não substituem o juízo do engenheiro geotécnico, mas podem ser um elemento de grande importância para auxiliá-lo na identificação e mitigação dos riscos inerentes

2.1.2.4 Limites aceitáveis de excentricidade de execução de estacas segundo NBR 6122

Elementos isolados ou alinhados

Para estacas de qualquer dimensão, é aceitável, sem qualquer correção adicional, um desvio entre o eixo da estaca e o ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar de 10% da menor dimensão da estaca. Para desvios superiores, deve ser feita a verificação das implicações das excentricidades na estabilidade da estrutura.

Conjunto de estacas

São toleradas, sem necessidade de correção, excentricidades de até 10% do diâmetro das estacas do conjunto. Quando a excentricidade for superior a esse valor, as cargas devem ser verificadas, aceitando-se, sem correção, um acréscimo de até 15% sobre a carga admissível ou carga resistente de projeto da estaca.

Desaprumo de estacas

Não há necessidade de verificação de estabilidade e resistência, nem de medidas corretivas para desvios de execução, em relação ao projeto, menores do que 1/100.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O primeiro passo para começar dimensionar a fundação é realizar a investigação geotécnica, na qual serão identificados os tipos de solos e suas resistências. A determinação das propriedades poderia tanto ser feita através de ensaios de laboratório quanto por ensaios em campo, porém, na prática os ensaios in situ são predominantes. A obtenção dos dados das diversas camadas irá permitir escolher um tipo de fundação adequado e seu consequente dimensionamento através da previsão de recalques e da estimativa da capacidade de carga de ruptura. Schnaid (2012) estima que os gastos com sondagem de reconhecimento representem 0,2 a 0,5% do custo total da obra. Assim, sabendo de sua grande importância e custo relativamente baixo, deve-se ter uma atenção especial nessa etapa da obra e seguir as recomendações da norma para evitar ao máximo possíveis problemas futuros.

A extensão da investigação geotécnica depende também do tipo, tamanho e importância da estrutura, da familiaridade do engenheiro com os solos da região, e dos códigos de obra locais. Por exemplo, o projeto de fundações de uma indústria que irá comportar equipamentos muito sensíveis, necessitará uma investigação muito mais aprofundada que a requerida para o projeto das fundações de uma casa.

Como o solo é muito variável e não é possível ter certeza de como ele se comporta nas regiões próximas, devem ser realizadas sondagens em pontos diferentes do terreno para analisar a sua característica como um todo. É comum, por exemplo observar o afundamento brusco de rocha em uma pequena distância, o que trará mudanças no dimensionamento das fundações. Para dar um auxílio nessa quantidade de sondagem, a NBR 8036/1983 traz um número mínimo em relação à área de projeção a ser construída:

Tabela 3 – Quantidade mínima de sondagem

ÁREA DE PROJEÇÃO DO EDIFÍCIO	NÚMERO MÍNIMO DE SONDAJENS
até 200 m ²	2
de 200 m ² a 600 m ²	3
de 600 m ² a 800 m ²	4
de 800 m ² a 1000 m ²	5
de 1000 m ² a 1200 m ²	6
de 1200 m ² a 1600 m ²	7
de 1600 m ² a 2000 m ²	8
de 2000 m ² a 2400 m ²	9
acima de 2400 m ²	varia de acordo com o projeto

Fonte: Adaptada da NBR 8036/1983

Vale ressaltar que o número da Tabela 3 é o mínimo. A NBR 8036/1983 destaca: “O número de sondagens e a sua localização dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo”. Já a profundidade deve ir até onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério aquela profundidade onde o acréscimo de pressão do solo, devido às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva, segundo a NBR 8036/1983.

Os ensaios de campo mais utilizados no Brasil são o SPT, SPT com medida de torque (SPT-T) e sondagem mista. Por isso, dar-se-á ênfase à explicação desses ensaios.

2.2.1 Ensaio SPT – Standard Penetration Test

O SPT é o ensaio mais utilizado no Brasil devido principalmente ao seu baixo custo, sua simplicidade e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras semiempíricas de projeto. O ensaio é normalizado pela NBR 6484/2001 (Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio). Com a realização do Standard Penetration Test espera-se conhecer:

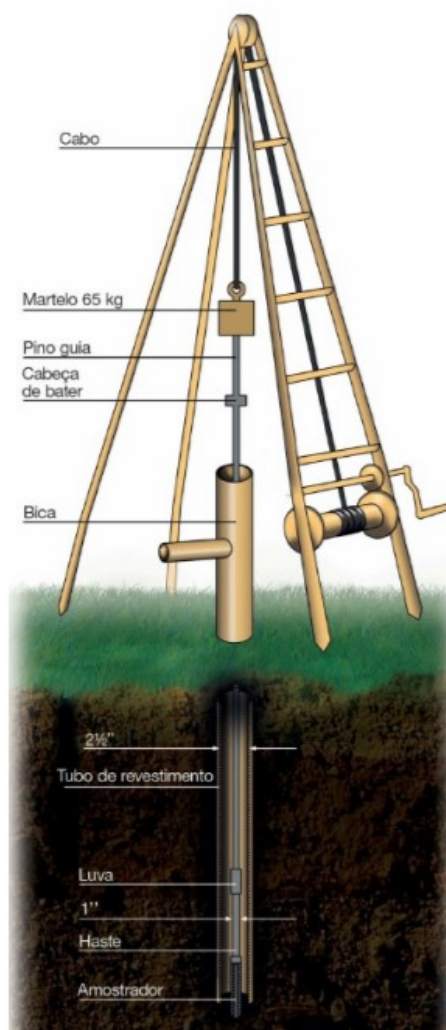
- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada a cada metro perfurado.
- A resistência (N_{SPT}) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado.
- A posição do nível d'água, quando encontrado durante a perfuração.

Procedimento

Conforme Schnaid (2012) e a NBR 6484/2001, a perfuração é realizada por meio de um trado ou trépano, sendo o material da perfuração retirado por circulação de água (lavagem). Durante a lavagem é feita análise tátil visual do material retirado com a água, podendo ser identificada mudança de material. A cada metro escavado faz-se a medida do Nspt. Consiste em cravar um amostrador padrão (Amostrador Raymond-Terzaghi) por meio de golpes de um martelo de 65 Kg caindo de 75 cm de altura.

Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em três conjuntos de golpes para cada 15 cm. O Nspt é dado pela soma dos golpes necessários para cravar os 30 cm finais do amostrador, sendo anotados também os golpes dos 15 cm iniciais. Quando o amostrador não pode mais ser cravado por resistência do solo, considera-se que foi atingido o impenetrável. Quando o solo não permanece aberto, por falta de estabilidade do solo, utiliza-se um revestimento metálico cravado à medida que se avança com a escavação.

Figura 9 – Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Schnaid (2012)

Através do valor encontrado no N_{spt} , é feita uma correlação para classificação da compactidade/consistência do solo de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 – Classificação da compactidade/consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484/2001

2.2.2 SPT com medida de torque (SPT-T)

O SPT-T foi proposto por Ranzini (1988) através de uma adaptação no equipamento do SPT para avaliação do torque necessário para romper a adesão solo-amostrador. O resultado do ensaio é o índice de torque (TR), que é a relação entre o torque medido em kgf.m e N. Assim, através do torque, é possível definir um valor de N equivalente Neq:

$$Neq = \frac{T}{12}$$

Sendo o torque medido em kN.m.

A utilização desse ensaio é mais comum na região sudeste, tendo pouca utilização no sul do país. Por esse motivo, esse procedimento não será aprofundado.

2.2.3 Sondagem rotativa

Nem todo solo é penetrável ao equipamento do ensaio SPT. Então no caso de dúvida quanto ao material impenetrável à percussão, deve-se recorrer a outros métodos de investigação geotécnica, como a sondagem rotativa. É importante também para

analisar o solo que há abaixo do impenetrável à percussão, principalmente para saber os riscos de recalque que podem vir a acontecer.

“Sondagem rotativa é o método de investigação geológico geotécnico que consiste no uso de um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho”. (WILSON, 1999).

Através desse método pode-se indicar o tipo de rocha, grau de alteração, fraturamento, coerência, xistosidade, porcentagem de recuperação, além do índice de qualidade da rocha. Normalmente, quando necessária, a sondagem rotativa é usada em conjunto com a sondagem a percussão e, nesses casos, recebe o nome de sondagem mista.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA

A fundação deve apresentar, assim como qualquer outra estrutura, segurança em relação ao colapso e deslocamentos em serviço aceitáveis, respeitando os estados limite último e de utilização. Nos métodos estáticos, conforme relata Velloso e Lopes (2011), a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtida em ensaios de laboratório ou situ. Ou seja, corresponde à máxima resistência oferecida pelo sistema ou à condição de ruptura do ponto de vista geotécnico. A capacidade de carga é dividida em duas resistências: de ponta e de atrito lateral.

A parcela da ponta é obtida pelo produto da resistência de ponta em unidade de tensão (r_p) e a área da seção transversal (A_p):

$$R_p = r_p \cdot A_p$$

Da mesma maneira, a parcela de atrito é obtida pela multiplicação do perímetro do fuste (U) com o somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos segmentos da estaca:

$$R_l = U \cdot \sum(r_l \cdot \Delta L)$$

Assim, como a capacidade de carga da estaca é a soma entre as resistências de pontas e atrito lateral, chega-se a seguinte equação final:

$$R = r_p \cdot A_p + U \cdot \sum(r_l \cdot \Delta L)$$

Vale ressaltar que a norma ainda preconiza que em estacas escavadas, como é o caso da hélice contínua, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Assim:

$$Pa \leq 1,25 R_L$$

Com relação aos métodos de cálculo, podem ser teóricos, os quais utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo ou semiempíricos, que se baseiam em ensaios in situ de penetração (geralmente SPT).

Cintra e Aoki (2010) afirmam que, diferentemente das fundações rasas, as fundações por estaca apresentam dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático em fórmulas teóricas. As tentativas de equacionar o problema ainda não são eficazes, por isso o seu uso é restrito e cauteloso para previsão de capacidade de carga.

Com isso, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados com prova de carga, chamados de métodos semiempíricos. Esses métodos são os mais usuais no dimensionamento da capacidade de carga e devem ser escolhidos corretamente de acordo com o solo e tipo de fundação em questão. Devido a isso, será tratado separadamente o cálculo da capacidade de carga da estaca pré-moldada de concreto e da hélice contínua monitorada.

2.3.1 Estaca pré-moldada de concreto

Desde 1975, quando Aoki e Velloso apresentaram o primeiro método brasileiro de estimativa da capacidade de cargas em estacas, vários outros autores propuseram métodos semelhantes. Os mais utilizados no Brasil para estaca pré-moldada de concreto são os clássicos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), os quais são baseados em ensaios SPT. Por esse motivo, o cálculo da previsão da capacidade de carga de estaca pré-moldada de concreto será feito por esses dois métodos, que serão explicados a seguir.

2.3.1.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Inicialmente, esse método foi baseado em ensaios de penetração estática CPT. Entretanto, como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, posteriormente foi substituído pelo índice à penetração do solo N_{spt} .

A resistência de ponta (r_p) e a de atrito lateral (r_L) são expressas pelas equações:

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1}$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2}$$

onde

N_p e N_L são respectivamente, o índice à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL , ambos valores obtidos pela sondagem mais próxima;

K é o coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{spt} ; K depende do tipo de solo; Tabela 5;

α é a razão de atrito ($\alpha = \frac{f_s}{q_c}$); Tabela 5;

F_1 e F_2 são fatores de correção de escala e execução; Tabela 6.

Os valores de K e α foram propostos pelos autores com base em experiência e em valores da literatura. Já os valores de F_1 e F_2 foram ajustados com 63 provas de cargas em vários estados do Brasil. Observa-se que, como F_1 é sempre superior a 1,0, a resistência de ponta da fundação por estaca é sempre inferior à do cone, pois constatações experimentais demonstram que a resistência de ponta do ensaio do cone é sempre superior à de qualquer elemento de fundação. Já o fator F_2 deveria ser igual a F_1 , mas isso não ocorre porque seu valor engloba também uma correção de leitura devido a geometria da luva. Esse erro pode variar entre uma e duas vezes o valor de F_1 . Portanto, $F_2 = 2 F_1$ é a hipótese mais conservadora. No cone elétrico e no piezocone, que praticamente substituíram o cone mecânico, a leitura é feita diretamente na ponteira cônica, sem introduzir o erro, por isso nesses casos deve-se considerar $F_2 = F_1$. A Tabela 6 já mostra os fatores de correção atualizados, visto que Aoki (1985) constatou que o método é conservador demais.

Tabela 5 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MP _a)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 6 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1985)

Assim, chega-se a capacidade de carga (R) por esse método:

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta L)$$

2.3.1.2 Método Décourt e Quaresma (1978)

Em 1978 os Engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma apresentaram ao 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações um método para a determinação da capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.

Resistência por atrito lateral

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) é feita com o valor médio do índice à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_L , adotam os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão:

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

onde:

r_L é resistência lateral, em KPa;

N_L é o valor médio do N ao longo do fuste.

OBS: Posteriormente, Décourt estende o limite superior para estacas de deslocamento para $N_L = 50$.

Resistência de ponta

A capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca (r_p) é estimada pela equação:

$$R_p = C N_p$$

onde:

C = coeficiente característico do solo (Tabela 7), em KPa;

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 7 – Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	Valores de C (KPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Décourt (1996) ainda introduz fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, porém esses valores são iguais a 1,0 em estacas pré-moldadas, sem alterar o seu valor.

Assim, o cálculo da capacidade de carga de acordo com esse método é obtido pela expressão final:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta U \sum \left[10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \Delta_L \right] \quad (\text{em KPa})$$

2.3.2 Estaca hélice contínua

Para realizar a previsão de carga de estacas hélice contínua, foram propostos alguns métodos com adaptações através de coeficientes e também foram criados alguns métodos novos:

- Aoki Velloso (1975), com os coeficientes $F_1=2$ e $F_2=4$;
- Décourt e Quaresma (1978), com coeficientes propostos em Décourt et al. (1998);
- Antunes e Cabral (1996);
- Alonso (1996a, 1996b);
- Vorcano e Velloso (2000a);
- Karez e Rocha (2000).

Através da comparação de cerca de 100 provas de cargas, Francisco (2001) concluiu quais desses métodos são os mais adequados para estacas hélice contínua. Os resultados

desse estudo mostraram que os métodos de Aoki e Velloso (1975), Alonso (1996a, 1996b) e Vorcano e Velloso (2000a) apresentam previsões seguras para cargas de ruptura até cerca de 250 tf. Os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e de Antunes Cabral (1996) apresentam previsões seguras até cargas mais elevadas. O método Karez e Rocha (2000) mostrou-se contra a segurança de maneira geral.

Magalhães (2005) também analisou os desempenhos das formulações e concluiu que os métodos de Décourt e Quaresma (Décourt, 1996), Antunes e Cabral (1996) e Gotlieb et al. (2000) apresentaram as melhores estimativas de capacidade de carga para estacas tipo hélice contínua.

Visto esses dois estudos, chega-se à conclusão que os melhores métodos para esse trabalho serão os de Décourt e Quaresma (1978) e de Antunes Cabral (1996), já que utilizam apenas os resultados de ensaios SPT e estão em uma faixa de carga apta ao projeto que será feito o cálculo (com algumas estacas acima de 250tf). Além disso, far-se-á também uso do método Aoki Velloso a fim de comparação, devido a sua clássica utilização.

2.3.2.1 Método Aoki-Velloso

Analogamente ao cálculo para estaca pré-moldada, a resistência de ponta (r_p) e a de atrito lateral (r_L) são expressas pelas equações:

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1}$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2}$$

onde

N_p e N_L são respectivamente, o índice à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L , ambos valores obtidos pela sondagem mais próxima;

K é o coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{spt} ; K depende do tipo de solo; Tabela 8;

α é a razão de atrito ($\alpha = \frac{f_s}{q_c}$); Tabela 8;

F_1 e F_2 são fatores de correção de escala e execução; Tabela 9.

Os valores de K e α foram propostos pelos autores com base em experiência e em valores da literatura. Já os valores de $F1$ e $F2$ foram ajustados com 63 provas de cargas em vários estados do Brasil. Observa-se que, como $F1$ é sempre superior a 1,0, a resistência de ponta da fundação por estaca é sempre inferior à do cone, pois constatações experimentais demonstram que a resistência de ponta do ensaio do cone é sempre superior à de qualquer elemento de fundação. Já o fator $F2$ deveria ser igual a $F1$, mas isso não ocorre porque seu valor engloba também uma correção de leitura devido a geometria da luva. Esse erro pode variar entre uma e duas vezes o valor de $F1$. Portanto, $F2 = 2 F1$ é a hipótese mais conservadora. No cone elétrico e no piezocone, que praticamente substituíram o cone mecânico, a leitura é feita diretamente na ponteira cônica, sem introduzir o erro, por isso nesses casos deve-se considerar $F2 = F1$. A Tabela 9 já mostra os fatores de correção atualizados, visto que Aoki e Velloso (1985) constataram que o método é conservador demais.

Tabela 8 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MP _a)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 9 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1985)

Assim, chega-se a capacidade de carga (R) por esse método:

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta L)$$

2.3.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978)

Como a introdução já foi explicada no capítulo 2.3.1.2, parte-se direto para o cálculo:

Resistência por atrito lateral

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) é feita com o valor médio do índice à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_L , adotam os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão:

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

onde:

r_L é resistência lateral, em KPa;

N_L é o valor médio do N ao longo do fuste.

OBS: Nessa alteração, Décourt estende o limite superior de estaca hélice contínua para $N_L=50$.

Resistência de ponta

A capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca (r_p) é estimada pela equação:

$$R_p = C N_p$$

onde:

C = coeficiente característico do solo (Tabela 10), em KPa;

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 10 – Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	Valores de C (KPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Décourt (1996) introduz fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral:

Tabela 11 – Valor de α em função do tipo de estaca e solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areais	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 12 – Valor de β em função do tipo de estaca e solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areais	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996)

Conclui-se pelas Tabelas 11 e 12 que os valores de α e β serão sempre 0,3 e 1,0, respectivamente, para hélice contínua.

Assim, o cálculo da capacidade de carga de acordo com esse método é obtido pela expressão final:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta U \sum [10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \Delta L] \quad (\text{em KPa})$$

2.3.2.3 Método Antunes e Cabral

Antunes e Cabral (1996) propuseram um método de previsão da capacidade de carga exclusivo para hélice contínua baseados em resultados de ensaio de percussão SPT. O método foi desenvolvido a partir da comparação entre o resultado de nove provas de carga estáticas e a previsão da capacidade de carga pelos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978).

Os autores propuseram a expressão abaixo, na qual a primeira parcela corresponde à resistência por atrito lateral e a segunda, à resistência de ponta:

$$R = U \sum (\beta_1 N_{\text{fuste}} \Delta L) + (\beta_2 N_p A_p)$$

onde:

U = perímetro da estaca;

ΔL = comprimento da estaca;

N_{fuste} = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

β_1 = Coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo (em kgf/cm², Tabela 13);

β_2 = parâmetro para o cálculo da resistência de ponta que depende do tipo de solo (Tabela 13);

N_p = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

A_p = área da ponta da estaca.

OBS: O produto ($\beta_2 \cdot N_p$) deve ser menor ou igual que 40kgf/cm²

Tabela 13 – Valores dos parâmetros β_1 e β_2

Solo	β_1(%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996)

2.4 CARGA ADMISSÍVEL

De acordo com Cintra e Aoki (2010), devido a variabilidade do terreno, a capacidade de carga das estacas, mesmo que próximas, não serão idênticas, possibilitando o tratamento matemático de R como uma variável aleatória e a construção do gráfico da função de densidade de probabilidade. Com isso, aplica-se os fatores de segurança, que transformam a capacidade de carga em carga admissível, diminuindo a probabilidade de a estrutura falhar para valores pequenos e aceitáveis.

Há duas filosofias de projeto, a primeira é feita uma minoração dos valores das resistências e uma majoração das solicitações, através de fatores de segurança parciais. Na outra filosofia, é feita apenas uma redução dos valores de resistência médios, através de um fator de segurança global, resultando na carga admissível. Na prática brasileira de projeto de fundações, em termos geotécnicos, há preferência absoluta pela filosofia do fator de segurança global.

A NBR 6122/2010 define a carga admissível de uma estaca como sendo a força adotada em projeto que, aplicada sobre a estaca atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites último (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.) Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

Cintra e Aoki (2010) explicam ainda que a carga admissível não é aplicável a uma estaca individualmente, mas sim a todas as estacas do estaqueamento. Cada elemento de fundação tem o seu próprio fator de segurança, dado pela relação entre a sua capacidade de carga e a carga admissível e, assim, o fator de segurança global representa o fator de segurança médio de todos elementos de fundação por estaca: $Pa = \frac{R_{med}}{F_s}$.

Na prática, costuma-se transformar os vários resultados obtidos no ensaio SPT em uma sondagem padrão para todo terreno. Nesse caso, para cada possível cota de apoio da ponta da estaca é obtida um único valor de R e, por isso, costuma-se escrever $Pa = \frac{R}{F_s}$.

Quanto ao fator de segurança, seu valor costuma ser mais elevado devido à incertezas e variações do solo de uma maneira geral. A NBR 6122/2010 estabelece que o FS a se utilizar para determinação da carga admissível é 2,0 para o método semiempírico. Os autores de cada método trazem os valores do fator de segurança pertinente a seus trabalhos:

- Aoki e Velloso (1975) utilizam o mesmo fator de segurança normatizado de 2;
- Décourt e Quaresma (1978) adotam fatores de segurança diferenciados para as parcelas de resistência de ponta e de atrito: $Pa = \frac{Rp}{4} + \frac{RL}{1,3}$;
- Antunes e Cabral (1996) não estabelecem um fator de segurança específico, por isso costuma-se usar o valor recomendado pela norma de 2.

2.5 CARGA DE CATÁLOGO

Além de verificar a resistência do solo na interação estaca-solo, deve-se ter atenção também para a resistência da própria estaca, a qual é denominada de carga de catálogo e depende do diâmetro. Em uma situação ideal, procura-se ter valores de carga admissível e carga de catálogo bem próximos. O superdimensionamento de uma das duas resistências resulta em desperdício, pois caso qualquer uma delas atinja o seu estado limite último, a estrutura deixa de exercer sua função independentemente da outra resistência.

Cintra e Aoki (2010) ressaltam que até 1995 as cargas de catálogo eram obtidas com base no conceito de tensão admissível. Com o advento da NBR 6122/1996, foi introduzida a filosofia de carga característica, com a prescrição de valores do fator de minoração de resistência e de valores máximos de resistência característica, definindo a carga estrutural característica admissível. Na Tabela 14, vê-se alguns exemplos de cargas de catálogo de estacas pré-moldadas de concreto e hélice contínua mencionados na literatura brasileira com os valores decorrentes da NBR 6122/1996. Os valores dessa tabela 14 são os que foram utilizados no dimensionamento do posterior estudo de caso.

Tabela 14 – Carga de catálogo de estaca pré-moldada de concreto e hélice contínua

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	1.200
Pré-moldada vibrada circular $\sigma_e = 9$ a 11 MPa	Ø 22	400
	Ø 29	600
	Ø 33	800
Hélice contínua $\sigma_e = 6$ MPa (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1.250
	Ø 60	1.800
	Ø 70	2.450
	Ø 80	3.200
	Ø 90	4.000
Ø 100	5.000	

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

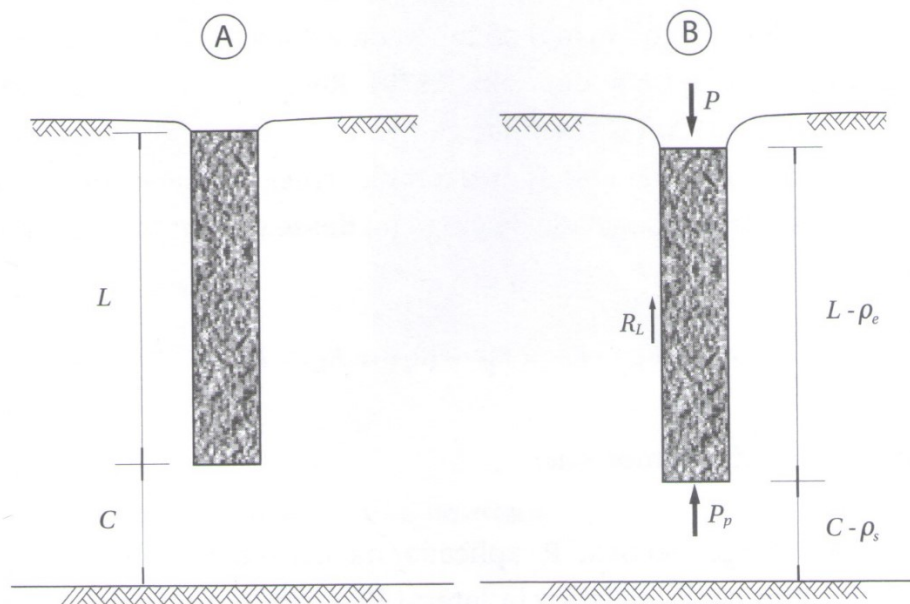
2.6 RECALQUE

Além de atender aos critérios dos estados limites últimos, que faz referência à capacidade de carga da estrutura, o projeto de fundações deve respeitar o estado limite de serviço, que está ligado às limitações impostas ao uso da estrutura. Do ponto de vista do estado limite de serviço, quando uma estrutura sofre recalque, os danos causados podem impactar sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais. Em alguns projetos de fundação, a capacidade não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar em seu estado limite de serviço.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), o recalque de uma estaca pode ser dividido em 2 deformações:

- Encurtamento elástico da própria estaca, como peça submetida a compressão (ρe);
- Deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca até o indeslocável (ρS).

Figura 10 – Parcelas de recalque da estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Assim, o recalque vertical total (ρ) é a soma desses dois deslocamentos (ρ_e e ρ_s). A seguir, para realizar sua previsão, será utilizado o método demonstrado em Cintra e Aoki (2010):

2.6.1 Encurtamento elástico

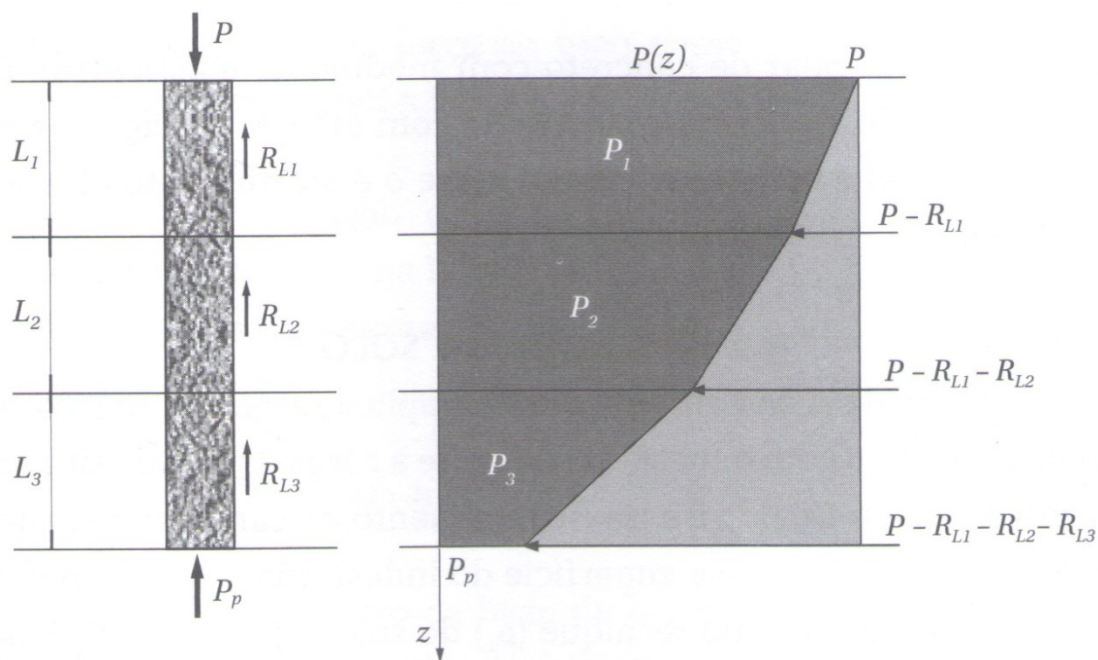
Para o cálculo do encurtamento elástico, Cintra e Aoki (2010) constroem o diagrama de esforço normal ao longo da estaca, por meio de uma metodologia adaptada de Aoki (1979) e consideram que:

- A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral e menor que a capacidade de carga. Dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
- A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Isto é, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Pelo diagrama de esforço normal da estaca, é possível observar a diminuição do esforço normal $P(z)$, de um valor máximo P (na cabeça da estaca) até um valor mínimo

P_p (na base da estaca), por conta da transferência de carga que ocorre da estaca para o solo circundante, devido à resistência lateral que o solo oferece.

Figura 11 – Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Então, têm-se:

$$P_1 = P - \frac{RL_1}{2}$$

$$P_2 = P - RL_1 - \frac{RL_2}{2}$$

$$P_3 = P - RL_1 - RL_2 - \frac{RL_3}{2}$$

E assim por diante, de acordo com quantas camadas existentes.

Finalmente, aplicando a lei de Hooke, obtém-se o encurtamento elástico da estaca:

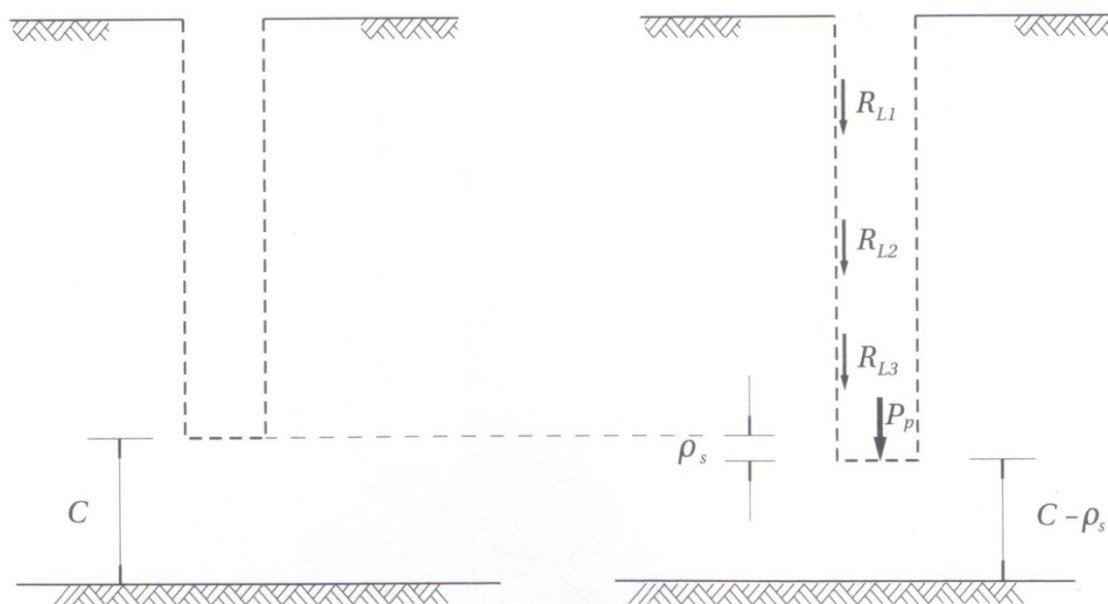
$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \Sigma (P_i \cdot L_i)$$

em que A é a área da seção transversal do fuste da estaca, e E_c é o módulo de elasticidade do concreto. Na ausência de valor específico de E_c , pode-se considerar 28 a 30 GPa para estaca pré-moldada e 21 GPa para hélice contínua.

2.6.2 Recalque do solo

Cintra e Aoki (2010) ressaltam que a estaca aplica cargas ao solo, ao longo do contato com o fuste e transmite a carga ao solo situado na ponta da estaca. Devido a esse carregamento, as camadas entre a base da estaca e o indeslocável sofrem deformações que resultam no recalque (ρS) do solo e, portanto, da base da estaca, de acordo com a Figura 12.

Figura 12 – Recalque do solo



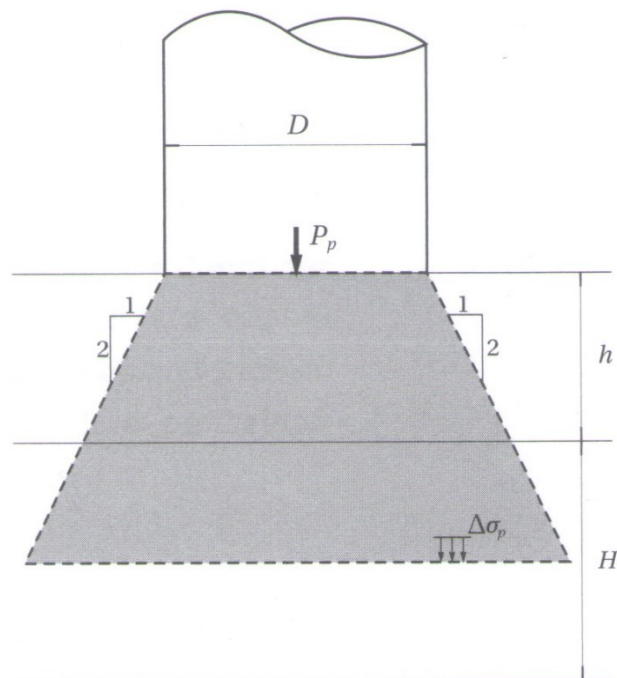
Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Segundo Vesic (1975), esse deslocamento (ρS) pode ser subdividido em recalque devido à reação de ponta ($\rho S,p$) e relativo à reação às cargas laterais ($\rho S,L$):

$$\rho S = \rho S,p + \rho S,L$$

Aoki (1984) desenvolveu uma metodologia para estimativa do recalque (ρS), na qual considera a força P_p , vertical para baixo, aplicada ao solo, provocando um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer, de espessura H , e que h seja a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada, conforme Figura 13.

Figura 13 – Propagação de tensões devido à reação de ponta



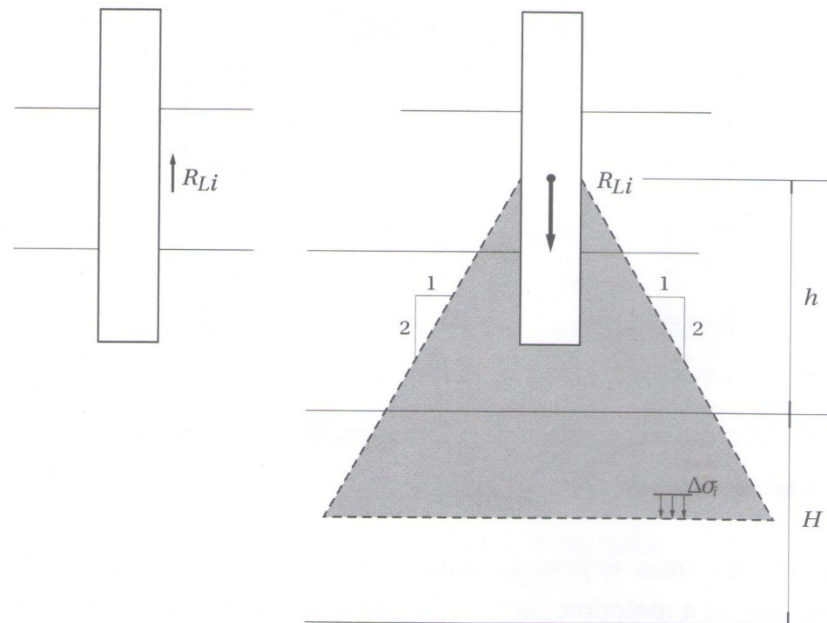
Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Supondo a propagação de tensões 1:2, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada é dado pela expressão, em que \$D\$ é o diâmetro da base da estaca.:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$$

Da mesma forma, as reações às parcelas de resistência lateral constituem forças aplicadas pela estaca ao solo, verticais para baixo, as quais também provocam acréscimo de tensões naquela mesma camada. A Figura 14 demonstra essa situação, relativo a um segmento intermediário da estaca, considerando seu ponto de aplicação como o centroide, na qual é feito para todos os segmentos e posteriormente somados.

Figura 14 – Propagação de tensões devido às cargas laterais



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

$$\Delta\sigma_i = \frac{4RL_i}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$$

Assim, levando em conta todas as parcelas de RL_i mais a força P_p , o acréscimo total de tensões ($\Delta\sigma$) na camada será dado por:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum(\Delta\sigma_i)$$

Repete-se esse procedimento para estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas a partir da base da estaca até o indeslocável. Finalmente, o recalque devido ao solo (ρ_S) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear:

$$\rho_S = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right)$$

em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n$$

onde:

E_o – módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o – tensão geostática no centro da camada, a qual utiliza os valores de peso específico consoante as Tabelas 15 e 16. Vale lembrar que quando o solo está submerso, é necessário descontar o peso específico da água.

n – expoente que depende da natureza do solo: $n=0,5$ para matérias granulares e $n=0$ para argilas duras e rijas (em areia, tem o aumento do módulo de deformabilidade e função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

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

$E_o=6 K N_{spt}$ para estacas cravadas

$E_o=4 K N_{spt}$ para hélice contínua

em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975), função do tipo de solo, conforme a Tabela 5.

Tabela 15 – Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972) apud Cintra e Aoki (2010).

Tabela 16 – Peso específico de solos argenosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972) apud Cintra e Aoki (2010)

2.6.3 Previsão da curva carga x recalque

Aoki (1979) propõe uma metodologia para a previsão da curva carga x recalque de um elemento de fundação por estaca, conhecido um ponto dessa curva e considerando aplicável a expressão de Van der Veen (1953):

$$P = R (1 - e^{-a \cdot \rho})$$

Assim, calculada a capacidade de carga (R) e feita a estimativa do recalque (ρ), para uma carga (P), compreendida entre RL e $R/2$.

Pode-se determinar o valor de a:

$$a = \frac{-\ln(1 - \frac{P}{R})}{\rho}$$

Para então ser possível conhecer a curva carga x recalque para os valores desejados.

2.6.4 Limite de recalque da fundação

É importante frisar que, teoricamente, os recalques uniformes não apresentam riscos às estruturas, porquanto o que ocorre é um rebaixamento geral da estrutura. O principal perigo para as edificações é o recalque diferencial, o qual acaba gerando esforços estruturais não previstos anteriormente e que pode inviabilizar a sua utilização. Como na prática ocorre principalmente o recalque diferencial, e não o uniforme, Teixeira e Godoy (1996) afirmam que limitar o recalque total é uma maneira de limitar o recalque diferencial. Ou seja, se o recalque total não for maior que o recalque diferencial admissível, com certeza será respeitado o limite do recalque diferencial.

Meyerhof (1976) traz valores de recalque admissíveis para simplificar e auxiliar os projetos de fundações por estaca:

- Para grupo de estacas, 25mm em areia e 50mm em argila;
- Para estacas isoladas, aplica-se fator de segurança de 1,5 à carga que provoca o recalque de 15mm, em areia, ou 25mm, em argila.

Dessa maneira, é estabelecida uma margem para que os grupos recalquem mais que a estaca isolada, porém dentro dos limites propostos por Meyerhof (1976).

2.7 PROVA DE CARGA

A melhoria do projeto e processo executivo das estacas moldadas in loco está relacionada à realização de ensaios que comprovam a capacidade de carga e a integridade das peças executadas. Para isso, três ensaios são apontados pelos especialistas como importantes nesse processo: a prova de carga estática, os ensaios de carregamento dinâmico (ambos previstos em norma) e o PIT (Pile Integrity Test), que oferece dados sobre a integridade da estaca executada.

A prova de carga estática é preconizada pela NBR 6122 - Projeto e Execução de Fundações, assim como o ensaio de carregamento dinâmico. Ambos os ensaios também

estão normalizados. Já o PIT, que mede a integridade, não é exigido pela NBR 6122 e não é normalizado no Brasil (segue procedimentos básicos e normas internacionais), o que não quer dizer que não seja necessário e muito menos que os dados fornecidos por ele não sejam importantes.

Os ensaios são todos importantes e a execução de um não exclui a dos dois outros. De acordo com a norma é preciso confrontar os resultados da prova de carga estática com os do ensaio de carregamento dinâmico, comparando-os.

O PIT completa a checagem com dados a respeito da integridade das estacas. Qualquer valor discrepante que apareça num desses três ensaios indica problemas. Nesse caso, os resultados dos ensaios, embora não sejam conclusivos, indicarão que precisam ser tomadas providências para se conhecer as causas dos desvios.

2.7.1 Carga estática

A prova de carga estática é a mais cara e a mais demorada e, por isso mesmo, mais rara, realizada em obras como pontes, viadutos e edifícios de grande porte. Prepara-se uma estaca teste e sobre ela coloca-se um carregamento (cargueiro, tirantes ou outras estacas) que deve ter o dobro do valor especificado no projeto. A carga é medida pelo deslocamento resultante, o recalque da estaca. A partir disso associa-se a curva de resultados às especificações de projeto. Se estiver dentro das tolerâncias, as outras estacas podem ser executadas.

Caso contrário, recorre-se ao redimensionamento mudando-se a seção ou comprimento das estacas, na maior parte dos casos. Entre os vários empecilhos desse tipo de ensaio está o tempo demandado para sua execução, cerca de dois dias. Além disso, a montagem é complexa, requer a interrupção da obra e seu custo é alto, cerca de 15 mil reais para uma estaca.

A maior vantagem da prova de carga estática é poder verificar in loco o real comportamento da estaca. Com os resultados em mãos torna-se possível otimizar o projeto de fundações e reduzir custos. Mesmo sendo uma exigência da norma, esse ensaio é cada vez menos executado. Em uma cidade como São Paulo, por exemplo, quase totalmente construída, as conseqüências são menos drásticas, pois existe um conhecimento prévio do solo, das fundações vizinhas e o conhecimento acumulado dos consultores. Mas, sempre que os outros ensaios gerarem alguma desconfiança, recomenda-se a prova de carga estática.

Segunda o NBR 6122 (2010), para estaca pré-moldada e hélice contínua, é obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem mais de 100 estacas, sempre no início da obra. Deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para cima. A tensão admissível média abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga é 7,0 MPa para pré-moldada e 5,0 MPa para hélice contínua, desde que o número de estacas da obra seja inferior a 100.

2.7.2 Carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico, desenvolvido inicialmente para estacas pré-moldadas, mas usado para as moldadas in loco, é menos oneroso (cerca de 5 mil reais para cinco a seis estacas). Prevê a aplicação de uma carga dinâmica por meio de um tipo de bate-estaca num prolongamento da estaca acima do solo. Dessa maneira, é possível colocar nessa parte externa da estaca, mais especificamente no seu fuste, dois tipos de sensores: acelerômetros e transdutores de deformação.

Esses sensores estão ligados a um equipamento eletrônico de análise de dados que faz registros das ondas. Por meio da Teoria de Equação da Onda esses dados são depois interpretados. Esse ensaio consegue verificar a capacidade de carga mobilizada e também fornece dados sobre integridade e resistência. Ele serve para validar a prova de carga estática, mas não a substitui porque não determina a carga de ruptura.

A vantagem é que o tempo de execução é mais curto e a produtividade maior. Quanto ao fato do carregamento dinâmico substituir as provas estáticas, Beim (2005) explica que se por algum motivo for necessário determinar a real carga de ruptura de uma estaca é preciso efetuar uma prova de carga estática, necessariamente levada à ruptura. Para ele, em solos com características incomuns ou desconhecidas, é sempre aconselhável fazer pelo menos uma prova estática de aferição para verificar se a metodologia adotada para os carregamentos dinâmicos está correta.

Segundo a NBR 6122 (2010) para comprovação de desempenho as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática em obras que tenham um número de estacas entre 100 e 200. Acima deste número de estacas será obrigatória pelo menos uma prova de carga estática.

2.7.3 Pile integrity (PIT)

Já no ensaio de integridade, PIT, é colocado um acelerômetro no topo da estaca, que é previamente preparada para receber golpes de um martelo instrumental. Dessa maneira são registradas ondas para fazer um perfil da estaca. Com esse perfil é possível verificar se há estrangulamento, alargamento de seção, trincas, fissuras ou vazios na estaca moldada. Permite realizar de 30 a 40 ensaios diários e tem custo de cerca de 100 reais por estaca. Por essa razão, acaba sendo o mais utilizado. Tornou-se uma ferramenta de controle para a execução de estacas hélice contínua.

Porém, nem sempre os resultados são conclusivos, pois o ensaio detecta que há problema, mas não qual é, servindo para adoção de outras providências. Pode ser útil para rever o projeto de fundações ao verificar que o tipo de estaca escolhida não é compatível com o solo encontrado na obra.

2.8 EFEITO DE GRUPO

O elemento de fundação atua de maneira diferente quando isolado e em grupo. Tudo o que foi analisado até agora é para elementos isolados e sabe-se que na prática geralmente há várias estacas interligadas por um bloco de coroamento. Dentro do grupo de estacas, será efetuada a divisão entre capacidade de carga e recalque, uma vez que o efeito de grupo é benéfico para aquele e maléfico para este.

2.8.1 Efeito de grupo em capacidade de carga

A capacidade de carga do grupo de estacas (R_g) geralmente é igual ou superior ao somatório das capacidades de carga dos elementos isolados (R_i), o qual é quantificado pela eficiência de grupo (η):

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i}$$

Segundo Vesic (1975), em qualquer caso, a resistência de ponta do grupo e da soma dos elementos isolados podem ser consideradas iguais. Já a resistência por atrito lateral do grupo pode ser maior do que a soma elementos isolados em fundações cravadas em areia, devido a compactação causada pela cravação das estacas dentro de uma área relativamente pequena.

Não existe nenhuma teoria apropriada para a capacidade de carga de grupo, apenas alguns resultados experimentais que comprovam os valores de eficiência de grupo de estacas cravadas em areia. Na prática de projeto não é levado em conta esse aumento da capacidade de carga para ser a favor da segurança e porque o efeito de grupo também implica a ocorrência de recalques aumentados. Logo, esse trabalho será feito com $\eta=1$.

2.8.2 Efeito de grupo em recalques

Devido à superposição dos bulbos de tensões, Cintra e Aoki (2010) afirmam que os grupos de estacas apresentam sempre recalques superiores ao de uma estaca isolada, submetida à mesma carga.

De acordo com Cintra (1987), os recalques do grupo de estaca podem ser de 1,6 a 4,0 vezes maiores, dependendo do tamanho e da forma do grupo em estacas cravados em areia mediamente compacta.

2.9 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Para realizar a escolha do tipo de fundação, é importante observar as condições técnicas e econômicas da obra, levando em consideração alguns critérios e elementos necessários para cada tipo de fundação. A seguir estão listados os principais critérios a serem analisados:

- Topografia do terreno: O levantamento planialtimétrico é importante para a realização da locação das estacas;
- Dados geológicos-geotécnicos: De acordo com o resultado das sondagens é possível verificar a natureza e características do solo e subsolo;
- Dados da superestrutura: Ordem de grandeza, natureza e disposições das cargas que serão transmitidas ao solo através de fundação. Cada tipo de fundação resiste a uma determinada faixa de carga;
- Dados das construções vizinhas: A presença de edificações próximas, principalmente as mais antigas, podem limitar o uso de alguns tipos de estacas em função do processo construtivo, o qual pode causar vibrações prejudiciais a essas construções;

- Dados comerciais: Os tipos de estacas pré-escolhidos devem ser verificados se são encontrados no mercado local, pois há situações em que o custo para o transporte de equipamentos distantes inviabiliza seus usos;

Analisando os itens acima, percebe-se que as estacas pré-moldada de concreto, de modo geral, não são recomendadas para atravessarem solos com presença de matacões, em função da dificuldade ou impedimento de sua cravação. Além disso, solos muito compactos e com pedregulhos também podem ocasionar problemas na cravação. A grande limitação desse tipo de fundação é a vibração causada no seu processo executivo, a cravação. Possui a vantagem de poder ser executada abaixo do nível de água.

Já a estaca hélice contínua pode ser caracterizada pela elevada produtividade, reduzindo o cronograma da obra com apenas uma equipe de trabalho. Em função do porte do equipamento, a área de trabalho deve ser plana e de fácil movimentação e o solo não deve conter matacões e rochas. Outro grande diferencial é que seu processo construtivo não causa vibração. Assim como a estaca pré-moldada, também pode ser executada abaixo do nível de água.

2.10 BLOCO DE COROAMENTO

Conforme a NBR 6118/2014, item 22.7: “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis.”

Os blocos de coroamento transferem a carga do pilar e do baldrame para uma estaca isolada ou para um grupo delas, solidarizando as suas cabeças. Ainda, têm a função de absorver os momentos produzidos por forças horizontais, excentricidade e outras solicitações. A quantidade de estacas ligadas pelo bloco de coroamento depende da carga envolvida e das características do solo.

A NBR 6118/2014 afirma que o comportamento estrutural dos blocos rígidos é caracterizado por:

a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);

b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;

c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.”

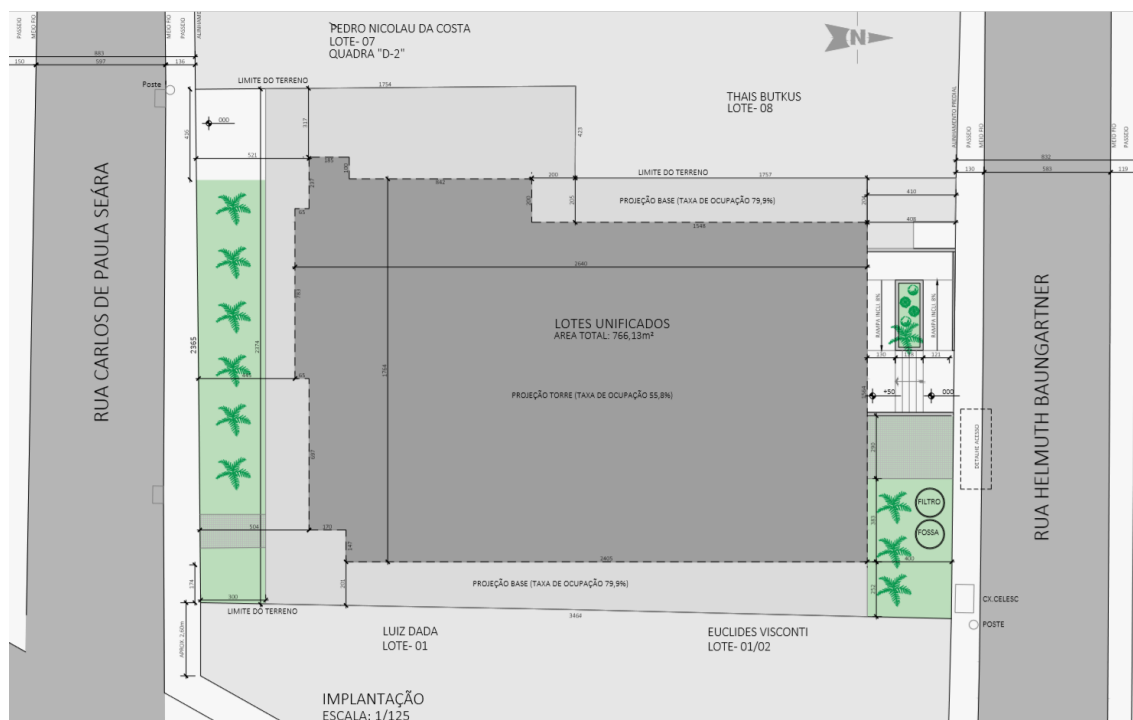
Já para blocos flexíveis, a NBR 6118/2014 ressalta que deve ser feita uma análise mais completa.

Como o bloco de coroamento não está no escopo desse trabalho, não será feito o seu dimensionamento para o estudo de caso. Todavia, caso algum leitor tenha interesse, está disponível no Anexo E um procedimento de cálculo para o dimensionamento de bloco de coroamento pelo Método das Bielas de Blévoit.

3 ESTUDO DE CASO

Através dos conhecimentos expostos no Capítulo 2, far-se-á o dimensionamento da fundação de estaca pré-moldada e hélice contínua monitorada de um edifício residencial multifamiliar de 8 pavimentos. Sua localização é na cidade de Navegantes, região litorânea de Santa Catarina, sendo essa característica observada na investigação do solo, feita pelo método SPT. Nas Figuras 15 e 16 a seguir, verifica-se alguns dados através da planta de locação e suas áreas, que serão importantes para o estudo de caso.

Figura 15 – Planta de Locação



Fonte: Construtora

Figura 16 – Quadro resumo de áreas de projeto

QUADRO DE RESUMO								
PAVIMENTO		ESPÉCIE		COMPUTÁVEL		NÃO COMPUTÁVEL		TOTAL
TÉRREO	GARAGEM CENTRAL GÁS E LIXO HALL/CIRC./ ESCADA/ELEVADOR				540,57 10,81 71,85		623,23	
1º PAVIMENTO (GARAGEM)	GARAGEM HALL/CIRC./ ESCADA/ELEVADOR				578,94 33,48		612,42	
2º-6º PAVIMENTO (TIPO)	APTOS (387,49x5) HALL/CIRC./ ESCADA/ELEVADOR (40,21 x5)		1.937,45		201,05		2.138,50	
PAVIMENTO COBERTURA	APARTAMENTOS HALL/CIRC./ ESCADA/ELEVADOR		388,67		39,03		427,70	
COBERTURA	CASA DE MAQUINAS HALL/CIRC./ ESCADA/ELEVADOR				22,61 18,16		40,77	
RESERVATÓRIOS	RESERVATÓRIOS				40,77		40,77	
TOTAL			2.326,12 m ²		1.557,27 m ²		3.883,39 m ²	
	PERMITIDO		EXISTENTE		DO PROJETO		TOTAL	
COEF. DE APROVEITAMENTO	4,0	3.064,52m ²	0	————	3,03	2.326,12m ²	3,03	2.326,12m ²
TAX. DE OCUPAÇÃO BASE	80%	612,90m ²	0%	————	79,9%	612,42m ²	79,9%	612,42m ²
TAX. DE OCUPAÇÃO TORRE	60%	459,67m ²	0%	————	55,8%	427,70m ²	55,8%	427,70m ²
PERMEAB. MIM	10%	76,61m ²	100%	766,13m ²	88,0%	674,39m ²	12,0%	91,74m ²

Fonte: Construtora

3.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO

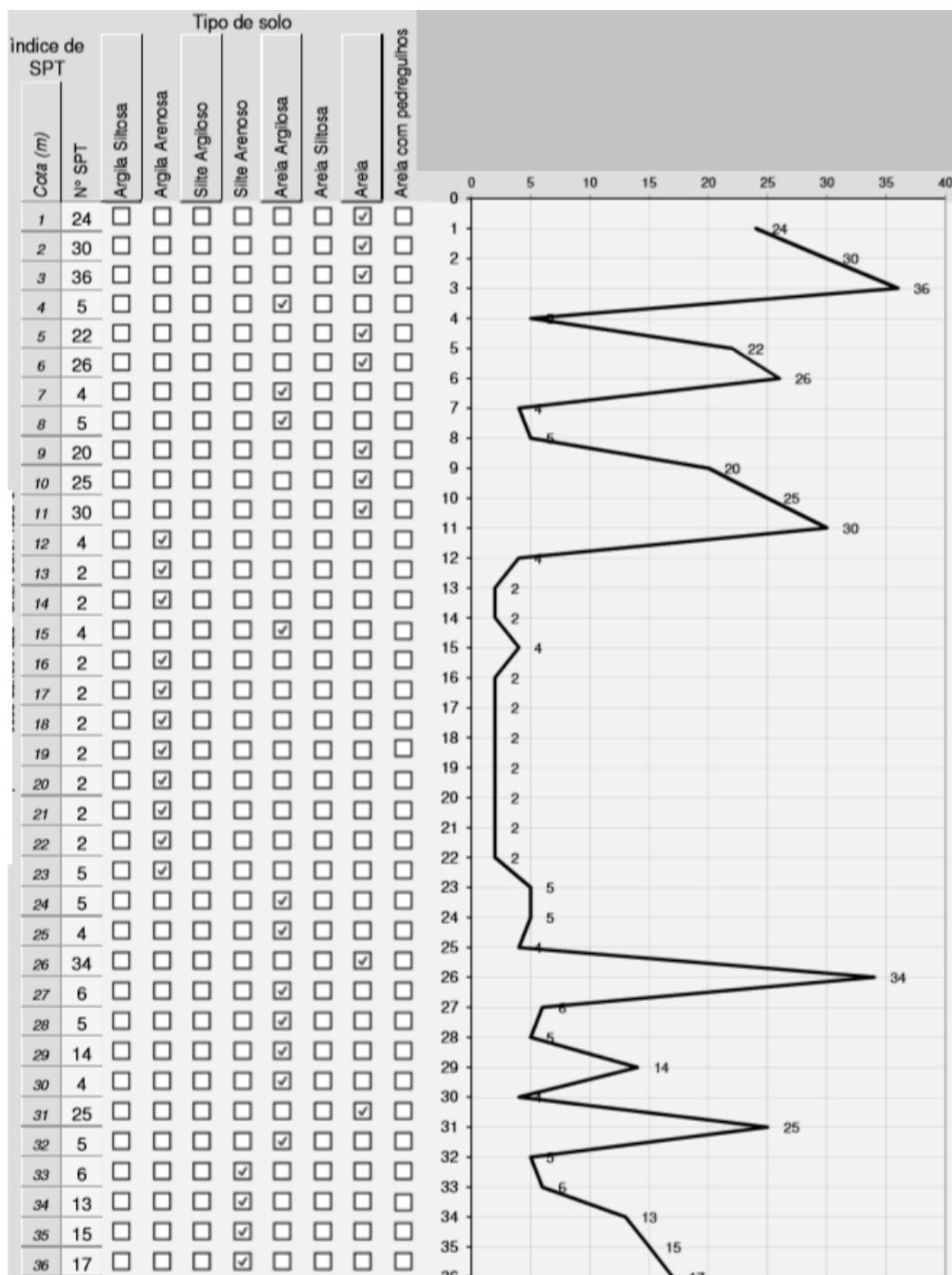
Primeiramente, é essencial obter informações a respeito das características e condições dos solos que serão encontrados ao realizar a fundação. A investigação desse empreendimento foi realizada pelo método mais comum no Brasil, o Standart Penetration Test, sendo executados três furos de sondagem. De acordo com a Tabela 3 da NBR 8036/1983, como o edifício possui 612,42 metros² de área de projeção da base, o número mínimo de furos é quatro. Portanto, não foi respeitada a quantidade mínima de furos de sondagem. A distribuição destes, assim como os métodos executivos, respeita a NBR 6484/2001 – Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Com o valor dos três ensaios SPT em mãos, é necessário decidir qual deles será utilizado efetivamente para realizar os cálculos do dimensionamento. Ao fazer a comparação entre eles, através do perfil geológico comparativo, anexo A, percebe-se que o SP 01 possui, em geral, valores abaixo em comparação com os demais. Devido a essa variação não tão elevada entre os valores, e a favor da segurança, foi escolhido utilizar o furo SP 01 para representar todo o terreno. Além disso, o SP 01 é o único que ultrapassa

os 30 metros de profundidade, o que será imprescindível para a análise da capacidade de carga e dos recalques no dimensionamento que será feito a seguir.

Abaixo é apresentado um resumo dos resultados do furo SP 01. Os demais laudos técnicos das sondagens, bem como a planta de locação dos furos estão expostos no Anexo A.

Figura 17 – Resumo ensaio SPT furo 1

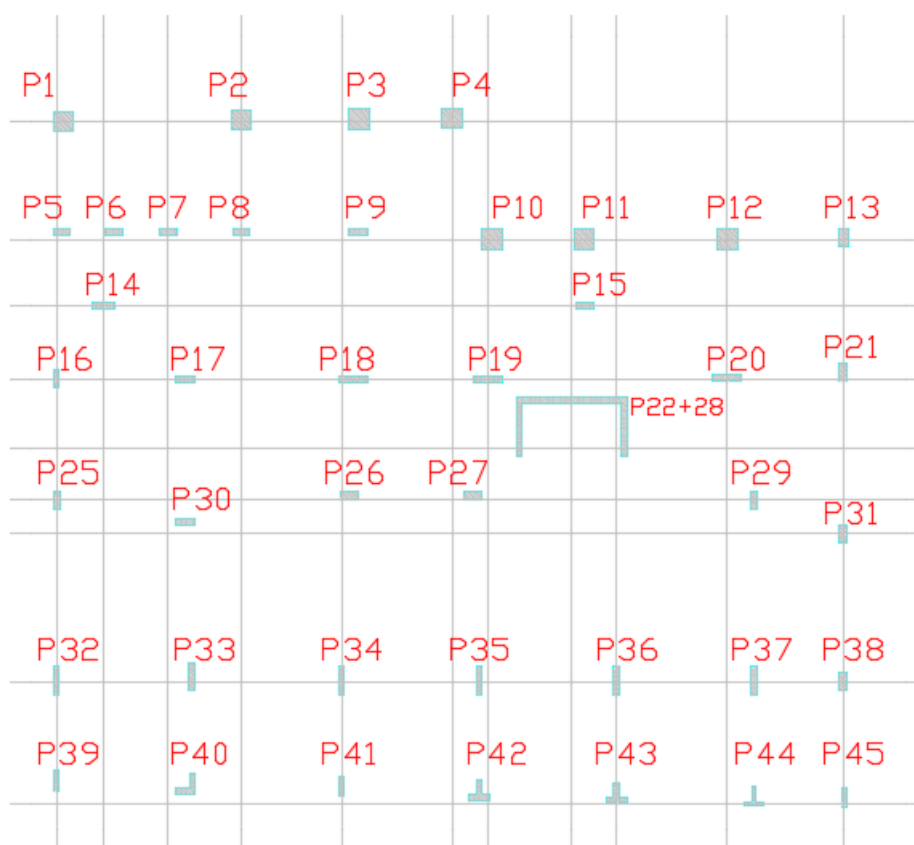


Fonte: Construtora adaptado

3.2 PLANTA DE CARGA DO EDIFÍCIO

Após verificar as condições geotécnicas do solo, parte-se para a análise das cargas que terão que ser sustentadas pelas fundações. Observa-se as disposições dos pilares na Figura 18 abaixo e as suas características na Tabela 17. Vale ressaltar que um dos principais valores que será utilizado da Tabela 17, será a carga máxima, uma vez que as estacas devem suportar às piores condições a que possivelmente serão submetidas. A Figura 18 e tabela 17 abaixo são apenas croquis, a planta de carga e a tabela de carga mais detalhadas se encontram no Anexo B.

Figura 18 – Planta de carga dos pilares



Fonte: Construtora adaptado

Tabela 17 – Valor das cargas dos pilares

Pilar			
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Min. (tf)
P1	70x70	24.7	16.8
P2	70x70	32.3	22.6
P3	70x70	24.9	16.9
P4	70x70	19.7	13.2
P5	20x60	24.9	11.8
P6	20x60	59.4	40.1
P7	20x60	74.6	60.4
P8	20x60	108.4	87.3
P9	20x70	148.8	117.3
P10	70x70	70.3	51.5
P11	70x70	41.4	26.1
P12	70x70	66.0	45.6
P13	30x60	55.6	29.8
P14	20x77	114.1	90.8
P15	20x60	106.7	73.2
P16	20x60	28.6	20.0
P17	20x70	181.7	143.3
P18	25x100	280.8	215.7
P19	20x100	199.6	157.3
P20	20x100	202.6	164.3
P21	30x60	128.2	109.6
P25	25x60	89.3	68.8
P26	30x60	256.9	198.6
P27	27x60	217.6	164.4
P29	25x60	181.2	142.7
P30	20x70	253.2	191.0
P31	30x60	133.6	113.2
P32	20x100	63.9	47.7
P33	25x95	290.0	224.7
P34	20x100	218.8	173.5
P35	20x100	273.6	224.3
P36	20x100	227.0	184.2
P37	20x100	180.9	142.2
P38	30x60	76.0	59.2
P39	20x70	19.9	6.4
P40	L 70x70x20x20	74.8	38.3
P41	20x70	40.4	24.5
P42	T 70x70x20x20	51.7	25.1
P43	T 70x70x20x20	79.5	48.9
P44	T 70x70x15x15	64.5	40.5
P45	20x70	20.4	10.3
P22+P28		738.0	601.7

Fonte: Construtora adaptado

Lembrando que $1 \text{ tf} = 10 \text{ kN}$. O projetista adotou a unidade de tonelada-força na tabela. Para a conversão pro Sistema Internacional de Unidades (kN), basta fazer a seguinte conversão: $1 \text{ tf} = 10 \text{ kN}$.

Destaca-se que os projetistas estruturais optaram por um contraventamento central e consideraram, na hipótese de cálculos, os pilares como bi rotulados. Assim, os pilares apresentam momento fletor igual a zero.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Finalmente, após ter conhecimento tanto do solo em que a estaca será inserida, como das cargas que ela deve suportar, será feito o seu dimensionamento para que possa efetivamente resistir a todas as cargas no meio em que está inserido. Vale ressaltar que essa obra possui edificações na sua vizinhança que possivelmente poderiam inviabilizar o uso de estaca pré-moldada. No entanto, será desprezado esse aspecto, porque a intenção desse trabalho é justamente a comparação entre esse tipo de fundação e a estaca hélice contínua.

Devido ao processo executivo e às estacas disponíveis no mercado, serão adotados diâmetros diferentes para os dois tipos de fundação. No caso da estaca pré-moldada, conforme tabela 14, serão usados os diâmetros de 22,29 e 33 centímetros, já que diâmetros maiores do que isso acarretam em dificuldade no momento de cravação. Já para estaca hélice contínua, por ser uma estaca escavada, não há esse empecilho quanto ao diâmetro, sendo adotado 30,40 e 50 centímetros.

Será demonstrado nesse capítulo o passo a passo detalhado do dimensionamento da fundação para suportar o pilar P33, de carga máxima igual a 2900 kN. As demais estacas serão igualmente dimensionadas e seus resultados serão expostos no decorrer desse capítulo.

Para esse pilar, as estacas pré-moldadas serão dimensionadas com diâmetros de 33 centímetros, o máximo dentre os possíveis devido à grande carga aplicada. Já a profundidade será de 24 metros, pois é um valor múltiplo de 12 (comprimento máximo de uma estaca). Mesmo que é possível atingir uma resistência razoável em profundidades não tão grandes, decidiu-se adotá-la com 24 metros devido à péssima qualidade do solo entre a cota de 12 a 22 metros. Assim, ao alcançar profundidades maiores, há maior segurança quanto a possíveis variações do solo que não forem identificadas na sua investigação e também com possíveis problemas de recalque.

Para as estacas hélice contínua do P33, serão adotados os valores de 50 centímetros e 30 metros para o diâmetro e a profundidade, respectivamente. Tal comprimento se justifica pela camada de solo muito ruim até 25 metros de profundidade, o que poderia ocasionar recalques indesejáveis. No ensaio, verifica-se um valor de N_{spt} muito maior na cota 31 metros, mas como há muitas incertezas no solo e a sua variação é muito abrupta, foi decidido utilizar 30 metros a favor da segurança.

Os dimensionamentos iniciarão com uma breve explicação dos valores utilizados, os quais podem ser entendidos com maior riqueza de detalhes ao retornar para o capítulo 2.3. da revisão bibliográfica. Posteriormente, será exposto os resultados encontrados na planilha excel elaborada pelo autor do trabalho.

Para fins de comparação e verificação dos resultados, ainda foi utilizado um programa comercial da empresa Site Engenharia. Essas planilhas estão expostas no Anexo D. Pode-se verificar que os resultados encontrados são muito próximos, com diferença de no máximo 2%. A exceção fica por conta do método Decourt-Quaresma para estaca hélice contínua, o qual apresentou uma diferença maior (17%). A explicação dessa diferença são os valores adotados para α e β . Enquanto esse trabalho utilizou os valores de $\alpha=0,3$ e $\beta=1,0$ encontrados nas bibliografias mais clássicas como Cintra e Aoki (2010) e Velloso & Lopes (2011), a planilha comercial do Site Engenharia fez uso de valores parciais variáveis de α e β de acordo com o tipo de solo encontrado.

3.3.1 Dimensionamento da capacidade de carga das estacas de concreto pré-moldadas

3.3.1.1 Método Aoki-Velloso

- Primeiramente, analisa-se o N_{spt} e o tipo de solo para cada metro;
- Em função do tipo de solo, são obtidos os valores de K e α , de acordo com a Tabela 5;
- Através da Tabela 6, são encontrados os fatores de correção F_1 e F_2 , que variam em função do tipo de estaca. No caso específico de pré-moldada de concreto, $F_1=1+\frac{D}{0,80}$ e $F_2=2 \cdot F_1$;
- Com o valor do perímetro ($U = \pi D$) em mãos, chega-se ao valor da contribuição da capacidade de carga lateral de cada metro de solo através da fórmula: $R_L = \frac{U}{F_2} \alpha \cdot K \cdot N_L$, em que N_L é o N_{spt} encontrado na cota da lateral em estudo da estaca;
- É feito o somatório das parcelas individuais de cada metro, resultando na capacidade de carga lateral acumulada;

- A capacidade de carga de ponta é obtida pela fórmula: $R_p = \frac{K N_p A_p}{F_1}$, em que N_p é o N_{spt} encontrado na cota da ponta da estaca;
- Somando a capacidade de carga lateral com a de ponta, chega-se a capacidade de carga total;
- A capacidade de carga total deve ser dividida por 2, coeficiente de segurança global da NBR 6122/2010, para finalmente encontrar a carga admissível da estaca.

Portanto, chega-se a carga admissível de 755,2 kN através do método Aoki-Velloso para estacas pré-moldadas de concreto. Dos quais 664,4 kN é suportado pela resistência admissível lateral e 90,8 kN é suportado pela resistência admissível de ponta.

3.3.1.2 Método Decourt-Quaresma

- Primeiramente, analisa-se o N_{spt} e o tipo de solo para cada metro;
- Em função do tipo de estaca e do tipo de solo, são obtidos os valores de α e β . No caso de estaca pré-moldada, o valor de ambos é igual a 1,0;
- Através da Tabela 7, é encontrado o coeficiente característico do solo C , dos quais foram feitas algumas pequenas alterações em decorrência da composição de dois tipos de solo;
- Com os valores obtidos pelo ensaio SPT e o valor do perímetro ($U = \pi D$), chega-se aos valores de resistência lateral metro a metro pela equação: $R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U$. Vale ressaltar que se deve considerar $3 \leq N_L \leq 50$;
- É feito o somatório das parcelas individuais de cada metro, resultando na capacidade de carga lateral acumulada;
- A capacidade de carga de ponta é obtida pela fórmula: $R_p = \alpha C N_p A_p$, em que N_p é o valor médio do N_{spt} do nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;
- Somando a capacidade de carga lateral com a de ponta, chega-se a capacidade de carga total;
- O método Decourt-Quaresma adota diferentes coeficientes de segurança para a capacidade de carga lateral e de ponta. Para aquele, adota-se 1,3; enquanto para este adota-se 4. Assim, obtém-se o valor final da carga admissível da estaca.

Tabela 19 – Decourt-Quaresma, dimensionamento por camada para pré-moldada

COTA	SPT	SPT Considerado	Tipo de solo	Tipo de estaca: Pré-moldada concreto		Diâmetro (m) = 0,33	Perímetro (m) = 1,04	Área da ponta (m ²) = 0,085	α (%)	β (%)	Np = Média do SPT: N-1, N e N+1	C (kPa)	10 x β x (NL/3 + 1)	α x C x Np	Resistência lateral por metro (kN)	Resistência lateral acumulada (kN)	Resistência lateral admissível (kN)	Resistência de ponta (kN)	Resistência Ponta admissível (kN)	Capacidade total (kN)	Carga admissível da estaca (kN)
				α	β																
0	0	0	Aterro	1,00	1,00	0	90,0	0,0	93,3	12000,0	400	90,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	24	24	Areia	1,00	1,00	30	110,0	1,00	93,3	12000,0	400	90,0	0,0	0,0	93,3	71,7	0,0	0,0	0,0	93,3	71,7
2	30	30	Areia	1,00	1,00	24	130,0	1,00	114,0	9466,7	400	130,0	1,00	114,0	207,2	159,4	1025,8	256,5	1233,1	1233,1	415,9
3	36	36	Areia	1,00	1,00	21	26,7	1,00	134,7	7350,0	350	26,7	1,00	134,7	341,9	263,0	809,3	202,3	1151,2	1151,2	465,4
4	5	5	Areia Argilosa	1,00	1,00	18	83,3	1,00	27,6	7066,7	400	83,3	1,00	27,6	369,6	284,3	628,3	157,1	997,9	997,9	441,4
5	22	22	Areia	1,00	1,00	17	96,7	1,00	86,4	6933,3	400	96,7	1,00	86,4	455,9	350,7	604,1	151,0	1060,0	1060,0	501,7
6	26	26	Areia	1,00	1,00	12	23,3	1,00	100,2	4083,3	350	23,3	1,00	100,2	556,1	427,8	592,7	148,2	1148,8	1148,8	575,9
7	4	4	Areia Argilosa	1,00	1,00	10	26,7	1,00	24,2	3383,3	350	26,7	1,00	24,2	580,3	446,4	349,1	87,3	929,3	929,3	533,6
8	5	5	Areia Argilosa	1,00	1,00	17	76,7	1,00	27,6	6666,7	400	76,7	1,00	27,6	607,9	467,6	289,2	72,3	897,1	897,1	539,9
9	20	20	Areia	1,00	1,00	25	93,3	1,00	96,7	10000,0	400	93,3	1,00	96,7	687,3	528,7	569,9	142,5	1257,3	1257,3	671,2
10	25	25	Areia	1,00	1,00	20	110,0	1,00	114,0	7866,7	400	110,0	1,00	114,0	898,0	690,8	672,5	168,1	1570,5	1570,5	858,9
11	30	30	Areia	1,00	1,00	12	23,3	1,00	24,2	1480,0	120	23,3	1,00	24,2	922,2	709,4	126,5	31,6	1048,7	1048,7	741,0
12	4	4	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	400,0	120	20,0	1,00	20,7	942,9	725,3	34,2	8,5	977,1	977,1	733,9
13	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	400,0	120	20,0	1,00	20,7	963,7	741,3	34,2	8,5	997,9	997,9	749,8
14	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	23,3	1,00	24,2	1166,7	350	23,3	1,00	24,2	987,8	759,9	99,7	24,9	1087,6	1087,6	784,8
15	4	4	Areia Argilosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	400,0	120	20,0	1,00	20,7	1008,6	775,8	34,2	8,5	1042,8	1042,8	784,4
16	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	360,0	120	20,0	1,00	20,7	1029,3	791,8	30,8	7,7	1060,1	1060,1	799,5
17	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	360,0	120	20,0	1,00	20,7	1050,0	807,7	30,8	7,7	1080,8	1080,8	815,4
18	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	360,0	120	20,0	1,00	20,7	1070,7	823,6	30,8	7,7	1101,5	1101,5	831,3
19	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	360,0	120	20,0	1,00	20,7	1091,5	839,6	30,8	7,7	1122,2	1122,2	847,3
20	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	3	20,0	1,00	20,7	360,0	120	20,0	1,00	20,7	1112,2	855,5	30,8	7,7	1143,0	1143,0	863,2
21	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	4	20,0	1,00	20,7	440,0	120	20,0	1,00	20,7	1132,9	871,5	37,6	9,4	1170,5	1170,5	880,8
22	2	3	Argila Arenosa	1,00	1,00	4	26,7	1,00	27,6	520,0	120	26,7	1,00	27,6	1160,5	892,7	44,5	11,1	1205,0	1205,0	903,9
23	5	5	Argila Arenosa	1,00	1,00	5	26,7	1,00	27,6	1633,3	350	26,7	1,00	27,6	1188,2	914,0	139,6	34,9	1327,8	1327,8	948,9
24	5	5	Areia Argilosa	1,00	1,00	14	23,3	1,00	24,2	5016,7	350	23,3	1,00	24,2	1212,4	932,6	428,9	107,2	1641,2	1641,2	1039,8
25	4	4	Areia Argilosa	1,00	1,00	15	123,3	1,00	127,8	5866,7	400	123,3	1,00	127,8	1340,2	1030,9	501,5	125,4	1841,7	1841,7	1156,3
26	34	34	Areia	1,00	1,00	15	30,0	1,00	31,1	5250,0	350	30,0	1,00	31,1	1371,2	1054,8	448,8	112,2	1820,0	1820,0	1167,0
27	6	6	Areia Argilosa	1,00	1,00	8	26,7	1,00	27,6	2916,7	350	26,7	1,00	27,6	1398,9	1076,1	249,3	62,3	1648,2	1648,2	1138,4
28	5	5	Areia Argilosa	1,00	1,00	8	56,7	1,00	58,7	2683,3	350	56,7	1,00	58,7	1457,6	1121,2	229,4	57,3	1687,0	1687,0	1178,6
29	14	14	Areia Argilosa	1,00	1,00	14	23,3	1,00	24,2	5016,7	350	23,3	1,00	24,2	1481,8	1139,8	428,9	107,2	1910,6	1910,6	1247,0
30	4	4	Areia Argilosa	1,00	1,00	11	93,3	1,00	96,7	4533,3	400	93,3	1,00	96,7	1578,5	1214,2	387,5	96,9	1966,0	1966,0	1311,1
31	25	25	Areia	1,00	1,00	12	26,7	1,00	27,6	4200,0	350	26,7	1,00	27,6	1606,1	1235,5	359,0	89,8	1965,2	1965,2	1325,2
32	5	5	Areia argilosa	1,00	1,00	8	30,0	1,00	31,1	2000,0	250	30,0	1,00	31,1	1637,2	1259,4	171,0	42,7	1808,2	1808,2	1302,1
33	6	6	Silte Arenoso	1,00	1,00	11	53,3	1,00	55,3	2833,3	250	53,3	1,00	55,3	1692,5	1301,9	242,2	60,6	1934,7	1934,7	1362,4
34	13	13	Silte Arenoso	1,00	1,00	15	60,0	1,00	62,2	3750,0	250	60,0	1,00	62,2	1754,6	1349,7	320,6	80,1	2075,2	2075,2	1429,9
35	15	15	Silte Arenoso	1,00	1,00	16	66,7	1,00	69,1	4000,0	250	66,7	1,00	69,1	1823,7	1402,9	341,9	85,5	2165,7	2165,7	1488,3
36	17	17	Silte Arenoso	1,00	1,00	16	66,7	1,00	69,1	4000,0	250	66,7	1,00	69,1	1823,7	1402,9	341,9	85,5	2165,7	2165,7	1488,3

Fonte: Elaboração própria

Portanto, chega-se a carga admissível de 948,9 kN através do método Decourt-Quaresma para estacas pré-moldadas de concreto. Dos quais 914,0kN é suportado pela resistência admissível lateral e 34,9 kN é suportado pela resistência admissível da ponta.

3.3.2 Dimensionamento da capacidade de carga das estacas hélice-contínua

3.3.2.1 Método Aoki-Velloso

- Primeiramente, analisa-se o N_{spt} e o tipo de solo para cada metro;
- Em função do tipo de solo, são obtidos os valores de K e α , de acordo com a Tabela 8;
- Através da Tabela 9, são encontrados os fatores de correção F_1 e F_2 , que variam em função do tipo de estaca. No caso específico de hélice contínua, $F_1=2,0$ e $F_2=2*F_1$;
- Com o valor do perímetro ($U = \pi D$) em mãos, chega-se ao valor da contribuição da capacidade de carga lateral de cada metro de solo através da fórmula: $R_L = \frac{U}{F_2} \alpha \cdot K \cdot N_L$, em que N_L é o N_{spt} encontrado na cota da lateral em estudo da estaca;
- É feito o somatório das parcelas individuais de cada metro, resultando na capacidade de carga lateral acumulada;
- A capacidade de carga de ponta é obtida pela fórmula: $R_p = \frac{K N_p A_p}{F_1}$, em que N_p é o N_{spt} encontrado na cota da ponta da estaca;
- Somando a capacidade de carga lateral com a de ponta, chega-se a capacidade de carga total;
- A capacidade de carga total deve ser dividida por 2, coeficiente de segurança global da NBR 6122/2010, para finalmente encontrar a carga admissível da estaca.

Tabela 20 – Aoki-Veloso, dimensionamento por camada para EHC

COTA	SPT	Tipo do solo	K (kPa)	α	α K	α K N	Área de ponta (m²) = 0,196		F1= 2		F2= 4		Capacidade de carga lateral por metro (kN)	Capacidade de carga lateral acumulada (kN)	Resistência lateral admissível (kN)	Capacidade de carga de ponta (kN)	Resistência Ponta admissível (kN)	Capacidade de carga total (kN)	Carga admissível da estaca (kN)
							Perímetro (m) = 1,57	Perímetro (m) = 1,57	Perímetro (m) = 1,57	Perímetro (m) = 1,57									
0	0	Aterro	-	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	24	Areia	1000	0,014	14	336	131,9	131,9	117,5	2486,9	1243,4	2355,0	1177,5	1177,5	2486,9	1243,4	2486,9	1243,4	2486,9
2	30	Areia	1000	0,014	14	420	164,9	296,7	148,4	3240,5	1620,2	2967,0	1484,0	1471,9	3240,5	1620,2	3240,5	1620,2	3240,5
3	36	Areia	1000	0,014	14	504	197,8	494,6	247,3	3332,5	2013,5	4946,0	2473,0	1766,3	4027,1	2013,5	4027,1	2013,5	4027,1
4	5	Areia Argilosa	600	0,03	18	90	35,3	529,9	264,9	294,4	412,1	353,0	529,9	147,2	824,3	412,1	824,3	412,1	824,3
5	22	Areia	1000	0,014	14	308	120,9	650,8	325,4	2158,8	1404,8	6508,0	3254,0	1079,4	2809,5	1404,8	2809,5	1404,8	2809,5
6	26	Areia	1000	0,014	14	364	142,9	793,6	396,8	2551,3	1672,4	7936,0	3968,0	1275,6	3344,9	1672,4	3344,9	1672,4	3344,9
7	4	Areia Argilosa	600	0,03	18	72	28,3	821,9	410,9	235,5	528,7	283,0	821,9	117,8	1057,4	528,7	1057,4	528,7	1057,4
8	5	Areia Argilosa	600	0,03	18	90	35,3	857,2	428,6	294,4	575,8	35,3	857,2	147,2	1151,6	575,8	1151,6	575,8	1151,6
9	20	Areia	1000	0,014	14	280	109,9	967,1	483,6	1962,5	1464,8	1099,0	967,1	981,3	2929,6	1464,8	2929,6	1464,8	2929,6
10	25	Areia	1000	0,014	14	350	137,4	1104,5	552,2	2453,1	1778,8	1374,0	1104,5	1226,6	3557,6	1778,8	3557,6	1778,8	3557,6
11	30	Areia	1000	0,014	14	420	164,9	1269,3	634,7	2943,8	2106,5	1649,0	1269,3	1471,9	4213,1	2106,5	4213,1	2106,5	4213,1
12	4	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	33,6	13,2	1282,5	641,3	137,4	710,0	13,2	1282,5	68,7	1419,9	710,0	1419,9	710,0	1419,9
13	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1289,1	644,6	68,7	678,9	6,6	1289,1	34,3	1357,8	678,9	1357,8	678,9	1357,8
14	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1295,7	647,9	68,7	682,2	6,6	1295,7	34,3	1364,4	682,2	1364,4	682,2	1364,4
15	4	Areia Argilosa	600	0,03	18	72	28,3	1324,0	662,0	235,5	779,7	28,3	1324,0	117,8	1559,5	779,7	1559,5	779,7	1559,5
16	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1330,6	665,3	68,7	699,6	6,6	1330,6	34,3	1399,3	699,6	1399,3	699,6	1399,3
17	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1337,2	668,6	68,7	702,9	6,6	1337,2	34,3	1405,9	702,9	1405,9	702,9	1405,9
18	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1343,8	671,9	68,7	706,2	6,6	1343,8	34,3	1412,5	706,2	1412,5	706,2	1412,5
19	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1350,4	675,2	68,7	709,5	6,6	1350,4	34,3	1419,0	709,5	1419,0	709,5	1419,0
20	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1357,0	678,5	68,7	712,8	6,6	1357,0	34,3	1425,6	712,8	1425,6	712,8	1425,6
21	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1363,5	681,8	68,7	716,1	6,6	1363,5	34,3	1432,2	716,1	1432,2	716,1	1432,2
22	2	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	16,8	6,6	1370,1	685,1	68,7	719,4	6,6	1370,1	34,3	1438,8	719,4	1438,8	719,4	1438,8
23	5	Argila Arenosa	350	0,024	8,4	42	16,5	1386,6	693,3	171,7	779,2	16,5	1386,6	85,9	1558,3	779,2	1558,3	779,2	1558,3
24	5	Areia Argilosa	600	0,03	18	90	35,3	1421,9	711,0	294,4	858,2	35,3	1421,9	147,2	1716,3	858,2	1716,3	858,2	1716,3
25	4	Areia Argilosa	600	0,03	18	72	28,3	1450,2	725,1	235,5	842,9	28,3	1450,2	117,8	1685,7	842,9	1685,7	842,9	1685,7
26	34	Areia	1000	0,014	14	476	186,8	1637,0	818,5	3336,3	2486,6	186,8	1637,0	1668,1	4973,3	2486,6	4973,3	2486,6	4973,3
27	6	Areia Argilosa	600	0,03	18	108	42,4	1679,4	839,7	353,3	2486,6	42,4	1679,4	176,6	2032,7	2486,6	2032,7	2486,6	2032,7
28	5	Areia Argilosa	600	0,03	18	90	35,3	1714,8	857,4	294,4	1004,6	35,3	1714,8	147,2	2009,1	1004,6	2009,1	1004,6	2009,1
29	14	Areia Argilosa	600	0,03	18	252	98,9	1813,7	906,8	824,3	1319,0	98,9	1813,7	412,1	2637,9	1319,0	2637,9	1319,0	2637,9
30	4	Areia Argilosa	600	0,03	18	72	28,3	1841,9	921,0	235,5	1038,7	28,3	1841,9	117,8	2077,4	1038,7	2077,4	1038,7	2077,4
31	25	Areia	1000	0,014	14	350	137,4	1979,3	989,6	2453,1	2216,2	137,4	1979,3	1226,6	4432,4	2216,2	4432,4	2216,2	4432,4
32	5	Areia argilosa	800	0,02	16	80	31,4	2010,7	1005,3	392,5	1201,6	31,4	2010,7	196,3	2403,2	1201,6	2403,2	1201,6	2403,2
33	6	Silte Arenoso	550	0,022	12,1	72,6	28,5	2039,2	1019,6	323,8	1181,5	28,5	2039,2	161,9	2363,0	1181,5	2363,0	1181,5	2363,0
34	13	Silte Arenoso	550	0,022	12,1	157,3	61,7	2100,9	1050,5	701,6	1401,3	61,7	2100,9	350,8	2802,5	1401,3	2802,5	1401,3	2802,5
35	15	Silte Arenoso	550	0,022	12,1	181,5	71,2	2172,2	1086,1	809,5	1490,9	71,2	2172,2	404,8	2981,7	1490,9	2981,7	1490,9	2981,7
36	17	Silte Arenoso	550	0,022	12,1	205,7	80,7	2252,9	1126,5	917,5	1585,2	80,7	2252,9	458,7	3170,4	1585,2	3170,4	1585,2	3170,4

Fonte: Elaboração própria

Portanto, chega-se a carga admissível de 1038,7 kN através do método Aoki-Velloso para estacas hélice contínua. Dos quais 921,0 kN é suportado pela resistência admissível lateral e 117,8 kN é suportado pela resistência admissível da ponta.

Lembrando que a norma ainda preconiza que em estacas escavadas (como é o caso da hélice contínua), no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Assim:

$$Pa \leq 1,25 R_L \rightarrow 1038,7 \leq 1,25.1841,9 = 2302,4$$

Como essa regra da norma é respeitada, a carga admissível continua sendo 1038,7 kN.

3.3.2.2 Método Decourt-Quaresma

- Primeiramente, analisa-se o N_{spt} e o tipo de solo para cada metro;
- Em função do tipo de estaca e do tipo de solo, são obtidos os valores de α e β , de acordo com as Tabelas 11 e 12. No caso de estaca hélice contínua, o valor de α é 0,3 e o de β é 1,0;
- Através da Tabela 10, é encontrado o coeficiente característico do solo C , dos quais foram feitas algumas pequenas alterações em decorrência da composição de dois tipos de solo;
- Com os valores obtidos pelo ensaio SPT e o valor do perímetro ($U = \pi D$), chega-se aos valores de resistência lateral metro a metro pela equação: $R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U$. Vale ressaltar que se deve considerar $3 \leq N_L \leq 50$;
- É feito o somatório das parcelas individuais de cada metro, resultando na capacidade de carga lateral acumulada;
- A capacidade de carga de ponta é obtida pela fórmula: $R_p = \alpha C N_p A_p$, em que N_p é o valor médio do N_{spt} do nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;
- Somando a capacidade de carga lateral com a de ponta, chega-se a capacidade de carga total;
- O método Decourt-Quaresma adota diferentes coeficientes de segurança para a capacidade de carga lateral e de ponta. Para aquele, adota-se 1,3; enquanto para este adota-se 4. Assim, obtém-se o valor final da carga admissível da estaca.

Tabela 21 – Decourt-Quaresma, dimensionamento por camada para EHC

COTA	SPT	SPT Considerado	Tipo de solo	α (%)	β (%)	Np = Média do SPT: N-1, N e N+1	C (kPa)	10 x β x (NL/3 + 1)	α x C x Np	Área da ponta (m ²) = 0,196			Resistência lateral acumulada (kN)	Resistência lateral admissível (kN)	Resistência de ponta (kN)	Resistência Ponta admissível (kN)	Capacidade total (kN)	Carga admissível da estaca (kN)
										0,0	141,3	108,7						
0	0	0	Aterro	-	-	-	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	24	24	Areia	0,30	1,00	0	400	90,0	0,0	141,3	108,7	0,0	0,0	141,3	108,7	0,0	141,3	108,7
2	30	30	Areia	0,30	1,00	30	400	110,0	3600,0	314,0	241,5	706,5	176,6	314,0	241,5	706,5	1020,5	418,2
3	36	36	Areia	0,30	1,00	24	400	130,0	2840,0	204,1	398,5	557,4	139,3	518,1	398,5	557,4	1075,5	537,9
4	5	5	Areia Argilosa	0,30	1,00	21	350	26,7	2205,0	41,9	560,0	430,7	432,7	560,0	430,7	432,7	992,7	538,9
5	22	22	Areia	0,30	1,00	18	400	83,3	2120,0	130,8	690,8	531,4	416,1	690,8	531,4	416,1	1106,9	635,4
6	26	26	Areia	0,30	1,00	17	400	96,7	2080,0	151,8	842,6	648,1	408,2	842,6	648,1	408,2	1250,8	750,2
7	4	4	Areia Argilosa	0,30	1,00	12	350	23,3	1225,0	36,6	879,2	676,3	240,4	879,2	676,3	240,4	1119,6	736,4
8	5	5	Areia Argilosa	0,30	1,00	10	350	26,7	1015,0	41,9	921,1	708,5	199,2	921,1	708,5	199,2	1120,3	758,3
9	20	20	Areia	0,30	1,00	17	400	76,7	2000,0	120,4	1041,4	801,1	392,5	1041,4	801,1	392,5	1433,9	899,2
10	25	25	Areia	0,30	1,00	25	400	93,3	3000,0	146,5	1188,0	913,8	588,8	1188,0	913,8	588,8	1776,7	1061,0
11	30	30	Areia	0,30	1,00	20	400	110,0	2360,0	172,7	1360,7	1046,7	463,2	1360,7	1046,7	463,2	1823,8	1162,5
12	4	4	Argila Arenosa	0,30	1,00	12	120	23,3	444,0	36,6	1397,3	1074,8	87,1	1397,3	1074,8	87,1	1484,4	1096,6
13	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	120,0	120,0	1428,7	1099,0	23,6	1428,7	1099,0	23,6	1452,3	1104,9
14	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	120,0	31,4	1460,1	1123,2	23,6	1460,1	1123,2	23,6	1483,7	1129,0
15	4	4	Areia Argilosa	0,30	1,00	3	350	23,3	350,0	36,6	1496,7	1151,3	68,7	1496,7	1151,3	68,7	1565,4	1168,5
16	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	120,0	31,4	1528,1	1175,5	23,6	1528,1	1175,5	23,6	1551,7	1181,4
17	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	108,0	31,4	1559,5	1199,6	21,2	1559,5	1199,6	21,2	1580,7	1204,9
18	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	108,0	31,4	1590,9	1223,8	21,2	1590,9	1223,8	21,2	1612,1	1229,1
19	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	108,0	31,4	1622,3	1247,9	21,2	1622,3	1247,9	21,2	1643,5	1253,2
20	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	108,0	31,4	1653,7	1272,1	21,2	1653,7	1272,1	21,2	1674,9	1277,4
21	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	3	120	20,0	108,0	31,4	1685,1	1296,3	21,2	1685,1	1296,3	21,2	1706,3	1301,6
22	2	3	Argila Arenosa	0,30	1,00	4	120	20,0	132,0	31,4	1716,5	1320,4	25,9	1716,5	1320,4	25,9	1742,4	1326,9
23	5	5	Argila Arenosa	0,30	1,00	4	120	26,7	156,0	41,9	1758,4	1352,6	30,6	1758,4	1352,6	30,6	1789,0	1360,3
24	5	5	Areia Argilosa	0,30	1,00	5	350	26,7	490,0	41,9	1800,3	1384,8	96,2	1800,3	1384,8	96,2	1896,4	1408,9
25	4	4	Areia Argilosa	0,30	1,00	14	350	23,3	1505,0	36,6	1836,9	1413,0	295,4	1836,9	1413,0	295,4	2132,3	1486,8
26	34	34	Areia	0,30	1,00	15	400	123,3	1760,0	193,6	2030,5	1561,9	345,4	2030,5	1561,9	345,4	2375,9	1648,3
27	6	6	Areia Argilosa	0,30	1,00	15	350	30,0	1575,0	47,1	2077,6	1598,2	309,1	2077,6	1598,2	309,1	2386,7	1675,5
28	5	5	Areia Argilosa	0,30	1,00	8	350	26,7	875,0	41,9	2119,5	1630,4	171,7	2119,5	1630,4	171,7	2291,2	1673,3
29	14	14	Areia Argilosa	0,30	1,00	8	350	56,7	805,0	89,0	2208,5	1698,8	158,0	2208,5	1698,8	158,0	2366,4	1738,3
30	4	4	Areia Argilosa	0,30	1,00	14	350	23,3	1505,0	36,6	2245,1	1727,0	295,4	2245,1	1727,0	295,4	2540,5	1800,8
31	25	25	Areia	0,30	1,00	11	400	93,3	1360,0	146,5	2391,6	1839,7	266,9	2391,6	1839,7	266,9	2658,5	1906,4
32	5	5	Areia argilosa	0,30	1,00	12	350	26,7	1260,0	41,9	2433,5	1871,9	247,3	2433,5	1871,9	247,3	2680,8	1933,7
33	6	6	Silte Arenoso	0,30	1,00	8	250	30,0	600,0	47,1	2480,6	1908,2	117,8	2480,6	1908,2	117,8	2598,4	1937,6
34	13	13	Silte Arenoso	0,30	1,00	11	250	53,3	850,0	83,7	2564,3	1972,6	166,8	2564,3	1972,6	166,8	2731,1	2014,3
35	15	15	Silte Arenoso	0,30	1,00	15	250	60,0	1125,0	94,2	2658,5	2045,0	220,8	2658,5	2045,0	220,8	2879,3	2100,2
36	17	17	Silte Arenoso	0,30	1,00	16	250	66,7	1200,0	104,7	2763,2	2125,5	235,5	2763,2	2125,5	235,5	2998,7	2184,4

Fonte: Elaboração própria

Portanto, chega-se a carga admissível de 1800,8 kN através do método Decourt-Quaresma para estaca hélice contínua. Dos quais 1727,0 kN é suportado pela resistência admissível lateral e 73,8 kN é suportado pela resistência admissível da ponta.

Lembrando que a norma ainda preconiza que em estacas escavadas (como é o caso da hélice contínua), no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Assim:

$$Pa \leq 1,25 R_L \rightarrow 1800,3 \leq 1,25 \cdot 2245,1 = 2806,4$$

Como essa regra da norma é respeitada, a carga admissível continua sendo 1800,3kN.

3.3.2.3 Método Antunes e Cabral

- Primeiramente, analisa-se o N_{spt} e o tipo de solo para cada metro;
- Em função do tipo de solo, são obtidos os valores de β_1 e β_2 , de acordo com a Tabela 13.
- Com o valor do perímetro ($U = \pi D$) em mãos, chega-se ao valor da contribuição da capacidade de carga lateral de cada metro de solo através da fórmula: $RL = \beta_1 \cdot U \cdot N_{Fuste}$;
- É feito o somatório das parcelas individuais de cada metro, resultando na capacidade de carga lateral acumulada;
- A capacidade de carga de ponta é obtida pela fórmula: $RP = \beta_2 \cdot N_p \cdot Ap$, em que $\beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{kgf/cm}^2$, ou seja, os produtos que resultarem acima desse limite, adota-se igual a 40kgf/cm^2 ;
- Somando a capacidade de carga lateral com a de ponta, chega-se a capacidade de carga total;
- A capacidade de carga total deve ser dividida por 2, coeficiente de segurança global da NBR 6122/2010, para finalmente encontrar a carga admissível da estaca.

Tabela 22 – Antunes & Cabral, dimensionamento por camada para EHC

Método Antunes e Cabral Diâmetro (m) = 0,5		Tipo de estaca: Hélice contínua		Área de ponta (m ²) = 0,196 Perímetro (m) = 1,57		Tipo do solo		β_1 (%)	β_2	$\beta_2 \cdot N_p \leq 40$ (kgf/cm ²)	Capacidade de carga lateral por metro (kN)	Capacidade de carga lateral acumulada (kN)	Resistência lateral admissível (kN)	Capacidade de carga de ponta (kN)	Resistência Ponta admissível (kN)	Capacidade de carga total (kN)	Carga admissível da estaca (kN)	
COTA	SPT																	
0	0	Aterro																
1	24	Areia	4,5	2,5	40	169,6	169,6	84,8	2,5	40	785,0	785,0	84,8	785,0	392,5	954,6	477,3	
2	30	Areia	4,5	2,5	40	212,0	381,5	190,8	2,5	40	785,0	785,0	190,8	785,0	392,5	1166,5	583,3	
3	36	Areia	4,5	2,5	40	254,3	635,9	317,9	2,5	40	785,0	785,0	317,9	785,0	392,5	1420,9	710,4	
4	5	Areia Argilosa	4	2	10	31,4	667,3	333,6	2	10	196,3	196,3	333,6	196,3	98,1	863,5	431,8	
5	22	Areia	4,5	2,5	40	155,4	822,7	411,3	2,5	40	785,0	785,0	411,3	785,0	392,5	1607,7	803,8	
6	26	Areia	4,5	2,5	40	183,7	1006,4	503,2	2,5	40	785,0	785,0	503,2	785,0	392,5	1791,4	895,7	
7	4	Areia Argilosa	4	2	8	25,1	1031,5	515,7	2	8	157,0	157,0	515,7	157,0	78,5	1188,5	594,2	
8	5	Areia Argilosa	4	2	10	31,4	1062,9	531,4	2	10	196,3	196,3	531,4	196,3	98,1	1259,1	629,6	
9	20	Areia	4,5	2,5	40	141,3	1204,2	602,1	2,5	40	785,0	785,0	602,1	785,0	392,5	1989,2	994,6	
10	25	Areia	4,5	2,5	40	176,6	1380,8	690,4	2,5	40	785,0	785,0	690,4	785,0	392,5	2165,8	1082,9	
11	30	Areia	4,5	2,5	40	212,0	1592,8	796,4	2,5	40	785,0	785,0	796,4	785,0	392,5	2377,8	1188,9	
12	4	Argila Arenosa	3,5	1,5	6	22,0	1614,7	807,4	1,5	6	117,8	117,8	807,4	117,8	58,9	1732,5	866,2	
13	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1625,7	812,9	1,5	3	58,9	58,9	812,9	58,9	29,4	1684,6	842,3	
14	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1636,7	818,4	1,5	3	58,9	58,9	818,4	58,9	29,4	1695,6	847,8	
15	4	Areia Argilosa	4	2	8	25,1	1661,8	830,9	2	8	157,0	157,0	830,9	157,0	78,5	1818,8	909,4	
16	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1672,8	836,4	1,5	3	58,9	58,9	836,4	58,9	29,4	1731,7	865,9	
17	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1683,8	841,9	1,5	3	58,9	58,9	841,9	58,9	29,4	1742,7	871,4	
18	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1694,8	847,4	1,5	3	58,9	58,9	847,4	58,9	29,4	1753,7	876,8	
19	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1705,8	852,9	1,5	3	58,9	58,9	852,9	58,9	29,4	1764,7	882,3	
20	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1716,8	858,4	1,5	3	58,9	58,9	858,4	58,9	29,4	1775,7	887,8	
21	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1727,8	863,9	1,5	3	58,9	58,9	863,9	58,9	29,4	1786,7	893,3	
22	2	Argila Arenosa	3,5	1,5	3	11,0	1738,8	869,4	1,5	3	58,9	58,9	869,4	58,9	29,4	1797,7	898,8	
23	5	Argila Arenosa	3,5	1,5	7,5	27,5	1766,3	883,1	1,5	7,5	147,2	147,2	883,1	147,2	73,6	1913,4	956,7	
24	5	Areia Argilosa	4	2	10	31,4	1797,7	898,8	2	10	196,3	196,3	898,8	196,3	98,1	1993,9	997,0	
25	4	Areia Argilosa	4	2	8	25,1	1822,8	911,4	2	8	157,0	157,0	911,4	157,0	78,5	1979,8	989,9	
26	34	Areia	4,5	2,5	40	240,2	2063,0	1031,5	2,5	40	785,0	785,0	1031,5	785,0	392,5	2848,0	1424,0	
27	6	Areia Argilosa	4	2	12	37,7	2100,7	1050,3	2	12	235,5	235,5	1050,3	235,5	117,8	2336,2	1168,1	
28	5	Areia Argilosa	4	2	10	31,4	2132,1	1066,0	2	10	196,3	196,3	1066,0	196,3	98,1	2328,3	1164,2	
29	14	Areia Argilosa	4	2	28	87,9	2220,0	1110,0	2	28	549,5	549,5	1110,0	549,5	274,8	2769,5	1384,7	
30	4	Areia Argilosa	4	2	8	25,1	2245,1	1122,6	2	8	157,0	157,0	1122,6	157,0	78,5	2402,1	1201,1	
31	25	Areia	4,5	2,5	40	176,6	2421,7	1210,9	2,5	40	785,0	785,0	1210,9	785,0	392,5	3206,7	1603,4	
32	5	Areia argilosa	4	2	10	31,4	2453,1	1226,6	2	10	196,3	196,3	1226,6	196,3	98,1	2649,4	1324,7	
33	6	Silte Arenoso	3,5	2	12	33,0	2486,1	1243,0	2	12	235,5	235,5	1243,0	235,5	117,8	2721,6	1360,8	
34	13	Silte Arenoso	3,5	2	26	71,4	2557,5	1278,8	2	26	510,3	510,3	1278,8	510,3	255,1	3067,8	1533,9	
35	15	Silte Arenoso	3,5	2	30	82,4	2640,0	1320,0	2	30	588,8	588,8	1320,0	588,8	294,4	3228,7	1614,4	
36	17	Silte Arenoso	3,5	2	34	93,4	2733,4	1366,7	2	34	667,3	667,3	1366,7	667,3	333,6	3400,6	1700,3	

Fonte: Elaboração própria

Tabela 23 – Valor utilizados para β_1 e β_2

Fatores	β_1 (%)	β_2
Argila Siltosa	2,00	1,0
Argila Arenosa	3,50	1,5
Silte Argiloso	2,50	1,0
Silte Arenoso	3,50	2,0
Areia Argilosa	4,00	2,0
Areia Siltosa	4,50	2,0
Areia	4,50	2,5
Areia com pedregulhos	5,00	2,5

Fonte: Elaboração própria

Portanto, chega-se a carga admissível de 1201,1 kN através do método Antunes e Cabral para estacas hélice contínua. Dos quais 1122,6 kN é suportado pela resistência admissível lateral e 78,5 kN é suportado pela resistência admissível de ponta.

Lembrando que a norma ainda preconiza que em estacas escavadas (como é o caso da hélice contínua), no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Assim:

$$Pa \leq 1,25 R_L \quad \rightarrow \quad 1201,1 \leq 1,25.2245,1 = 2806,4$$

Como essa regra da norma é respeitada, a carga admissível continua sendo 1201,1 kN.

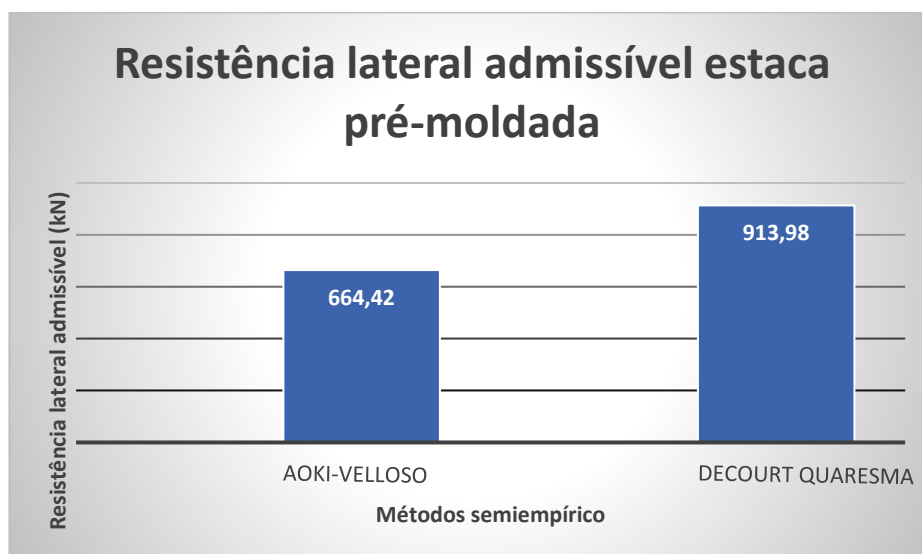
3.3.3 Análise dos métodos e capacidade de carga adotada

Nesse tópico será feita a comparação dos valores obtidos para os diferentes tipos de estacas e métodos semiempíricos. Será feita a análise, para cada tipo de estaca individualmente, da resistência lateral admissível, da resistência de ponta admissível e da carga admissível. Ao final, haverá uma comparação geral entre as duas estacas estudadas.

3.3.3.1 Estaca pré-moldada

Lembrando que para estaca pré-moldada está sendo utilizado diâmetro de 33 centímetro e profundidade de 24 metros.

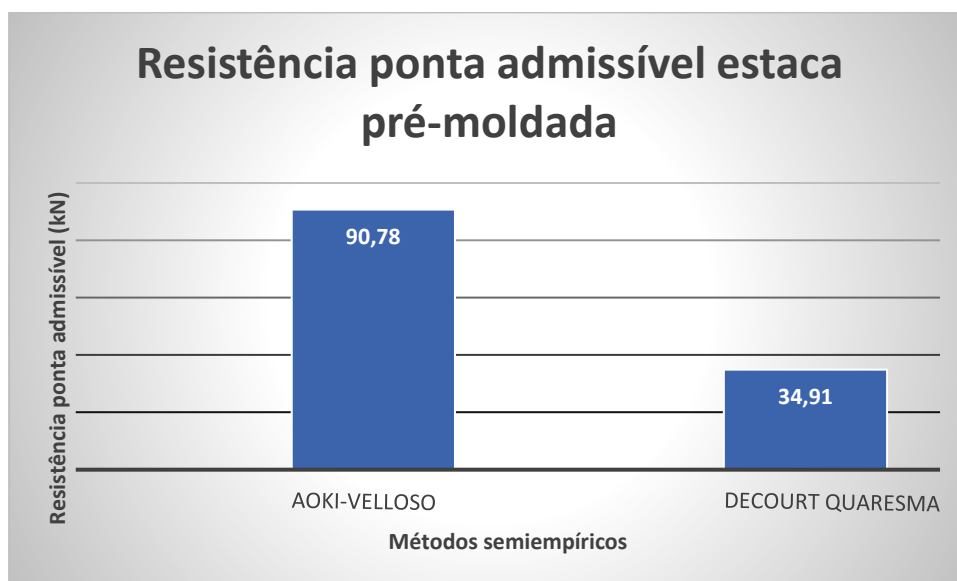
Gráfico 1 – Resistência lateral admissível estaca pré-moldada



Fonte: Elaboração própria

Conforme é apresentado no Gráfico 1 acima, no que se refere à resistência lateral admissível da estaca pré-moldada, o método de Aoki-Velloso fornece valores mais conservadores em relação ao método Decourt-Quaresma. Um dos principais motivos que pode explicar esse resultado diferente é que Decourt-Quaresma utiliza coeficiente de segurança igual a 1,3 para a resistência lateral, enquanto que no de Aoki-Velloso utilizou-se o mesmo estabelecido pela norma, igual a 2.

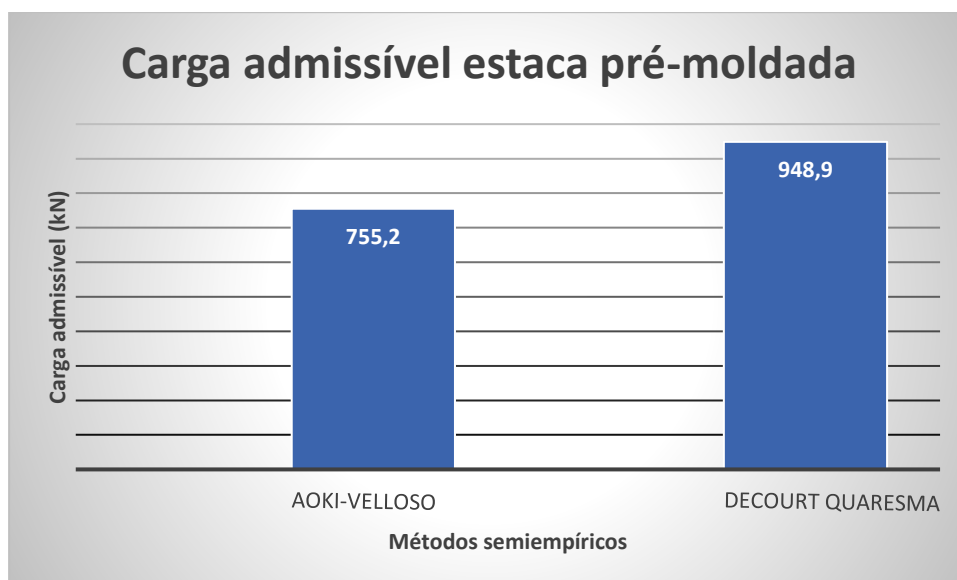
Gráfico 2 – Resistência ponta admissível estaca pré-moldada



Fonte: Elaboração própria

No caso da resistência de ponta admissível, o método Decourt-Quaresma passa a ser o mais conservador. Novamente, isso se deve ao fator de segurança, porquanto seu valor é igual a 2 para o método Aoki-Velloso e igual a 4 para o Decourt-Quaresma.

Gráfico 3 – Carga admissível estaca pré-moldada



Fonte: Elaboração própria

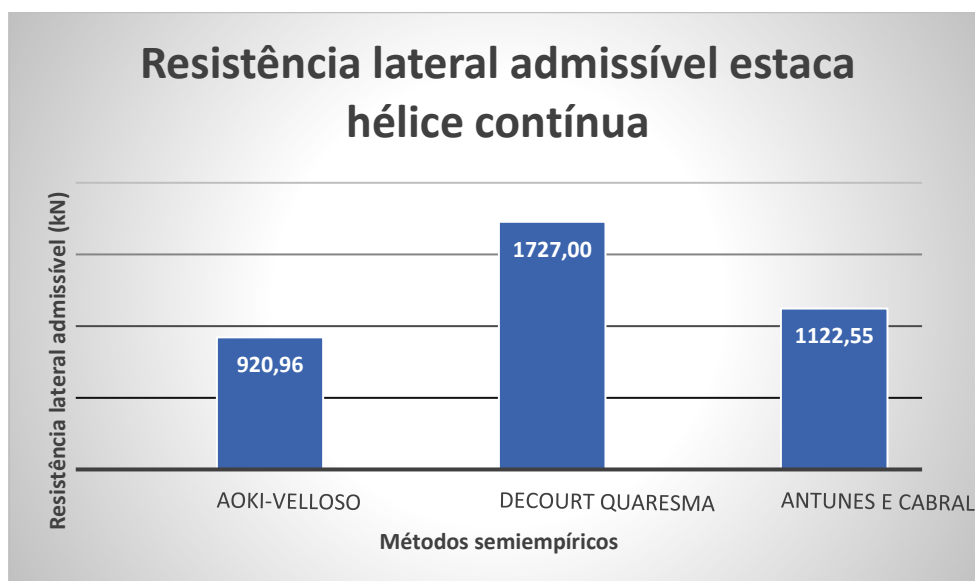
Como os valores da resistência de ponta são muito pequenos, não têm um efetivo impacto na carga admissível. Assim, conclui-se que, por possuir menor resistência lateral,

o método de Aoki-Velloso é, de uma maneira geral, mais conservador comparado ao Decourt-Quaresma.

3.3.3.2 Estaca hélice-contínua

Lembrando que para estaca hélice contínua está sendo utilizado diâmetro de 50 centímetro e profundidade de 30 metros.

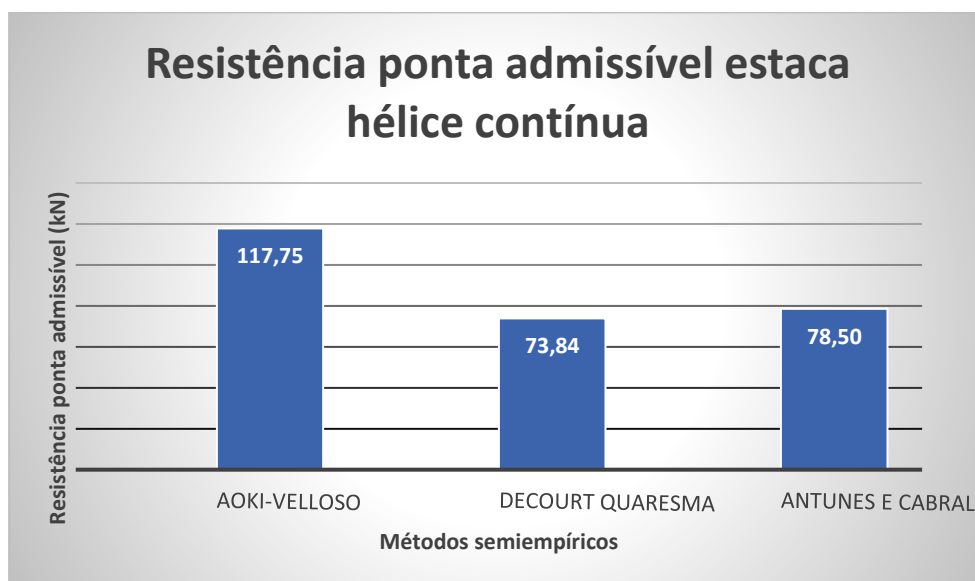
Gráfico 4 – Resistência lateral admissível estaca hélice contínua



Fonte: Elaboração própria

Consoante observa-se no Gráfico 4 acima, os resultados de Antunes e Cabral e Aoki-Velloso são próximos, enquanto o de Decourt-Quaresma é mais elevado. Um dos principais motivos disso é novamente o fator de segurança, o qual é igual a 2 nos métodos que estão com os valores próximos e é igual a 1,3 no que está com resultado maior.

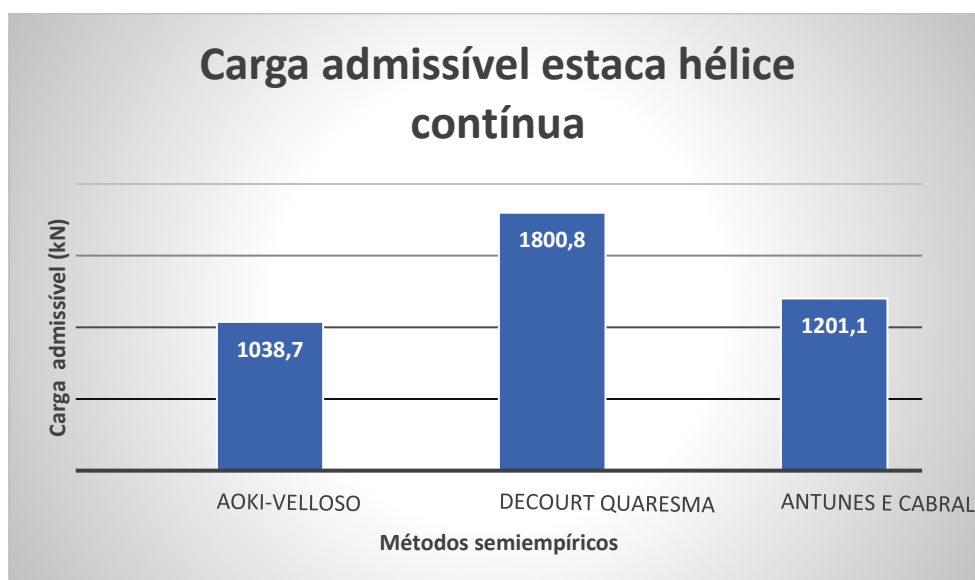
Gráfico 5 – Resistência ponta admissível estaca hélice contínua



Fonte: Elaboração própria

Ao averiguar a resistência de ponta admissível para estaca hélice contínua, verifica-se valores pequenos e próximos em todos os métodos. Isso é explicado pelo fato de o solo não ter grande resistência nessa cota e porque a hélice contínua é uma estaca escavada e assim tem seus valores de resistência de ponta reduzidos.

Gráfico 6 – Carga admissível estaca hélice contínua



Fonte: Elaboração própria

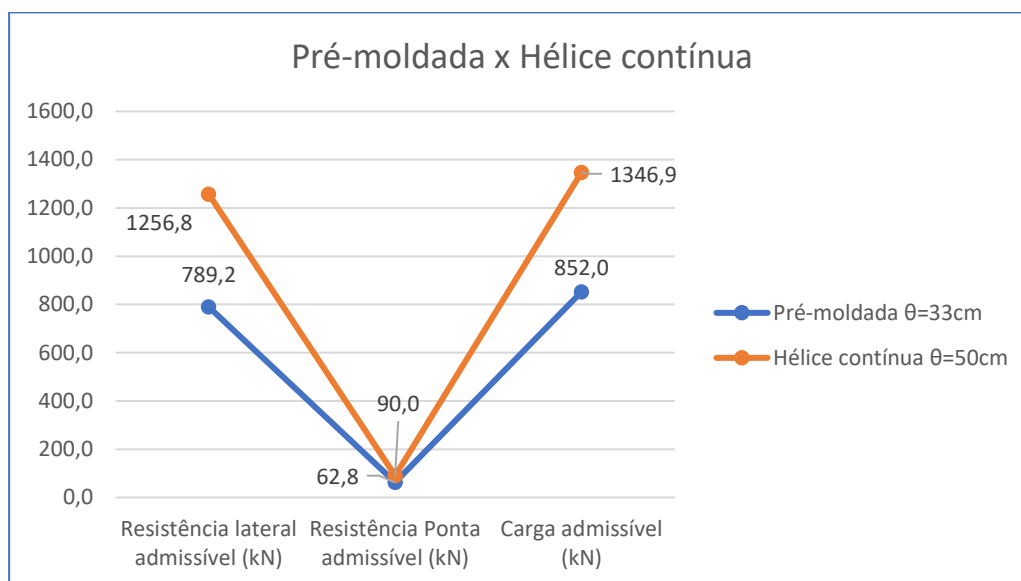
Ao somar a resistência lateral admissível com a de ponta, atinge-se a carga admissível vista no Gráfico 6 acima. Como a resistência de ponta possui resultados de pequena grandeza e próximos, não teve grandes influência na carga admissível. Logo, a resistência lateral admissível, no qual o método Decourt-Quaresma tem resultados elevados, foi responsável por praticamente toda carga admissível. Assim, essa tendência se reflete na carga admissível para estaca hélice contínua.

3.3.3.3 Estaca pré-moldada x hélice-contínua

Após analisar os diferentes métodos semiempíricos, o projetista deve decidir qual as resistências adotadas para o dimensionamento. Vale ressaltar que não há método certo ou errado, logo, o projetista adota o método que melhor lhe convém naquela situação.

Nesse trabalho foi decidido fazer a média entre os valores das resistências dos diferentes métodos semiempíricos utilizados, principalmente pelo fato de que esses métodos são produzidos em situações de solo e cargas específicos e assim podem ter variações decorrentes disso. Assim, ao fazer a média, possivelmente haverá uma neutralização de erros de um método com os de outro, não havendo valores extremos, seja para cima ou para baixo.

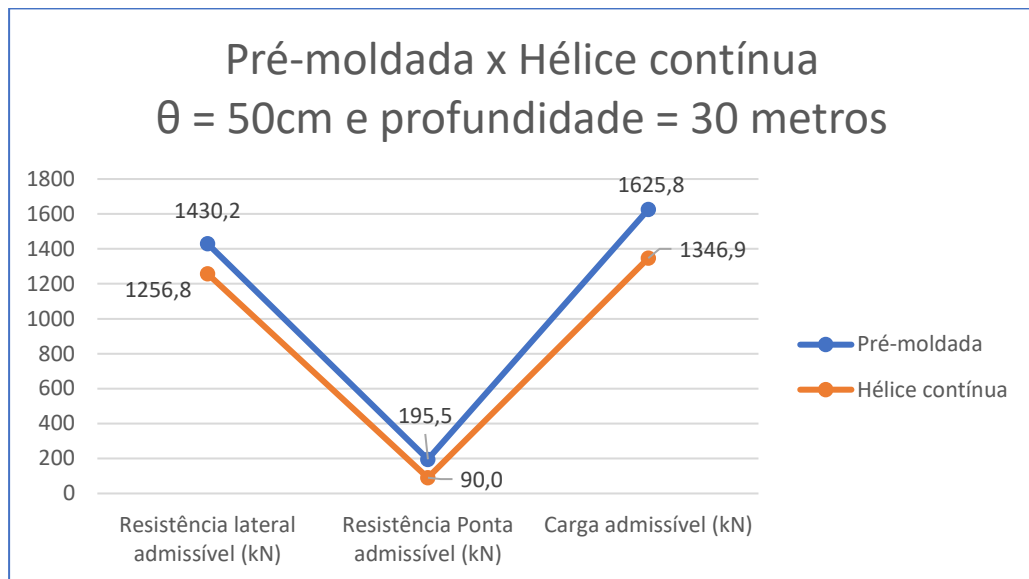
No Gráfico 7 abaixo, é feita a comparação dos valores médios das estacas que estão sendo estudadas. Percebe-se que, por ter maiores dimensões tanto no diâmetro quanto na profundidade, a estaca hélice contínua adquire maiores resistências laterais e de ponta. Conseqüentemente, a sua carga admissível média é maior que a da pré-moldada: 1346,9 kN contra 852,0 kN. Destaca-se também a característica de estaca flutuante devido ao fato de a resistência lateral suportar praticamente toda a carga, enquanto que a resistência de ponta apresenta valores irrisórios.

Gráfico 7 – Carga admissível estaca pré-moldada $\theta=33\text{cm}$ x hélice contínua $\theta=50\text{cm}$ 

Fonte: Elaboração própria

À título de curiosidade, no Gráfico 8 abaixo, é feita a comparação dos valores médios das estacas caso ambas tivessem as mesmas dimensões ($\theta=50\text{ cm}$ e profundidade de 30 metros). Percebe-se que tanto na resistência lateral admissível como na de ponta, a estaca pré-moldada adquiriria maiores resistências em relação à hélice contínua. Um dos possíveis motivos disso é que a estaca pré-moldada é cravada no solo, sendo considerada uma estaca de deslocamento, na qual há um confinamento do solo. Já a hélice contínua é uma estaca escavada, que ocorre a retirada do solo. Consequentemente, a carga admissível da estaca pré-moldada (1625,8 kN) seria maior que a da hélice contínua (1346,9 kN).

Gráfico 8 – Carga admissível estaca pré-moldada x hélice contínua



Fonte: Elabora própria

Após ter conhecimento da carga admissível, deve-se fazer a divisão entre a carga máxima do pilar P33 pela carga admissível da fundação para encontrar a quantidade de estacas necessárias para resistir. Segundo a Tabela 17, o valor da carga máxima desse pilar é 2900 kN.

Para a estaca pré-moldada, a carga admissível é de 852,0 kN:

$$Nr^{\circ} \text{ de estacas} = \frac{2900}{852,0} = 3,40 \cong 4 \text{ estacas}$$

Assim, a carga máxima efetivamente aplicada em cada estaca pré-moldada será de:

$$Carga \text{ efetiva em cada estaca pré - moldada} = \frac{2900}{4} = 725,0 \text{ kN}$$

Já para estaca hélice contínua, a carga admissível é de 1346,9 kN:

$$Nr^{\circ} \text{ de estacas} = \frac{2900}{1346,9} = 2,15 \cong 3 \text{ estacas}$$

Assim, a carga máxima efetivamente aplicada em cada estaca hélice contínua será de:

$$Carga \text{ efetiva em cada estaca hélice} = \frac{2900}{3} = 966,7 \text{ kN}$$

Assim, percebe-se que, em consequência das diferenças entre as cargas admissíveis, a estaca pré-moldada e a hélice contínua terão número de estaca diferente nesse pilar.

3.4 CARGA DE CATÁLOGO

Após analisar a resistência do solo na interação estaca-solo, é necessário verificar se a resistência da própria estaca, denominada de carga de catálogo, está dentro dos limites. Como base das cargas de catálogo, será usada a Tabela 14 de Cintra e Aoki (2010), a qual será novamente reproduzida abaixo.

Tabela 24 – Carga de catálogo de estaca pré-moldada de concreto e hélice contínua

Estaca	Dimensão* (cm)	Carga de catálogo P_c (kN)
Pré-moldada vibrada quadrada $\sigma_c = 6$ a 10 MPa	20 x 20	400
	25 x 25	600
	30 x 30	900
	35 x 35	1.200
Pré-moldada vibrada circular $\sigma_c = 9$ a 11 MPa	Ø 22	400
	Ø 29	600
	Ø 33	800
Hélice contínua $\sigma_c = 6$ MPa (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1.250
	Ø 60	1.800
	Ø 70	2.450
	Ø 80	3.200
	Ø 90	4.000
Ø 100	5.000	

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Conforme visto no capítulo anterior, a estaca pré-moldada de $\theta=33$ cm e profundidade de 24 metros tem carga admissível de 852,0 kN, havendo limitações impostas pela carga de catálogo que é de 800 kN. Entretanto, a sua carga efetiva em cada estaca, por haver 4 estacas nesse pilar, é de 725,0 kN, que é inferior a 800 kN. Assim, a carga de catálogo está sendo respeitada.

Para estaca hélice-contínua com de $\theta=50$ cm e profundidade de 30 metros, ocorre a mesma situação. A carga admissível é 1346,9 kN enquanto a sua carga de catálogo é de

1250 kN. Porém, a carga efetiva em cada estaca, por serem utilizadas 3 estacas, é de 966,7 kN, que é inferior a 1250 kN. Logo, a carga de catálogo não é uma limitação nesse caso.

3.5 RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Após dimensionar a capacidade de carga das estacas, é essencial avaliar o seu recalque para saber se o estado limite de serviço está sendo respeitado. Assim, com os valores de recalques finais, é possível analisar se o recalque será ou não um fator limitante da estrutura. Caso seja, é necessário alterações nas propriedades da estaca, como na profundidade ou diâmetro. Para a estimativa do recalque, foi utilizado o método Aoki (1979). A seguir, será verificado se é ou não um fator limitante no P33.

A carga axial adotada para a estimativa do recalque provém da divisão da carga axial máxima do pilar em questão pela quantidade de estacas, ou seja, é a carga máxima efetivamente aplicada em cada estaca. Para estaca pré-moldada, a carga máxima do pilar é 2900 kN e o número de estacas é 4. Logo, a carga axial máxima que cada estaca pode estar submetida é 725 kN. Já para estaca hélice contínua, a carga máxima do pilar evidentemente é mantida, entretanto o número de estacas é 3, resultando em uma carga axial máxima em cada estaca de 966,7 kN.

Para efeito de cálculo, foi desprezado a análise de teoria de grupo em recalques, embora o módulo destes, sejam maiores que os recalques encontrados em estacas isoladas;

3.5.1 Estacas pré-moldadas

Inicialmente é calculado o valor do recalque por encurtamento elástico do fuste (ρe):

- Analisa-se a carga axial com valor igual a 725 kN, conforme explicado acima;
- Através do método de Aoki-Velloso, é obtido o diagrama de atrito lateral de metro a metro;
- Por meio da fórmula $P_x = P - RL_1 - RL_2 - \dots - \frac{RLx}{2}$, encontra-se o diagrama de esforço normal da estaca, semelhante ao exemplo da Figura 11, e o quanto cada camada da estaca resiste. Nesse caso, como a análise é feita de metro em metro, o comprimento da camada é sempre de 1 metro;

- Realiza-se o somatório da multiplicação do P_i pelo L_i . Logo, como L_i é sempre 1 metro, soma-se todos os valores de P_i ;
- Finalmente, aplicando a lei de Hooke, encontra-se o encurtamento elástico da estaca: $\rho e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \Sigma (P_i \cdot L_i)$. Sendo considerado o módulo de elasticidade do concreto igual a 28 GPa. Vale ressaltar que a bibliografia indica que para o caso de estaca pré-moldada é adotado E_c entre 28 a 30 GPa.

Após alcançar o valor do recalque por encurtamento elástico do fuste, é o momento de estimar o recalque do solo (ρS):

- Através da fórmula $\Delta\sigma_i = \frac{4R L_i}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$, é estimado o acréscimo de tensões devido ao atrito lateral numa camada subjacente qualquer de espessura H , na qual h é a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada. Foram propostas 7 camadas H de espessura igual a 1 metro, devido ao fato que após a profundidade de 37 metros não há mais informações de sondagem a respeito do solo;
- Da mesma forma, é realizado o acréscimo de tensões devido à reação de ponta para as mesmas 7 camadas H : $\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$;
- Realiza-se o somatório das contribuições laterais de cada metro da estaca mais a de ponta para chegar ao valor do acréscimo de tensões em cada camada H do solo: $\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Sigma(\Delta\sigma_i)$;
- Finalmente, o recalque devido ao solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear que está representada pela seguinte fórmula:

$$\rho S = \Sigma \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right)$$

em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n$$

onde:

E_o – módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca, o qual Aoki (1984) considera igual a $6 K N_{spt}$ para estacas cravadas, em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso(1975), função do tipo de solo, conforme a Tabela 5;

σ_o – tensão geostática no centro da camada, utilizando os valores de peso específico das Tabelas 15 e 16. Importante observar que o nível da água do solo está a 2 metros de profundidade, o que altera os valores de σ_o , visto que o valor do peso específico da água deve ser descontado;

$\Delta\sigma$ – Acréscimo de tensões totais, conforme exposto acima, igual a $\Delta\sigma_p + \sum(\Delta\sigma_i)$;

n – expoente que depende da natureza do solo: $n=0,5$ para matérias granulares e $n=0$ para argilas duras e rijas (em areia, tem o aumento do módulo de deformabilidade e função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Tabela 25 – Recalque estaca pré-moldada

Diâmetro seção circular	330	mm	*		
Comp. total da estaca	24,0	m		ps	1,46 mm
Carga axial	72,50	ton		pe	3,03 mm
Módulo Elasticidade (Ec)	28,00	GPa		p	4,49 mm
Nível d'água	2,0	m			

Fonte: Elaboração própria

Conforme é observado na Tabela 25 acima, somando os dois efeitos, $pe(3,03mm)$ e $ps(1,46mm)$, chega-se a um recalque total de 4,49mm. Esse recalque total respeita as exigências da NBR 6122/2010, assim como o limite de 25mm para areia e 50mm para argila impostos por Meyerhof (1976) apud Cintra e Aoki (2010). Conclui-se, assim, que o recalque, estado limite de serviço, não impôs uma limitação à capacidade de carga da estaca estudada.

No anexo C encontra-se uma figura completa com todos os dados encontrados e utilizados para obter esse resultado.

3.5.2 Estacas hélice contínua

O procedimento é muito parecido do exposto acima, com pequenas variações. Entretanto, para ser mais didático, será demonstrado o seu passo a passo novamente com as suas devidas alterações.

Inicialmente é calculado o valor do recalque por encurtamento elástico do fuste (ρ_e):

- Analisa-se a carga axial com valor igual a 966,7 kN, conforme explicado no começo do capítulo;
- Através do método de Aoki-Velloso, é obtido o diagrama de atrito lateral de metro a metro;
- Por meio da fórmula $P_x = P - RL_1 - RL_2 - \dots - \frac{RLx}{2}$, encontra-se o diagrama de esforço normal da estaca, semelhante ao exemplo da Figura 11, e o quanto cada camada da estaca resiste. Nesse caso, como a análise é feita de metro em metro, o comprimento da camada é sempre de 1 metro;
- Realiza-se o somatório da multiplicação do P_i pelo L_i . Logo, como L_i é sempre 1 metro, soma-se todos os valores de P_i ;
- Finalmente, aplicando a lei de Hooke, encontra-se o encurtamento elástico da estaca: $\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i)$. Sendo considerado o módulo de elasticidade do concreto (E_c) igual a 21GPa, conforme indica a bibliografia para estaca hélice contínua.

Após alcançar o valor do recalque por encurtamento elástico do fuste, é o momento de estimar o recalque do solo (ρ_s):

- Através da fórmula $\Delta\sigma_i = \frac{4RL_i}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$, é estimado o acréscimo de tensões devido ao atrito lateral numa camada subjacente qualquer de espessura H , na qual h é a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada. Foram propostas 7 camadas H de espessura igual a 1 metro, devido ao fato que após a profundidade de 37 metros não há mais informações de sondagem a respeito do solo;
- Da mesma forma, é realizado o acréscimo de tensões devido à reação de ponta para as mesmas 7 camadas H : $\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2}$;

- Realiza-se o somatório das contribuições laterais de cada metro da estaca mais a de ponta para chegar ao valor do acréscimo de tensões em cada camada H do solo: $\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum(\Delta\sigma_i)$;
- Finalmente, o recalque devido ao solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear que está representada pela seguinte fórmula:

$$\rho S = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right)$$

em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n$$

onde:

E_o – módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca, o qual Aoki (1984) considera igual a $4 K N_{spt}$ para estacas hélice contínua, em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso(1975), função do tipo de solo, conforme a Tabela 8.

σ_o – tensão geostática no centro da camada, utilizando os valores de peso específico das Tabelas 15 e 16. Importante observar que o nível da água do solo está a 2 metros de profundidade, o que altera os valores de σ_o , visto que o valor do peso específico da água deve ser descontado;

$\Delta\sigma$ – Acréscimo de tensões totais, conforme exposto acima, igual a $\Delta\sigma_p + \sum(\Delta\sigma_i)$;

n – expoente que depende da natureza do solo: $n=0,5$ para matérias granulares e $n=0$ para argilas duras e rijas (em areia, tem o aumento do módulo de deformabilidade e função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Tabela 26 – Recalque estaca hélice contínua

Diâmetro seção circular	500	mm	*		
Comp. total da estaca	30,0	m		ps	5,08 mm
Carga axial	96,67	ton		pe	2,34 mm
Módulo Elasticidade (Ec)	21,00	GPa		p	7,42 mm
Nível d'água	2,0	m			

Fonte: Elaboração própria

Conforme é observado na Tabela 26 acima, os dois efeitos, $pe(2,34mm)$ e $ps(5,08mm)$, chega-se a um recalque total de 7,42mm. Esse recalque total respeita as exigências da NBR 6122/2010, assim como o limite de 25mm para areia e 50mm para

argila estimados por Meyerhof (1976) apud Cintra e Aoki (2010). Conclui-se, assim, que o recalque, estado limite de serviço, não impôs uma limitação à capacidade de carga da estaca estudada.

No anexo C encontra-se uma figura completa com todos os dados encontrados e utilizados para obter esse resultado.

3.6 RESULTADOS DOS DEMAIS PILARES

Nesse tópico será demonstrado os resultados dos demais pilares que constam na planta de carga do edifício. Os procedimentos adotados seguem o mesmo padrão do P33 que foi explicado anteriormente. Algumas explicações a respeito de porquê determinados valores foram escolhidos também serão expostos adiante.

3.6.1 Estacas pré-moldadas

Primeiramente vale relembrar que os diâmetros utilizados seguem a tabela 14 de Cintra e Aoki (2010), sendo iguais a 22, 29 e 33 centímetros, com carga de catálogo respectivamente iguais a 400, 600 e 800 kN. Na Tabela 27 a seguir, foi feita a média das cargas admissíveis dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma para cada possível cota. Ademais, estão sublinhadas as células que foram realmente utilizadas: 10 metros para $\theta=22\text{cm}$, 24 metros para $\theta=29\text{cm}$ e também para $\theta=33\text{cm}$.

Tabela 27 – Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca pré-moldada

Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca pré-moldada			
Cota (m)	Média da carga adm $\theta=22$ (kN)	Média da carga adm $\theta=29$ (kN)	Média da carga adm $\theta=33$ (kN)
1	225,46	350,31	429,81
2	384,82	595,64	731,17
3	486,17	735,05	892,91
4	243,45	334,69	389,87
5	426,65	617,43	735,77
6	506,15	729,04	866,78
7	327,88	433,83	495,15
8	342,20	452,18	515,62
9	523,78	735,45	864,16
10	625,36	885,45	1044,72
11	710,15	1002,03	1179,93
12	475,22	613,86	691,33
13	471,33	604,87	678,71
14	477,78	613,28	688,22
15	505,17	654,39	738,04
16	495,31	635,88	713,64
17	501,57	643,95	722,72
18	508,02	652,36	732,23
19	514,48	660,77	741,74
20	520,93	669,18	751,25
21	527,38	677,59	760,77
22	534,21	686,66	771,13
23	552,34	712,88	802,35
24	580,12	754,07	852,04
25	602,80	788,91	895,02
26	907,25	1261,67	1475,02
27	693,14	907,86	1030,33
28	690,77	898,20	1015,20
29	762,01	1002,58	1140,10
30	739,47	963,34	1090,16
31	954,04	1295,05	1496,23
32	808,51	1053,94	1192,89
33	805,74	1043,87	1177,41
34	863,20	1129,21	1280,24
35	903,98	1186,27	1347,24

Fonte: Elaboração própria

A partir desses valores, foram adotadas as seguintes profundidades para as diversas estacas do projeto:

- As estacas submetidas a cargas até 400 kN foram dimensionadas com $\theta=22$ cm e profundidade de 10 metros.
- As estacas submetidas a cargas entre 400 e 600 kN foram dimensionadas com $\theta=29$ cm e profundidade de 24 metros.

- As estacas submetidas a cargas entre 600 e 800 kN foram dimensionadas com $\theta=33\text{cm}$ e profundidade de 24 metros.
- Não foi utilizada nenhuma estaca submetida a carga acima de 800 kN.

Vale ressaltar mais uma vez que, mesmo sendo possível atingir uma resistência razoável em profundidades não tão grandes, para estacas submetidas a cargas maiores que 400 kN decidiu-se dimensioná-las com 24 metros devido à péssima qualidade do solo entre a cota de 12 a 22 metros. Assim, ao alcançar profundidades maiores, há maior segurança quanto a possíveis variações do solo que não forem identificadas na sua investigação e também com possíveis problemas de recalque. Estacas submetidas a carga menores, até 400 kN, não foram incluídas nessa regra e permitiu-se que fossem dimensionadas com profundidade de 10 metros.

Tabela 28 – Valores adotados e obtidos para todo o projeto, estaca pré-moldada

Pré-moldada: Valores adotados e obtidos para todo projeto						
Nr Pilar	Carga do pilar (kN)	θ da Estaca (cm)	Profundidade(m)	Nr de estacas	Carga axial em cada estaca (kN)	Recalque (mm)
P1	247	22	10	1	247	7,82
P2	323	22	10	1	323	10,2
P3	249	22	10	1	249	7,88
P4	197	22	10	1	197	6,24
P5	249	22	10	1	249	7,88
P6	594	22	10	2	297	9,39
P7	746	22	10	2	373	11,77
P8	1084	29	24	2	542	4,04
P9	1488	33	24	2	744	4,61
P10	703	22	10	2	351,5	11,09
P11	414	22	10	2	207	6,56
P12	660	22	10	2	330	10,42
P13	556	22	10	2	278	8,79
P14	1141	29	24	2	570,5	4,25
P15	1067	29	24	2	533,5	3,97
P16	286	22	10	1	286	9,04
P17	1817	33	24	3	605,67	3,75
P18	2808	33	24	4	702	4,35
P19	1996	33	24	3	665,33	4,12
P20	2026	33	24	3	675,33	4,18
P21	1282	33	24	2	641	3,97
P25	893	29	24	2	446,5	3,33
P26	2569	33	24	4	642,25	3,98
P27	2176	33	24	3	725,33	4,49
P29	1812	33	24	3	604	3,74
P30	2532	33	24	4	633	3,92
P31	1336	33	24	2	668	4,14
P32	639	33	24	1	639	3,96
P33	2900	33	24	4	725	4,49
P34	2188	33	24	3	729,33	4,51
P35	2736	33	24	4	684	4,23
P36	2270	33	24	3	756,67	4,68
P37	1809	33	24	3	603	3,73
P38	760	22	10	2	380	11,99
P39	199	22	10	1	199	6,31
P40	748	22	10	2	374	11,8
P41	404	22	10	2	202	6,4
P42	517	22	10	2	258,5	8,18
P43	795	22	10	2	397,5	12,53
P44	645	22	10	2	322,5	10,19
P45	204	22	10	1	204	6,46
P22+P28	7380	33	24	10	738	4,57

Fonte: Elaboração própria

Assim, é possível identificar as quantidades de estacas para cada diâmetro e seus respectivos recalques. Observa-se que, da maneira que foi dimensionada, não houve nenhum recalque que possa trazer problemas à estrutura.

3.6.2 Estacas hélice contínua

Relembrando a tabela 14, os diâmetros adotados para estaca hélice contínua foram de 30, 40 e 50 centímetros, cuja carga de catálogo é, respectivamente, 450, 800, 1250 kN. Na Tabela 29 a seguir, foi feita a média das cargas admissíveis dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Decourt-Quaresma e Antunes & Cabral para cada possível cota. Além disso, foi calculada as limitações impostas pela norma na relação resistência de ponta e lateral, pelo fato de ser uma estaca escavada. As células em que está escrito “Corrigido” representam os casos em que essa regra efetivamente ocasionou uma limitação à carga admissível. Ademais, estão grifadas as células que foram realmente utilizadas: 15 metros para $\theta=30\text{cm}$, 25 metros para $\theta=40\text{cm}$ e 30 metros para $\theta=50\text{cm}$.

Tabela 29 – Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca hélice contínua

Carga admissível dos diferentes diâmetros de estaca hélice contínua			
Cota (m)	Média da carga adm $\theta=30$ (kN)	Média da carga adm $\theta=40$ (kN)	Média da carga adm $\theta=50$ (kN)
1	<u>Corrigido: 110,69</u>	<u>Corrigido: 147,58</u>	<u>Corrigido: 184,48</u>
2	<u>Corrigido: 248,06</u>	507,36	<u>Corrigido: 413,43</u>
3	421,89	<u>Corrigido:549,5</u>	<u>Corrigido: 686,88</u>
4	236,62	329,17	460,93
5	396,10	591,46	<u>Corrigido: 901,77</u>
6	475,42	707,58	<u>Corrigido: 1101,07</u>
7	342,04	465,58	619,78
8	357,47	487,18	654,56
9	507,35	734,24	1119,54
10	596,62	868,96	1307,58
11	686,53	1000,26	1485,96
12	515,62	692,36	890,94
13	516,15	690,36	875,37
14	522,74	699,15	886,35
15	545,13	734,08	952,56
16	540,30	722,56	915,62
17	546,82	731,22	926,41
18	553,41	740,01	937,39
19	560,00	748,79	948,37
20	566,59	757,58	959,35
21	573,18	766,37	970,33
22	579,91	775,40	981,71
23	597,12	801,19	1032,05
24	619,59	835,30	1087,99
25	632,98	854,24	1106,53
26	893,40	1284,98	1852,98
27	728,25	984,61	1286,62
28	733,69	988,45	1280,68
29	797,65	1087,77	1480,67
30	777,19	1046,51	1346,87
31	963,71	1354,13	1908,67
32	851,85	1149,62	1486,68
33	857,26	1153,28	1493,30
34	907,77	1231,42	1649,81
35	945,77	1285,71	1735,14

Fonte: Elaboração própria

A partir desses valores, foram adotadas as seguintes profundidades para as diversas estacas do projeto:

- As estacas submetidas a cargas até 450 kN foram dimensionadas com $\theta=30$ cm e profundidade de 15 metros.
- As estacas submetidas a cargas entre 450 e 800 kN foram dimensionadas com $\theta=40$ cm e profundidade de 25 metros.

- As estacas submetidas a cargas entre 800 até 1250 kN foram dimensionadas com $\theta=50\text{cm}$ e profundidade de 30 metros.
- Não foi utilizada nenhuma estaca submetida a carga acima de 1250 kN.

Tabela 30 – Valores adotados e obtidos para todo o projeto, estaca hélice contínua

Hélice contínua: Valores adotados e obtidos para todo projeto						
Nr Pilar	Carga do pilar (kN)	θ da Estaca (cm)	Profundidade (m)	Nr de estacas	Carga axial em cada estaca (kN)	Recalque (mm)
P1	247	30	15	1	247	8,41
P2	323	30	15	1	323	10,98
P3	249	30	15	1	249	8,48
P4	197	30	15	1	197	6,71
P5	249	30	15	1	249	8,48
P6	594	40	25	1	594	4,32
P7	746	40	25	1	746	5,42
P8	1084	40	25	2	542	3,94
P9	1488	40	25	2	744	5,4
P10	703	40	25	1	703	5,11
P11	414	30	15	1	414	14,06
P12	660	40	25	1	660	4,8
P13	556	40	25	1	556	4,04
P14	1141	40	25	2	570,5	4,15
P15	1067	40	25	2	533,5	3,88
P16	286	30	15	1	286	9,73
P17	1817	50	30	2	908,5	6,98
P18	2808	50	30	3	936	7,19
P19	1996	50	30	2	998	7,66
P20	2026	50	30	2	1013	7,77
P21	1282	40	25	2	641	4,66
P25	893	30	15	2	446,5	15,15
P26	2569	50	30	3	856,33	6,58
P27	2176	50	30	2	1088	8,34
P29	1812	50	30	2	906	6,96
P30	2532	50	30	3	844	6,49
P31	1336	40	25	2	668	4,85
P32	639	40	25	1	639	4,64
P33	2900	50	30	3	966,67	7,42
P34	2188	50	30	2	1094	8,38
P35	2736	50	30	3	912	7,01
P36	2270	50	30	2	1135	8,69
P37	1809	50	30	2	904,5	6,95
P38	760	40	25	1	760	5,52
P39	199	30	15	1	199	6,78
P40	748	40	25	1	748	5,43
P41	404	30	15	1	404	13,72
P42	517	40	25	1	517	3,76
P43	795	40	25	1	795	5,77
P44	645	40	25	1	645	4,69
P45	204	30	15	1	204	6,95
P22+P28	7380	50	30	6	1230	9,41

Fonte: Elaboração própria

Assim, é possível identificar as quantidades de estacas para cada diâmetro e seus respectivos recalques. Observa-se que, da maneira que foi dimensionada, não houve nenhum recalque que possa trazer problemas à estrutura.

3.7 COMPARAÇÃO DA QUANTIDADE, VOLUME E RECALQUE DAS ESTACAS

Após fazer o dimensionamento de toda fundação pelos dois tipos estudados, será desenvolvida uma comparação. Abaixo, são exibidas as Tabelas 31 e 32, com as respectivas quantidades total de estaca, volume total de estaca e o recalque total, além do recalque médio.

Tabela 31 – Quantitativo da estaca pré-moldada

Quantitativo estaca pré-moldada				
Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Quantidade de estaca	Volume de 1 estaca (m ³)	Volume somado (m ³)
22	10	32	0,38	12,16
29	24	8	1,58	12,68
33	24	61	2,05	125,15
Quantidade total de estacas =		101	Somatório do Volume =	149,99
∑ Recalque de todas estacas =		589,81		
Recalque médio por estaca =		5,84		

Fonte: Elaboração própria

Tabela 32 – Quantitativo da estaca hélice contínua

Quantitativo estaca hélice contínua				
Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Quantidade de estaca	Volume de 1 estaca (m ³)	Volume somado (m ³)
30	15	12	1,06	12,72
40	25	23	3,14	72,22
50	30	37	5,89	217,84
Quantidade total de estacas =		72	Somatório do Volume =	302,77
∑ Recalque de todas estacas =		515,85		
Recalque médio por estaca =		7,16		

Fonte: Elaboração própria

Inicialmente, percebe-se a diferença na quantidade total de estacas. Esse fator é afetado diretamente pela diferença dos diâmetros adotados, uma vez que fundações com diâmetros menores possuem menor área de ponta e perímetro, afetando diretamente a sua capacidade de carga e carga de catálogo. Como os diâmetros das estacas pré-moldadas são inferiores, a quantidade de estaca é maior, 101 estacas pré-moldadas contra 72 hélice contínua.

Posteriormente, verifica-se o volume das estacas, o qual depende, além do próprio diâmetro, também do seu comprimento. O volume de uma estaca é obtido pelo produto da área da seção com o seu comprimento e, em seguida, multiplica-se pela quantidade de

estacas para encontrar o volume somado de cada diâmetro de estaca. Para finalizar, soma-se os volumes de todas as estacas. Assim, encontra-se 149,99 m³ de estacas pré-moldadas contra 302,77 m³ de hélice contínua. Tal resultado é consequência, principalmente, dos maiores diâmetros e comprimentos das estacas hélice contínua, mesmo com uma menor quantidade total de estacas.

Por último, foi realizado o somatório dos recalques de todas estacas, o qual foi maior nas pré-moldadas (589,81mm contra 515,85mm), principalmente devido a maior quantidade de estaca executada. Por outro lado, ao fazer a divisão do recalque de todas as estacas pela sua quantidade total, foi observado que o recalque médio por estaca é maior na hélice contínua. Ou seja, a maior quantidade de estacas, mesmo que com menor diâmetro e comprimento, das estacas pré-moldadas foi suficiente para ocorrer menor recalque por estaca em comparação às estacas hélice contínua.

3.8 PROVA DE CARGA

De acordo com a NBR 6122/2010, é obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 33, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 33, deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Além disso, é necessária a execução de prova de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se elas forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna (A) Tabela 33.

Para comprovação de desempenho as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna B (Tabela 33) e duas vezes esse valor. Acima deste número de estacas será obrigatória pelo menos uma prova de carga estática, conforme ABNT NBR 12131/2006.

Tabela 33 – Quantidade de prova de carga

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	15,5	75
Microestaca ^e	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

A quantidade de estaca pré-moldada do projeto é 101, superior ao valor previsto na coluna (B) da tabela 33. Logo, é necessário realizar prova de carga estática em 1% das estacas. Como deve-se arredondar para cima, são necessárias 2 provas de carga estáticas. Ou, pode-se adotar 10 ensaios dinâmicos, já que o número de estacas está entre 100 e 200.

Para estaca hélice contínua, como o número de estacas é 72, inferior ao valor previsto na coluna (B) da tabela 33, deve ser verificada a tensão em cada estaca. Conforme a tabela 34, a tensão média em cada estaca é 4,85MPa, inferior ao indicado na coluna (A) da tabela 33. Logo, não são obrigatórios ensaios estáticos nesse caso. Porém, é importante mesmo assim realizar o ensaio de integridade da estaca, o PIT.

Tabela 34 – Tensão em cada estaca pré-moldada

Hélice contínua: Tensão em cada estaca					
Nr Pilar	Tensão em cada estaca (MPa)	Nr Pilar	Tensão em cada estaca (MPa)	Nr Pilar	Tensão em cada estaca (MPa)
P1	3,50	P15	4,25	P33	4,93
P2	4,57	P16	4,05	P34	5,57
P3	3,52	P17	4,63	P35	4,65
P4	2,79	P18	4,77	P36	5,78
P5	3,52	P19	5,09	P37	4,61
P6	4,73	P20	5,16	P38	6,05
P7	5,94	P21	5,10	P39	2,82
P8	4,32	P25	6,32	P40	5,96
P9	5,92	P26	4,36	P41	5,72
P10	5,60	P27	5,54	P42	4,12
P11	5,86	P29	4,62	P43	6,33
P12	5,25	P30	4,30	P44	5,14
P13	4,43	P31	5,32	P45	2,89
P14	4,54	P32	5,09	P22+P28	6,27
Média da tensão em cada estaca		4,85			

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar esse estudo de caso, conclui-se que o projeto de fundação é um processo que não pode ser generalizado, ou seja, cada caso tem suas peculiaridades as quais devem ser abordadas com atenção. Além disso, o projeto de fundação engloba várias análises e etapas de estudo, desde a investigação do solo pelas sondagens até a análise das cargas que serão aplicadas e a escolha do tipo de fundação.

Após a análise dos processos executivos e as limitações de cada tipo de estaca, é possível entender o porquê de a pré-moldada estar caindo cada vez mais em desuso, enquanto a hélice contínua ganha mais força. Isso pode ser explicado principalmente pela maior concentração de construções, principalmente em regiões mais povoadas das cidades. Com essa proximidade das edificações, o processo de cravação das estacas pré-moldadas se torna um grande empecilho devido à vibração que é propagada pelo solo.

Ao realizar o dimensionamento da capacidade de carga, a primeira grande diferença observada é a diferença nos diâmetros disponíveis. As estacas pré-moldadas possuem maiores limitações nesse sentido, pois há dificuldade de cravação nas com diâmetro acima de 33 centímetros. Já a hélice contínua, por ser escavada, tem maior facilidade de alcançar diâmetros maiores. Todavia, ao analisar a capacidade de carga dessas fundações com o mesmo diâmetro e profundidade, foi percebido que as estacas pré-moldadas atingem resistências maiores pelo fato principalmente de serem cravadas, ocasionando confinamento do solo, diferentemente da hélice contínua que é escavada.

Ao analisar o resultado final do projeto, verifica-se que, mesmo com uma quantidade bem maior de estacas, as pré-moldadas exigiram aproximadamente metade do concreto das estacas hélice contínua, por possuírem menor comprimento e diâmetro. Os recalques médios por estacas também foram mais satisfatórios nas pré-moldadas. Logo, mesmo sem ter realizado uma análise financeira detalhada, é visível que as estacas pré-moldadas serão mais econômicas.

Assim, conclui-se que, embora as estacas hélice contínua vêm ganhando muito terreno nos últimos anos, elas ainda são mais dispendiosas em relação às pré-moldadas. Entretanto, são uma grande solução para locais onde há limitações nas vizinhanças, como é o caso dessa obra. Ou seja, caso não houvesse nenhuma limitação nos processos executivos, essa estrutura seria executada com estaca pré-moldada, porém a proximidade com outras edificações as limita, abrindo espaço para o uso de hélice contínua.

Vale ressaltar que na prática, essa limitação já seria vista no momento de escolha da fundação, e nem seria feito o dimensionamento de estaca pré-moldada. Contudo, a intenção desse trabalho era justamente a comparação entre esses dois métodos, um amplamente utilizado no passado e outro que vem ganhando força, por isso essa condição foi inicialmente desprezada.

REFERÊNCIAS

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8036**: programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações e edifícios. Rio de Janeiro. 1983

_____. **NBR 6118**: projeto de estrutura de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 1996.

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

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

BEILFUSS, Tatiane. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: estaca x tubulão**. 2012. 143 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2012.

BERNO BENETTI, Laísa. **Estacas hélice contínua executadas em solos da formação guabirotuba: estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga**. 2016. 257 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: mecânica das rochas – Fundações – obras de terra. 6. ed. vol. 2. Rio de Janeiro: LTC, 1987.

CAPUTO, Armando N. *et al.* **Estacas hélice contínua** – Projeto, execução e controle. 1997. Disponível em: <<https://www.passeidireto.com/arquivo/25048917/estacas-helice-continua-projeto-execucao-e-controle>>. Acesso em: 20 jul. 2018.

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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONCRETO E CONSTRUÇÕES. Ano XLII, abr./jun./2014. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_74.pdf>. Acesso em: 8 abril 2018.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundação profunda: estacas. *In*: HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, vol. 1. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978.

FRANCISCO, G. M. **Capacidade de carga axial de estacas com ênfase em estacas hélice contínua**. 1º Seminário de Qualificação para o Doutorado, COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 2001.

HACHICH, Waldemar *et al.* (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LAN. **Estaca hélice contínua monitorada**. [2018]. il. color. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/estaca-helice-continua-monitorada>>. Acesso em: 20 jul. 2018.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua Via Provas de Carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005.

MARIANE, Aline. **Estacas pré-fabricadas** – Execução deve seguir itens previstos no projeto de fundações, tais como: características geométricas de cada seção, comprimentos estimados, cargas de projeto e faixas de peso dos martelos a serem utilizados. 2015. Disponível em: <<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/163/estacas-pre-fabricadas-execucao-deve-seguir-itens-previstos-no-projeto-338061-1.aspx>>. Acesso em: 18 jul. 2018.

MANTUANO, Raphael Martins. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. 171 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Curso de Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MARCELLINO, Narbal Ataliba. **Estruturas de elementos de fundações diretas de concreto armado**. Apostila da Disciplina: ECV 5265/UFSC – Estruturas de Fundações de Concreto. 2016.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal Gordon Electronic Design-ASCE**, [S.l.], v. 102 n. GT3, 1976.

NUERNBERG, Marcos Felipe. **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC): dimensionamento através de métodos semiempíricos**. Trabalho de Conclusão de Curso 2014. 170 f. (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2014.

MEDRANO, M. L. de Oliveira. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico**: estudo de caso. 2014. 240 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotécnica. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

RANZINI, S. M. T. **Revista Solos e Rochas**, [S.l.], v. 11, n. único, p. 29–30, 1988.

REI HÉLICE CONTÍNUA. **Galeria**. Equipamentos. [2018]. il. color. Disponível em: <<http://www.estacasandrelopes.com.br/galeria/galeria.asp?grupo=Equipamentos>>. Acesso em: 20 jul. 2018.

SANTOS, Manuel Eduardo dos. *et al.* **Fundações superficiais**. [2018]. Disponível em: <<http://www.unaerp.br/revista-cientifica-integrada/edicoes-antiores/volume3/2170-fundacoes-superficiais/file>>. Acesso em: 15 abril 2018.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SETE 35. **Estacas hélice contínua monitoradas**. [2018]. IL. COLOR.

Disponível em: <<http://sete.eng.br/estacas-helice-continua-monitoradas-1024-servico-10880>>. Acesso em: 20 jul. 2018.

SERKI. **Execução de estaqueamento em estacas pré-moldadas e metálicas**. [2018]. Il. color. Disponível em: <http://serki.com.br/wp-content/uploads/2014/11/Estaca-Cravada_SERKI2.jpg>. Acesso em: 20 jul. 2018

SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua**. 2011. 311 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2011.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In*: HACHICH, W. *et al.* (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. Department of Civil Engineering, Duke University. Bozeman, Montana, 1975.

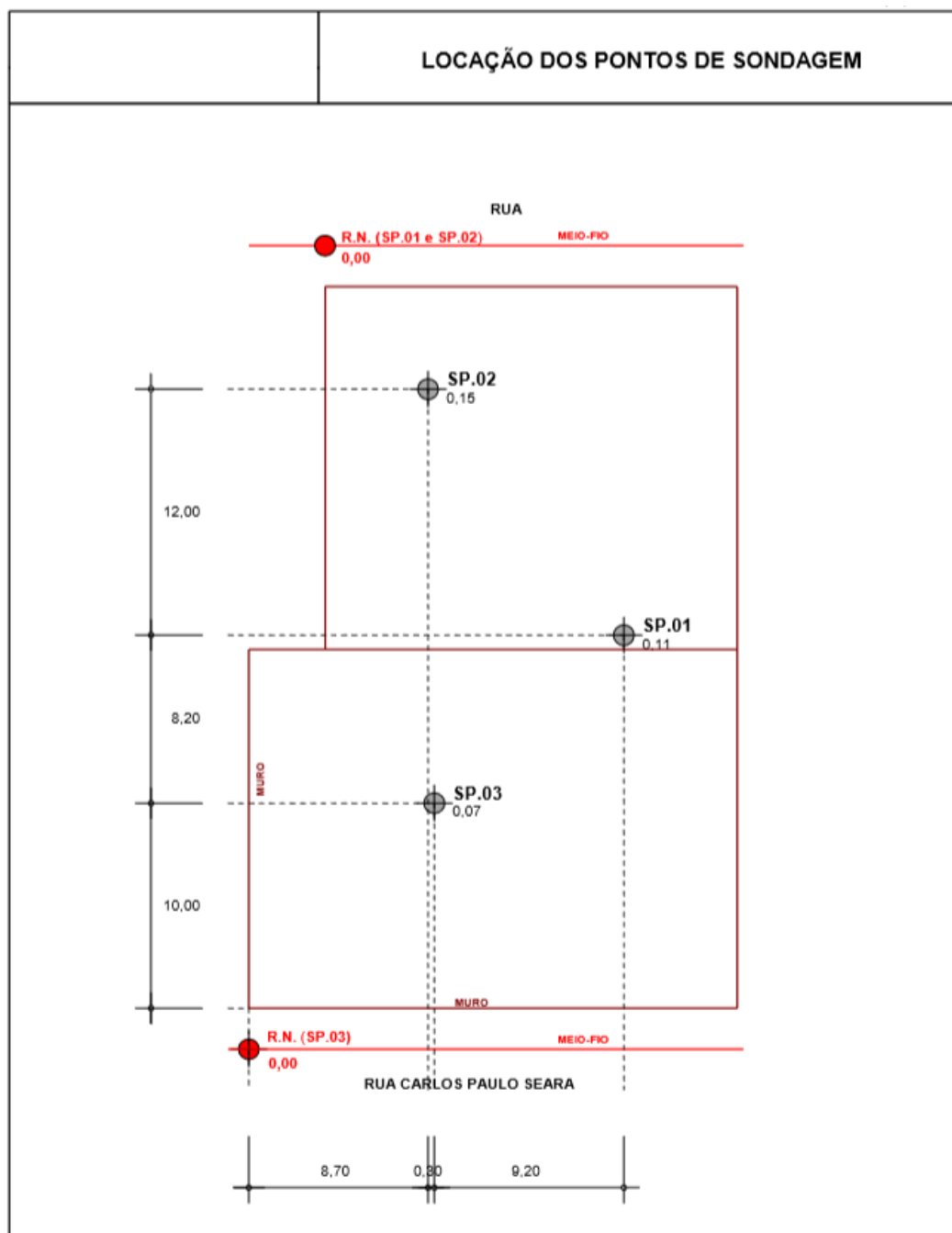
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. **Fundações**. vol. único. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

WILSON, S. I. **Manual de sondagens**. 4. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1999.

ANEXO A – Planta de locação dos pontos de sondagem e perfil geológico dos furos
utilizado para previsão da capacidade de carga das estacas

A planta de locação dos pontos de sondagem, assim como o perfil geológico dos respectivos furos utilizado para previsão da capacidade de carga das estacas em estudo são encontrados nesse anexo.

Localção dos pontos de sondagem



Fonte: Construtora

Ensaio SPT furo 1

		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM					
		SP.01		0,11		02/03/15		03/03/15					
		SR											
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONSL. OU COMP.**	% RECUPER. N° GOLPES			RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)		
					20	40	60	80	10	20	30	40	
0,60		ATERRO COLORAÇÃO MARROM	POUCO COMP.	1									
	2,00	AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	1	4	9	15						2,20
				2	15	15	15						
				3	5	10	20						
				3	15	15	15						
3,80		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	4	5	12	24						
				4	15	15	15						
4,90		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	5	4	8	14						
				5	15	15	15						
				6	5	9	17						
				6	15	15	15						
7,30		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	7	5	2	2						
				7	15	15	15						
				8	2	2	3						
				8	15	15	15						
8,70		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	9	4	7	13						
				9	15	15	15						
				10	5	9	16						
				10	15	15	15						
				11	6	12	18						
				11	15	15	15						
11,90		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	12	2	2	2						
				12	15	15	15						
12,60		ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONSL. MOLE*	13	1	1	1						
				13	15	15	15						
				14	1	1	1						
				14	15	15	15						
14,80		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	15	1	2	2						
				15	15	15	15						
15,50		ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONSL. MOLE*	16	1	1	1						
				16	15	15	15						
				17	1	1	1						
				17	15	15	15						
				18	1	1	1						
				18	15	15	15						
				19	1	1	1						
				19	15	15	15						
				20	1	1	1						
				20	15	15	15						
OBS. 38,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE							30 cm INICIAIS						
							30 cm FINAIS						
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO				
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Prof. de Início (m) : --	Ø	Amostrador : Ø I = 1,3/8"					
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 1 (cm) : --	Ø	Ø E = 2"					
3	12,00hs	2,20	Lavagem	1,45	38,00	Estagio 2 (cm) : --	Ø	Ø Revestimento = 2 1/2"					
						Estagio 3 (cm) : --		Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm					


Fonte: Construtora

Continuação ensaio SPT furo 1

		SONDAGEM	COTA		INÍCIO		FIM					
		SP.01	0,11		02/03/15		03/03/15					
				SR								
PROF. CAMADA I (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS. OU COMP.**	% RECUPER.			RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)	
				Nº GOLPES			20	40	60	80		
							10	20	30	40		
		ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE*	19	1	1	1	2				
					15	15	15					
					1	1	1	2				
					15	15	15					
					1	1	1	2				
					15	15	15					
22,90		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	23	5	2	3	5				
23,30					15	15	15					
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	25	2	2	3	5				
					15	15	15					
25,50		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	25	2	2	2	4				
					15	15	15					
26,70		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	COMP.**	27	5	11	23	34				
					15	15	15					
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	27	2	3	3	6				
					15	15	15					
29,30		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	29	2	2	3	5				
					15	15	15					
29,70		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	29	2	4	10	14				
					15	15	15					
30,60		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	30	1	2	2	4				
					15	15	15					
31,50		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	31	4	9	16	25				
					15	15	15					
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	33	2	2	3	5				
					15	15	15					
33,80		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	33	2	2	4	6				
					15	15	15					
		SILTE ARENOSO, COLORAÇÃO MARROM	MED. COMP.**	35	3	5	8	13				
					15	15	15					
					3	6	9	15				
					15	15	15					
					4	7	10	17				
					15	15	15					
OBS. 38,00m= LIMITE DE SONDAAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE							30 cm INICIAIS					
							30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min. Prof. de Início (m) : --	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Estagio 1 (cm) : --	Ø	Amostrador : Ø I = 1 3/8"		Ø E = 2"		
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 2 (cm) : --	Ø Revest. :	Ø Revestimento = 2 1/2"		Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm		
3	12,00hs	2,20	Lavagem	1,45	38,00	Estagio 3 (cm) : --						

Fonte: Construtora

Continuação ensaio SPT furo 1

		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM		
		SP.01		0,11		02/03/15		03/03/15		
		SR								
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONL. OU COMP.	% RECUPER.	RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)
					Nº GOLPES	20	40	60	80	
						10	20	30	40	
38,00		SILTE ARENOSO, COLORAÇÃO MARROM		MED. 37 COMP. 15	4 7 10 15 15 15	11				
		LIMITE DE SONDAGEM								
				39						
				41						
				43						
				45						
				47						
				49						
				51						
				53						
OBS. 38,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE						30 cm INICIAIS				
						30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min.	SOND. ROTATIVA	SOND. À PERCUSSÃO		
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Prof. de Início (m) : --	ø	Amostrador : ø I = 1 3/8"		
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 1 (cm) : --	ø	ø E = 2"		
3	12,00hs	2,20	Lavagem	1,45	38,00	Estagio 2 (cm) : --	ø	ø Revestimento = 2 1/2"		
						Estagio 3 (cm) : --		Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm		

Fonte: Construtora

Ensaio SPT furo 2

		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM		
		SP.02		0,15		04/03/15		04/03/15		
		SR								
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONI.ª OU COMP.ª	% RECUPER. Nº GOLPES	RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)
						20	40	60	80	
						10	20	30	40	
0,50		ATERRO COLORAÇÃO MARROM		POUCO COMP.ª						
				1	4 8 13					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				3	5 9 18					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				5	6 10 21					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				7	5 12 23					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				9	6 13 25					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				11	5 10 20					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				13	2 3 3					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				15	4 7 13					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				17	5 8 15					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				19	6 11 22					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				21	5 10 21					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				23	4 2 2					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				25	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				27	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				29	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				31	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				33	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				35	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				37	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				39	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				41	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				43	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				45	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				47	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				49	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				51	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				53	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				55	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				57	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				59	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				61	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				63	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				65	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				67	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				69	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				71	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				73	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				75	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				77	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				79	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				81	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				83	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				85	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				87	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				89	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				91	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				93	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				95	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				97	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				99	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				101	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				103	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				105	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				107	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				109	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				111	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				113	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				115	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				117	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				119	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				121	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				123	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				125	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				127	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				129	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				131	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				133	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				135	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				137	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				139	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				141	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				143	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				145	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				147	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				149	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				151	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				153	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				155	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					
				157	1 1 1					
				MED. COMP.ª	15 15 15					

Continuação ensaio SPT furo 2

		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM				
		SP.02		0,15		04/03/15		04/03/15				
		SR										
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS. OU COMP.**	% RECUPER.			RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)	
				Nº GOLPES			20	40	60	80		
							10	20	30	40		
22,80		ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE*	19	1	1	1					
					15	15	15					
					1	1	1					
					15	15	15					
					1	1	1					
					15	15	15					
					1	1	1					
					15	15	15					
23,70		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	23	4	9	18				27	
					15	15	15					
25,70		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	25	2	3	3					
					15	15	15					
					2	3	4					
					15	15	15					
28,50		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	COMP.**	27	5	11	20					
					15	15	15					
					4	10	21					
					15	15	15					
					5	12	22					
					15	15	15					
30,00		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	29	2	3	3					
					15	15	15					
		LIMITE DE SONDAGEM										
					31							
					33							
					35							
OBS. 30,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE							30 cm INICIAIS					
							30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Prof. de início (m) : --	ø	Amostrador : ø 1 = 1 3/8"				
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 1 (cm) : --	ø	ø E = 2"				
3	12,00hs	2,30	Lavagem	1,45	30,00	Estagio 2 (cm) : --	ø	ø Revestimento = 2 1/2"				
						Estagio 3 (cm) : --		Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm				

Fonte: Construtora

Ensaio SPT furo 3

		SONDAGEM	COTA		INÍCIO		FIM					
		SP.03	0,07		04/03/15		05/03/15					
				SR								
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONDIÇÃO OU COMP.	% RECUPER.			RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)	
				Nº GOLPES			20	40	60	80		
0,40		ATERRO, COLORAÇÃO MARROM	POUCO COMP.									
	2,00	AREIA, COLORAÇÃO CINZA	1	4	9	17				26	2,10	
			MED. COMP.**	15	15	15						29
			3	5	10	19						31
			MED. COMP.**	15	15	15						34
			5	5	11	20						37
			MED. COMP.**	15	15	15						30
			7	5	13	22						35
			MED. COMP.**	15	15	15						29
			9	4	10	19						26
			MED. COMP.**	15	15	15						32
			11	5	11	21						23
	MED. COMP.**	15	15	15								
12,30		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	4	2	2				4		
			FOFA**	1	2	2				4		
14,50		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	1	2	2				2		
			FOFA**	1	2	2				2		
16,90		ARGILA POUCO ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONDIÇÃO MOLE*	1	1	1				2		
			CONDIÇÃO MOLE*	1	1	1				2		
17,30		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	FOFA**	5	2	2				4		
			FOFA**	15	15	15				5		
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	15	15	15				5		
OBS. 30,00m= LIMITE DE SONDAAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE							30 cm INICIAIS		30 cm FINAIS			
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Prof. de início (m) : --	ø		Amostrador : ø I = 1 3/8"			
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 1 (cm) : --	ø Revest. :		ø E = 2"			
3	12,00hs	2,10	Lavagem	1,45	30,00	Estagio 2 (cm) : --			ø Revestimento = 2 1/2"			
						Estagio 3 (cm) : --			Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm			

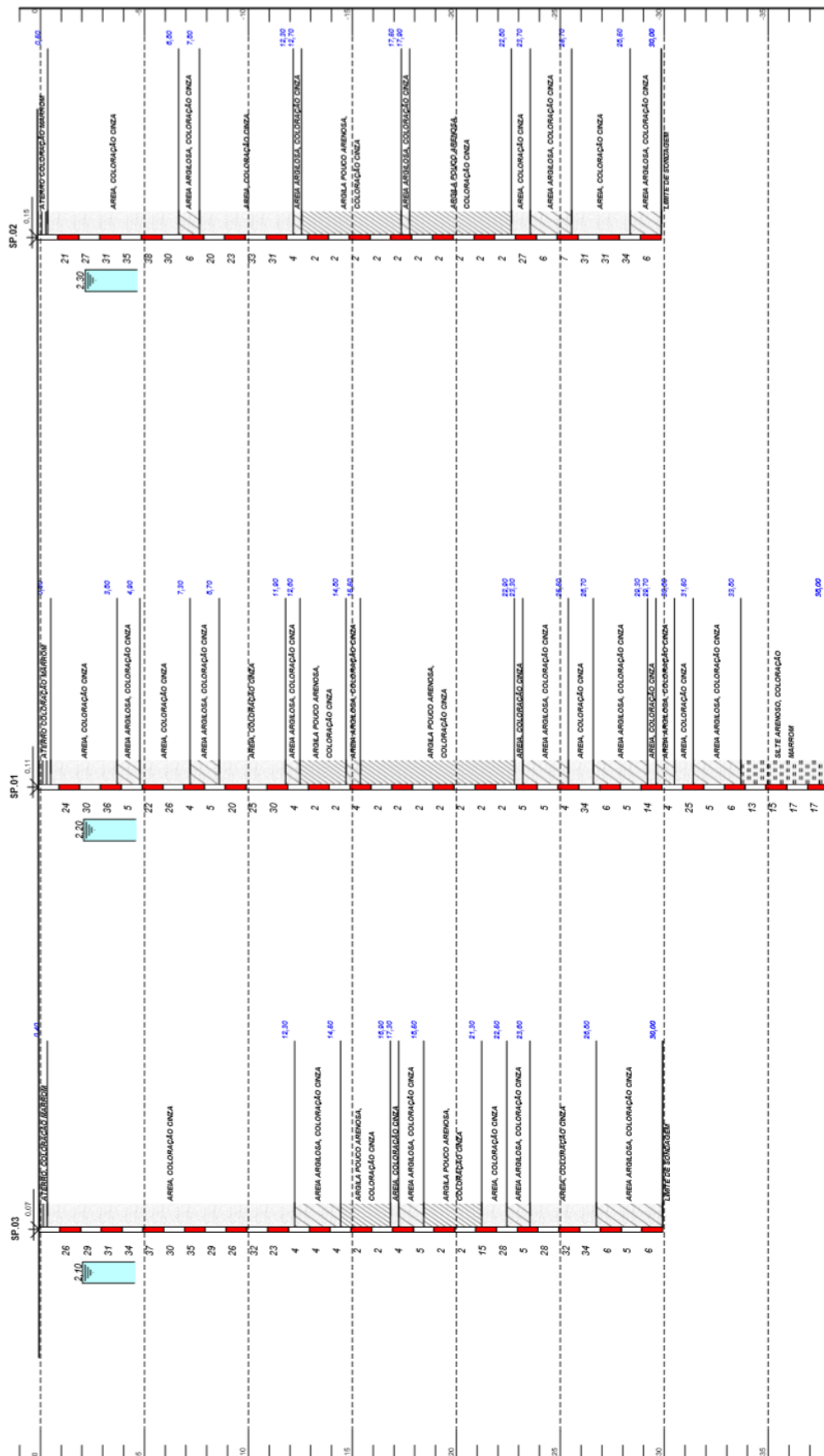
Fonte: Construtora

Continuação ensaio SPT furo 3

		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
		SP.03		0,07		04/03/15		05/03/15			
						SR					
PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLOG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS. OU COMP.**	% RECUPER.			RECUPERAÇÃO				N.A. (m)
				Nº GOLPES			PENETRAÇÃO				
							20	40	60	80	
18,50		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	2	2	3	5				
			19	15	15	15	2				
		ARGILA POUCA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE*	1	1	1	2				
			21	15	15	15	2				
21,30				1	5	10	15		15		
		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	4	11	17	28				
22,50				15	15	15					
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	2	2	3	5				
23,60			23	15	15	15					
		AREIA, COLORAÇÃO CINZA	MED. COMP.**	4	10	18	28				
			25	15	15	15					
				5	10	22	32				
			27	15	15	15					
26,80				5	11	23	34				
			29	15	15	15					
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	2	3	3	5				
			29	15	15	15					
30,00				2	3	3	5				
		LIMITE DE SONDAGEM		15	15	15	6				
			31								
			33								
			35								
OBS. 30,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CONTRATANTE							30 cm INICIAIS				
							30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem p/ tempo 10 min.	SOND. ROTATIVA	SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Prof. de Início (m) : --	Ø	Amostrador : Ø L = 1,3/8"			
2	--	--	T. Espiral	0,00	1,00	Estagio 1 (cm) : --	Ø	Ø E = 2"			
3	12,00hs	2,10	Lavagem	1,45	30,00	Estagio 2 (cm) : --	Ø	Ø Revestimento = 2 1/2"			
						Estagio 3 (cm) : --	Ø	Peso=65 kg Alt. Queda=75 cm			

Fonte: Construtora

Perfil geológico comparativo dos 3 furos do SPT

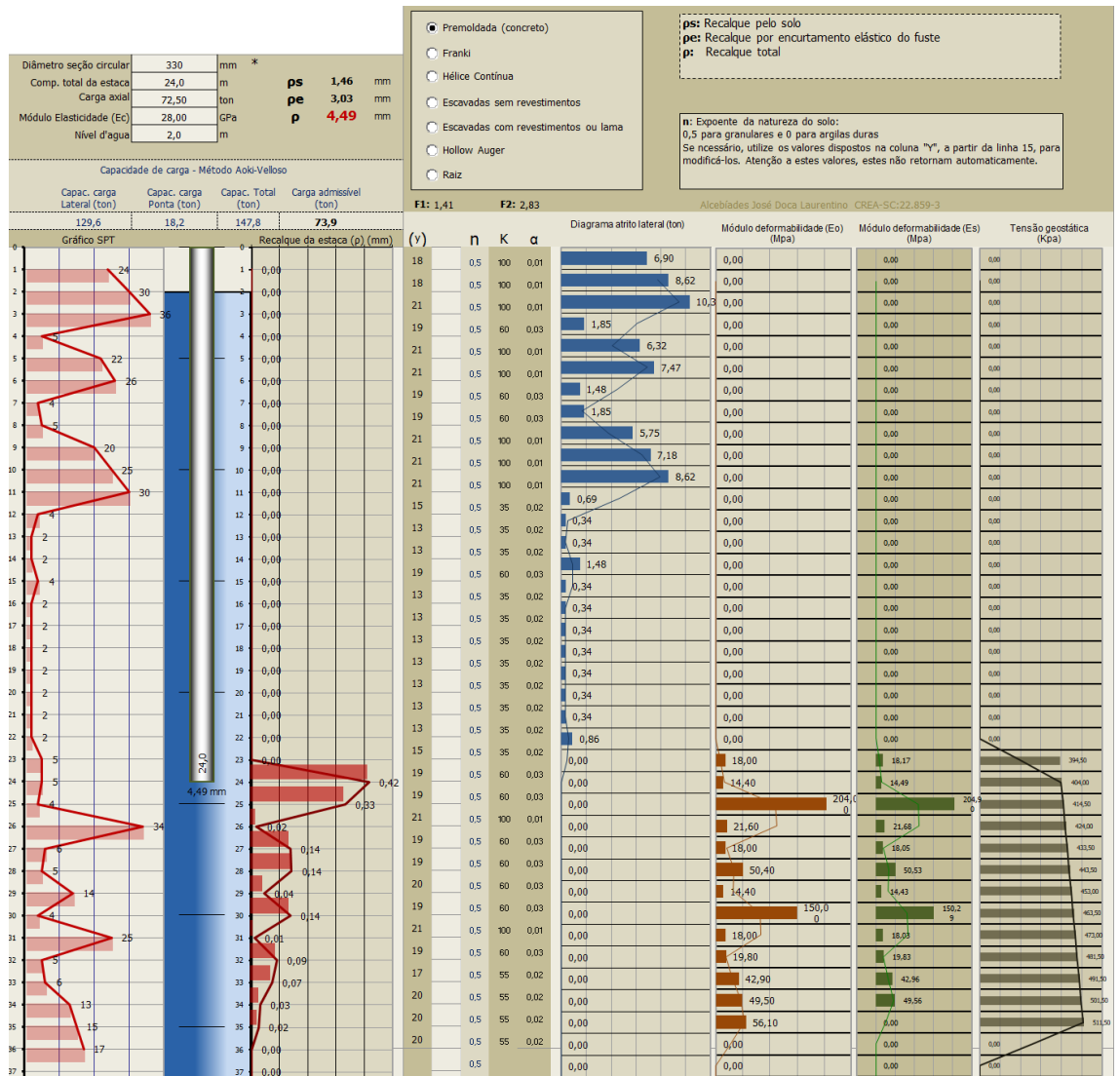


Fonte: Construtora

ANEXO B – Planta de carga e a tabela da planta de carga

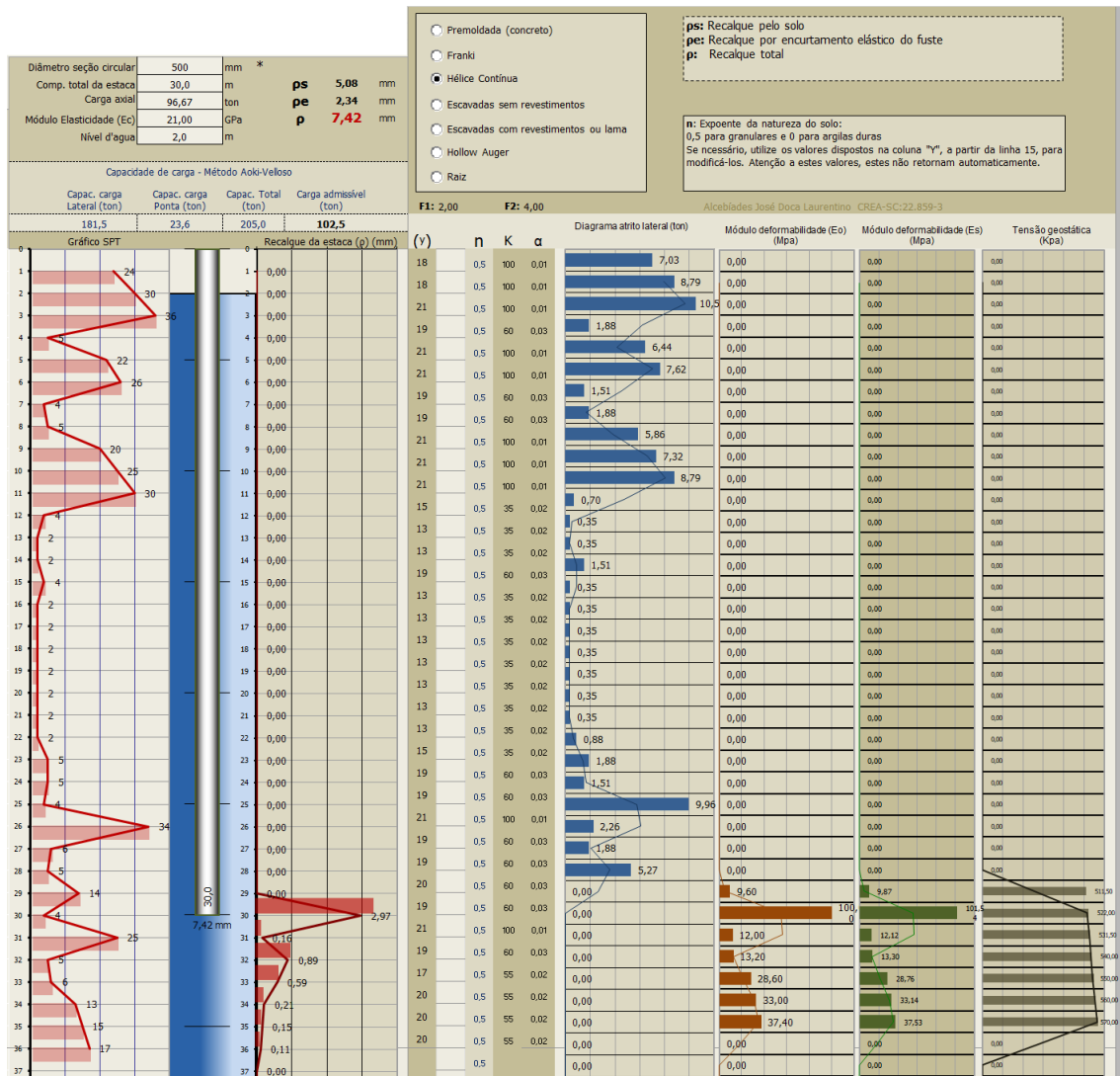
ANEXO C – Recalques

Recalque estaca pré-moldada



Fonte: Elaboração própria

Recalque estaca hélice contínua

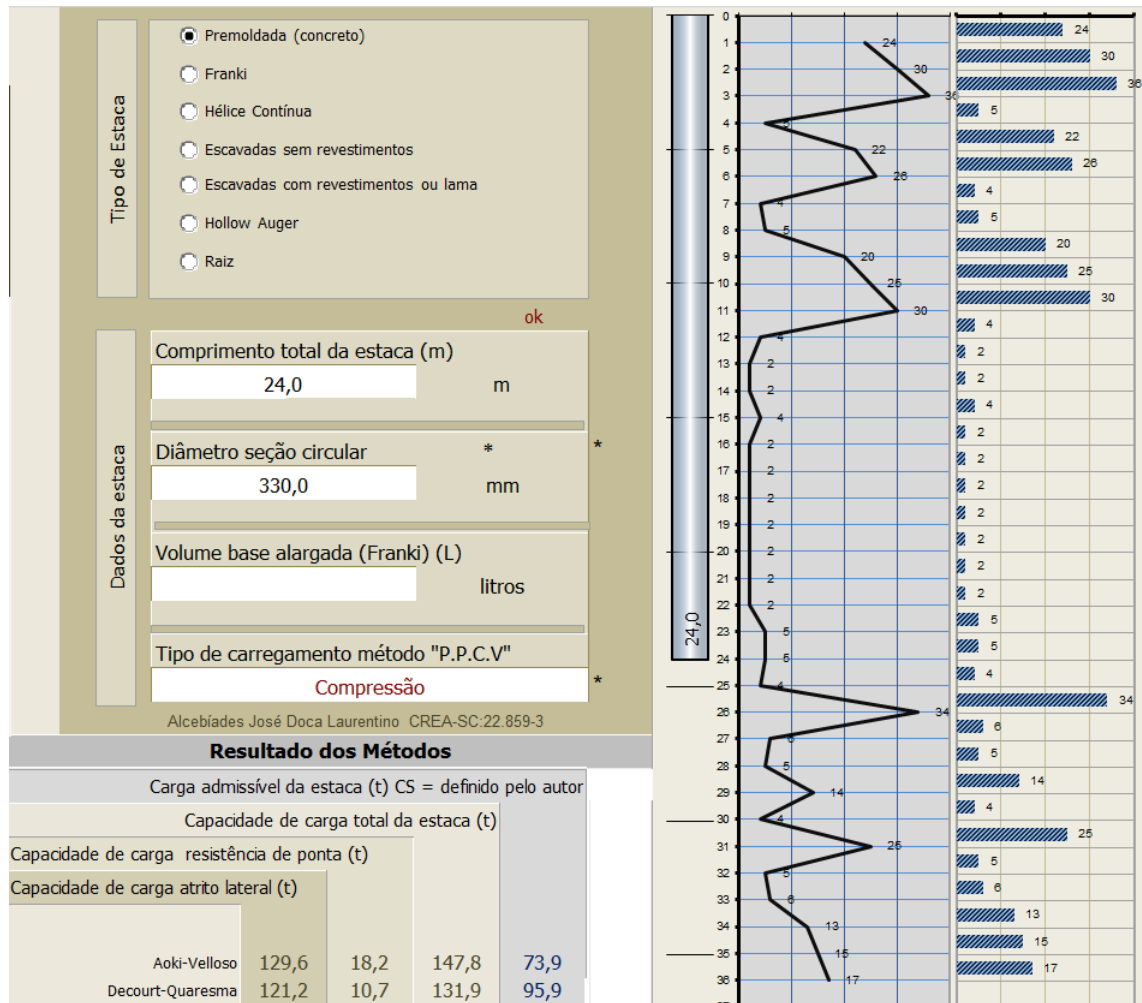


Fonte: Elaboração própria

ANEXO D – Resultados planilha comercial site Engenharia

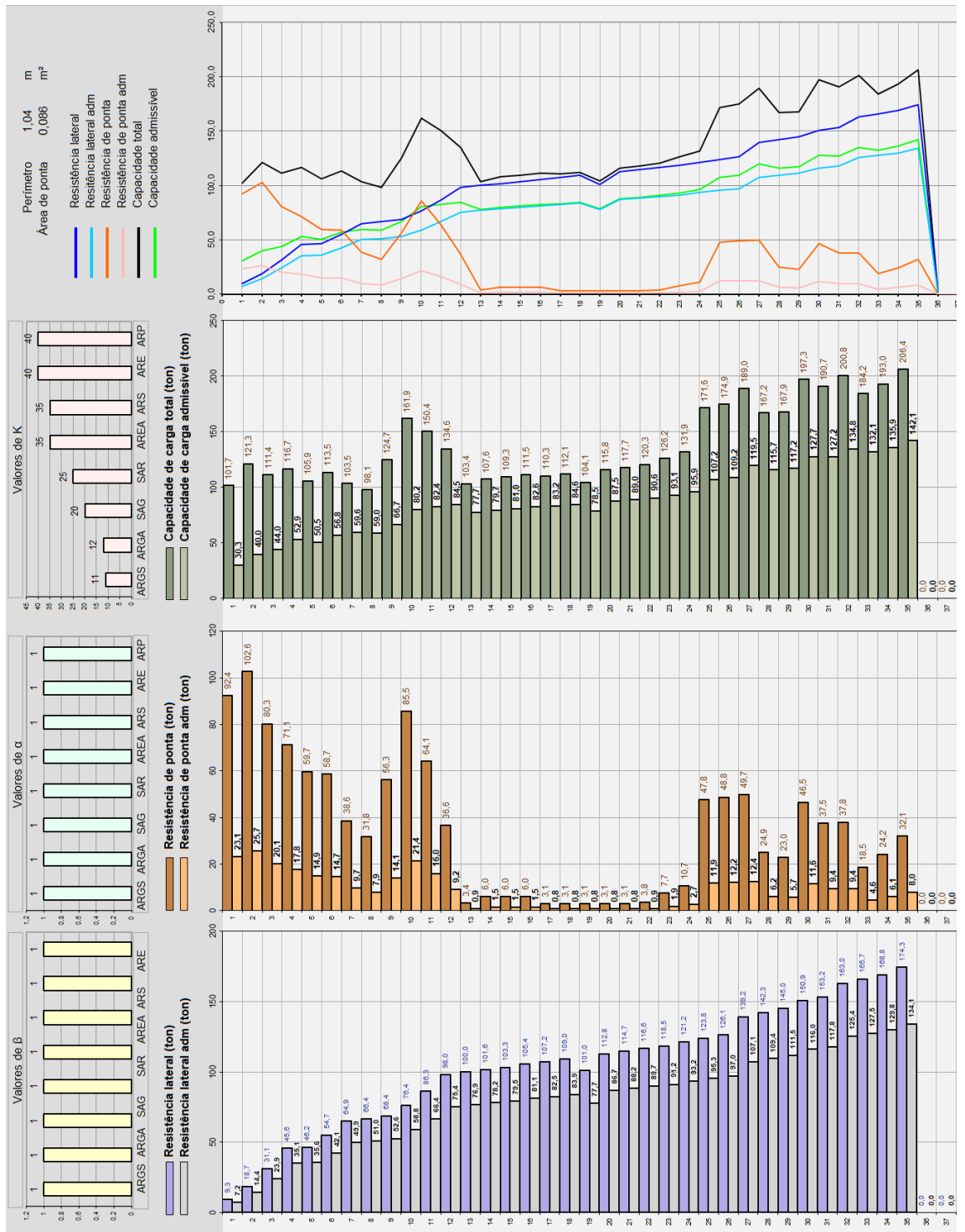
A seguir são apresentados os resultados obtidos pela planilha comercial do Site Engenharia. Os resultados foram utilizados apenas com finalidade de convalidar os resultados encontrados pela planilha dimensionada pelo autor desse trabalho.

Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma para estaca pré-moldada



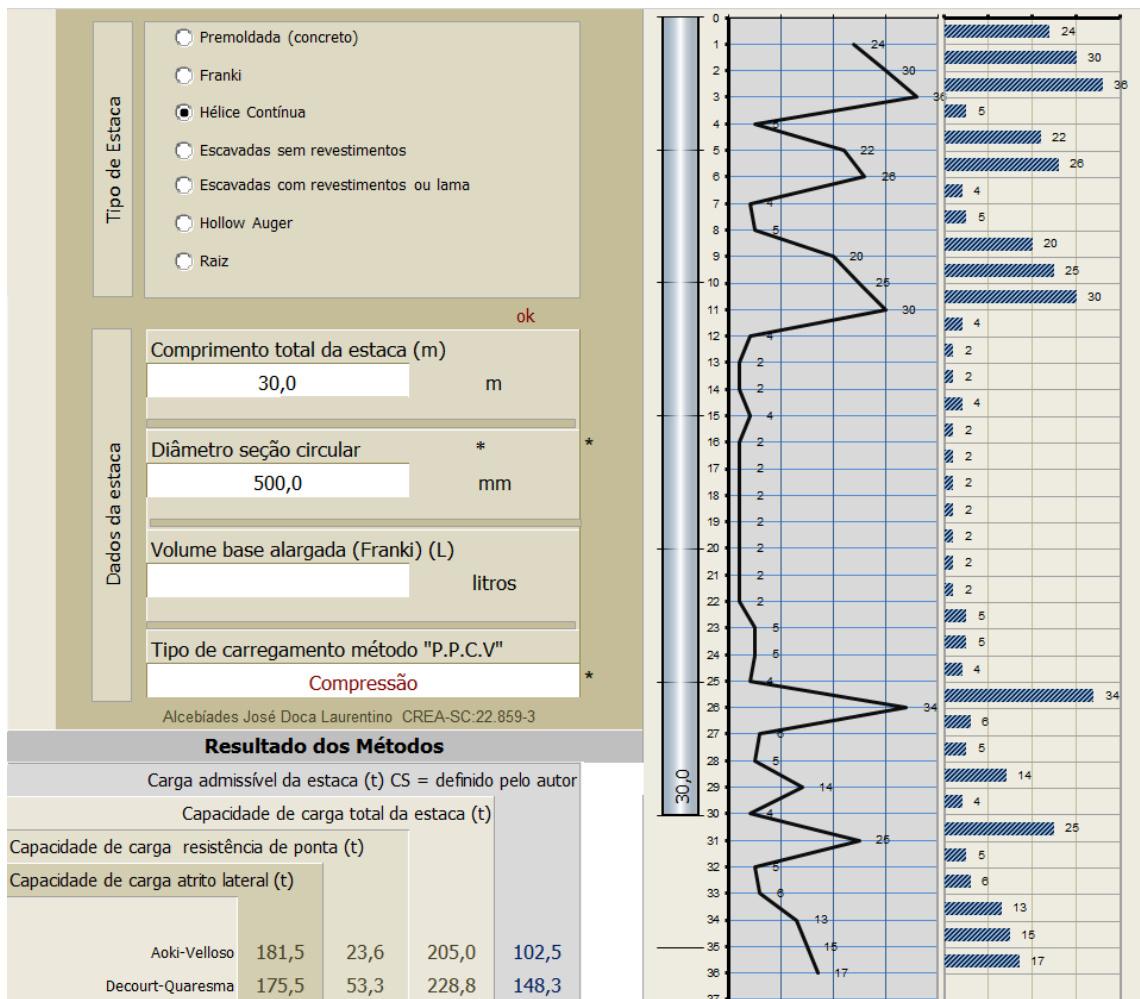
Fonte: Site Engenharia (2018)

Continuação Decourt-Quaresma para estaca pré-moldada



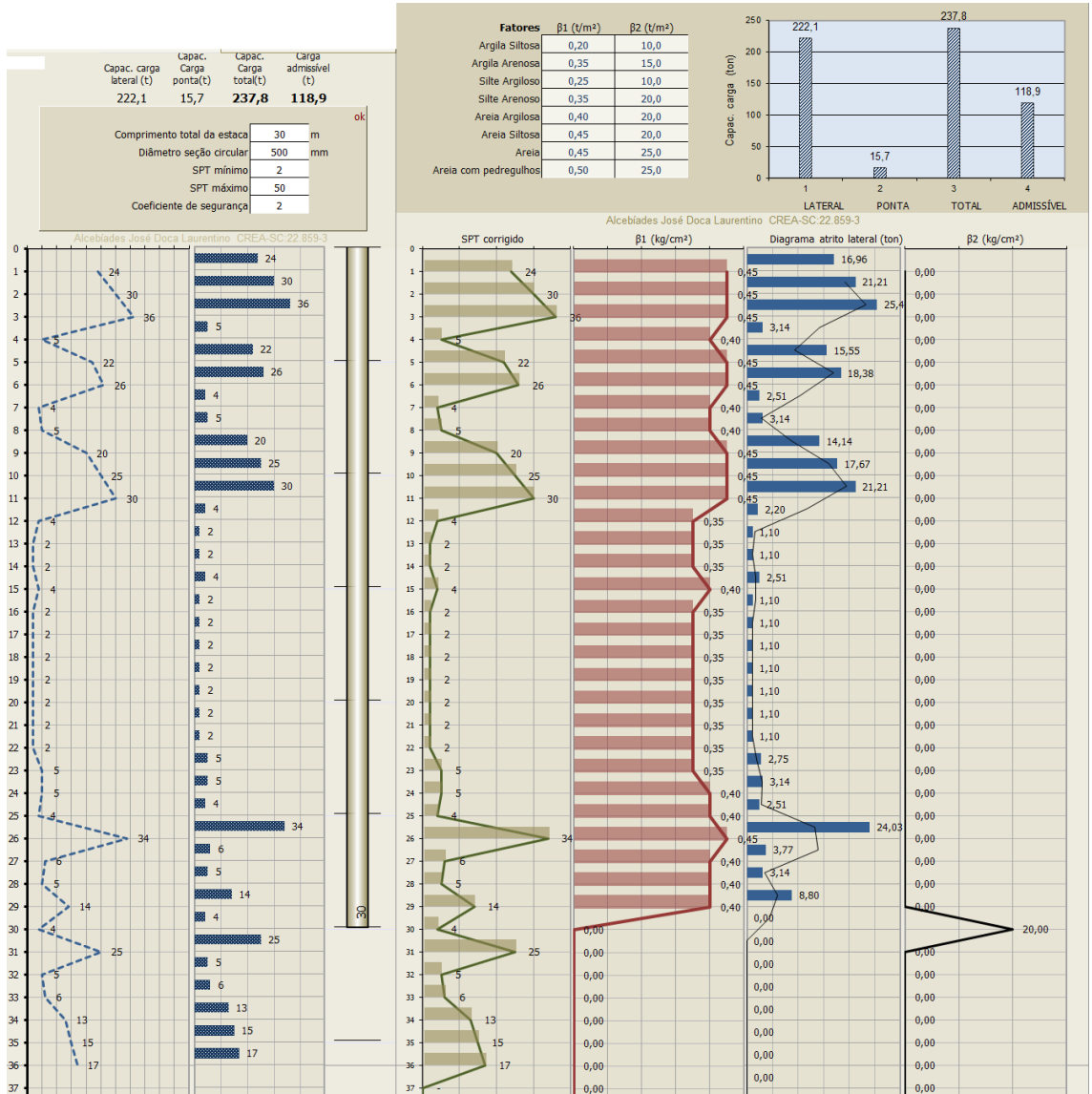
Fonte: Site Engenharia (2018)

Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma para EHC



Fonte: Site Engenharia (2018)

Antunes & Cabral para EHC



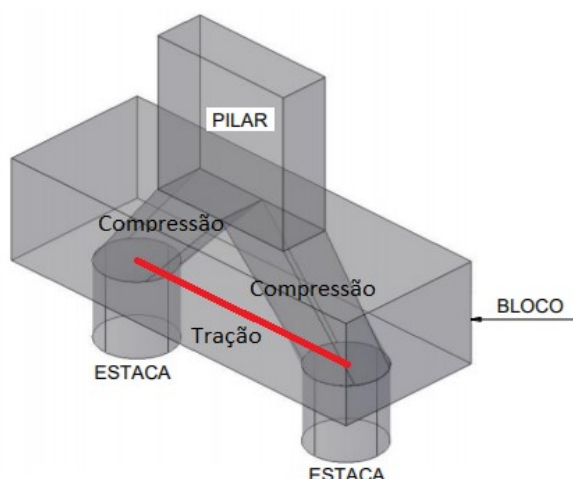
Fonte: Site Engenharia (2018)

ANEXO E – Procedimento de cálculo para o dimensionamento de bloco de coroamento

Conforme explicitado no capítulo 2.9, esse anexo contém o procedimento de cálculo para o dimensionamento de bloco de coroamento.

O seu dimensionamento será demonstrado através do Método das Bielas de Blévo (1967), no qual o modelo resistente, no interior do bloco, é uma “treliça espacial”, para blocos sobre várias estacas, ou plana, para blocos sobre duas estacas. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas barras de aço (armadura).

Representação do Método das Bielas para bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptada de Bastos (2017)

Segundo Bastos (2017), o Método das Bielas é recomendado quando o carregamento é quase centrado, comum em edifícios, e quando todas as estacas estão igualmente espaçadas do centro do pilar. O autor afirma ainda que esse é o método simplificado mais empregado, com ampla tradição no Brasil e Europa, porque tem amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévo) e porque o modelo da treliça é intuitivo.

Como o seu dimensionamento varia de acordo com quantidade de estacas envolvidas, os próximos tópicos serão separados para analisar o cálculo das diversas possibilidades sempre com base no Método das Bielas e na bibliografia de Bastos (2017).

Bloco sobre uma estaca

Dimensão dos lados

A largura do bloco é 10 a 15 cm maior que a estaca para cada lado, conforme demonstra a equação abaixo para o lado A do bloco.

$A = \phi_e + 2 \cdot 10 \text{ cm}$, ou 15 cm, sendo ϕ_e o diâmetro da estaca.

Como o bloco é quadrado, seus lados são iguais, então, $A=B$.

Altura do bloco

A altura útil d do bloco pode ser estimada entre ϕ_e e $1,2\phi_e$ e a ligação entre a estaca e o bloco deve ter de 5 a 10 cm, resultando na altura total do bloco (h): $h=d + 5\text{cm}$, ou 10cm.

Armadura de tração

Valor de cálculo da força de tração: $T_d = 0,25Pd$;

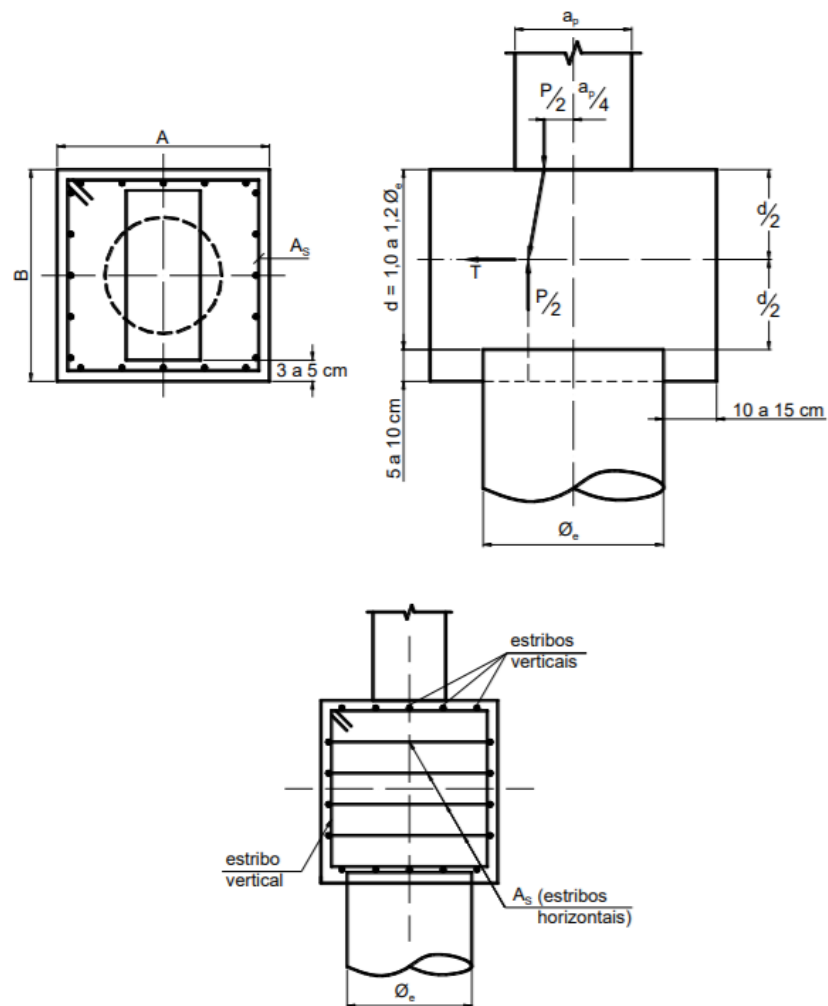
A armadura, na forma de estribos horizontais, para resistir a força de tração T_d é:

$$A_s = \frac{T_d}{f_y d}$$

Geralmente, por simplicidade, adotam-se para os estribos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal A_s (estribos horizontais).

A imagem a seguir ilustra e auxilia a entender os procedimentos citados acima.

Bloco sobre uma estaca: esquema de força e detalhes das armaduras



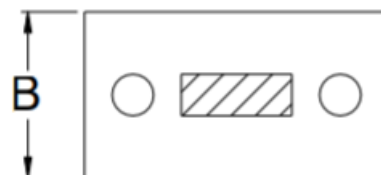
Fonte: Bastos (2017)

Bloco sobre duas estacas

Largura do bloco

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot 15 \text{ cm}$$

Largura B do bloco

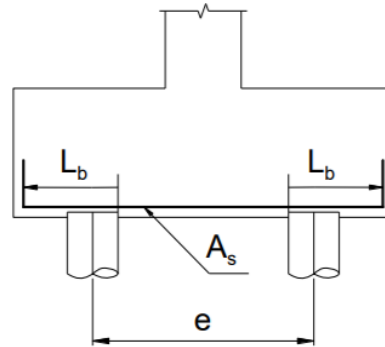


Fonte: Bastos (2017)

Comprimento do bloco

$$l = e + \phi e + 2 \cdot 15 \text{ cm}$$

Largura l do bloco



Fonte: Bastos (2017)

Forças atuantes (RS e Rc)

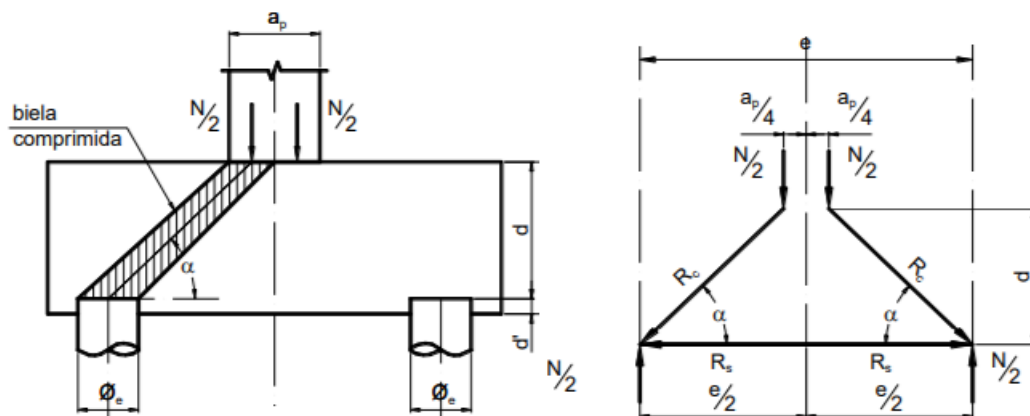
Força de tração na armadura principal, A_s :

$$R_s = \frac{N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

Força de compressão nas bielas:

$$R_c = \frac{N}{2 \sin \alpha}$$

Esquema de forças no bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2017)

Altura útil (d)

Segundo Machado (1985) apud Bastos (2017), para as bielas de concreto não apresentarem risco de ruptura, o ângulo α deve respeitar o seguinte intervalo: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. O que resulta em:

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{ap}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{ap}{2} \right)$$

Altura do bloco (h)

$$h = d + d' \quad \text{com } d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases}$$

onde: a_{est} = lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de seção circular: $a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e$

Verificação da biela

A tensão de compressão na biela relativo ao pilar e à estaca são:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{Nd}{A_p \sin^2 \alpha}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{Nd}{2 A_e \sin^2 \alpha}$$

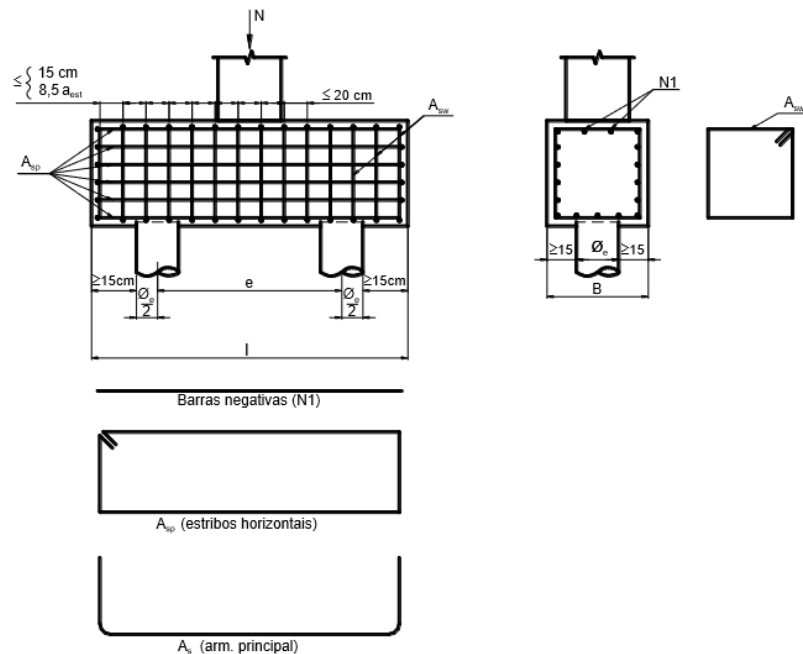
Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes máximas. Blévoit considerou:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 KR f_{cd}$$

em que $KR = 0,9$ a $0,95$, é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rusch).

Armaduras:

Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2017)

Armadura Principal (A_s)

Como Blévoit verificou que, nos ensaios, a força medida na armadura principal foi 15 % superior à indicada pelo cálculo teórico, considera-se R_s acrescida de 15 %.

A armadura principal, disposta sobre o topo das estacas, é:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} = \frac{1,15 N_d}{8d f_{yd}} (2e - a_p)$$

Estribos verticais (A_{sw})

Para a armadura de cisalhamento precisa-se da taxa de armadura mínima (ρ_{sw}):

$$\rho_{sw} = \frac{0,2 * f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Onde:

f_{ctm} é o valor médio da resistência à compressão do concreto;

f_{yk} é o valor característico de escoamento do aço.

$$A_{sw} = \rho_{sw} * d * B$$

Armaduras complementares (Superior e de Pele)

A armadura superior pode ser tomada como uma pequena parcela da armadura principal:

$$A_{s,\text{sup}} = 0,2 A_s$$

A armadura de pele (lateral) e os estribos verticais em cada face lateral:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\text{mim, face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{mim, face}} = 0,075B \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases}, \text{ e também } s \geq 8\text{cm (recomendação prática).}$$

Espaçamento dos estribos verticais:

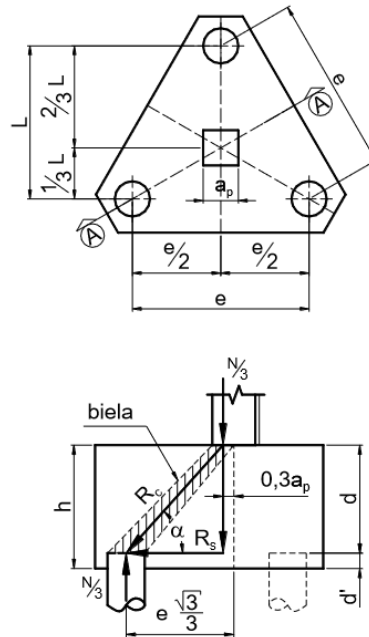
$$\text{-sobre as estacas: } s \leq \begin{cases} 15\text{cm} \\ 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

-nas outras posições além das estacas: $s \leq 20\text{cm}$

Bloco sobre três estacas

Devido a essa geometria do bloco, o centro de gravidade do bloco coincide com o centro geométrico das estacas. São definidas as dimensões de largura deste bloco pelo espaçamento entre os eixos das estacas e também por um afastamento mínimo de 10 cm da face da estaca a qualquer face do bloco.

Bloco sobre três estacas



Fonte: Bastos (2017)

Para o cálculo da altura útil do bloco, Blévoit indicou a inclinação das bielas deve estar entre 40° e 55° , assim chega-se aos valores máximos e mínimos:

$$d_{\min} = 0,58 \left(e - \frac{ap}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 0,825 \left(e - \frac{ap}{2} \right)$$

Altura: $h = d + d'$

$$\text{com } d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} \end{cases}$$

onde: a_{est} = lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de

seção circular: $a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e$

Verificação das bielas:

A tensão de compressão na biela relativo ao pilar e à estaca são:

$$\sigma_{\text{cd,b,pil}} = \frac{Nd}{A_p \sin^2 \alpha}$$

$$\sigma_{\text{cd,b,est}} = \frac{Nd}{3 A_e \sin^2 \alpha}$$

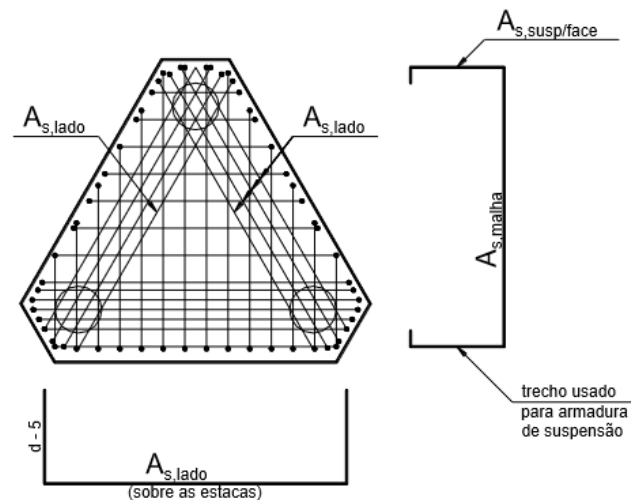
Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes máximas. Blévoit considerou:

$$\sigma_{\text{cd,b,lim,pil}} = \sigma_{\text{cd,b,lim,est}} = 1,75 K_R f_{\text{cd}}$$

em que $K_R = 0,9$ a $0,95$, é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rusch).

Armadura Paralelas aos Lados (sobre as estacas) e Malha Ortogonal: Esta é a configuração mais usada no Brasil. Apresenta a menor fissuração e a maior economia.

Bloco sobre três estacas com armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal



Fonte: Bastos (2017)

A armadura para resistir à força $R's$, que é paralela aos lados do bloco 11, é:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} Nd}{27 d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9 ap)$$

A NBR 6118/2014 (22.7.4.1.2) especifica que “Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais.” A armadura em malha, de barras finas em duas direções, pode ser:

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \geq A_{s,susp/face} \quad (\text{em cada direção})$$

onde $A_{s,susp/face}$ é a armadura de suspensão por face, apresentada a seguir.

Armadura de suspensão

De acordo com Bastos (2017), A armadura de suspensão tem a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas, que podem ocorrer pelo fato de formarem-se bielas de concreto comprimido que transferem partes da carga do pilar para as regiões inferiores do bloco, entre as estacas, e que se apoiam nas armaduras paralelas aos lados. Disso surgem tensões de tração que devem ser resistidas pela armadura de suspensão, a qual suspende as forças de tração para a região superior do bloco, e que daí caminham para as estacas.

A NBR 6118/2014 (22.7.4.1.3) especifica que “Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for

maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.” De modo geral, independentemente da quantidade de armadura de distribuição e da distância entre as estacas, costuma-se prescrever uma armadura de suspensão, com valor de:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{Nd}{1,5n_e f_{yd}} \quad ; \quad n_e = \text{número de estacas}$$

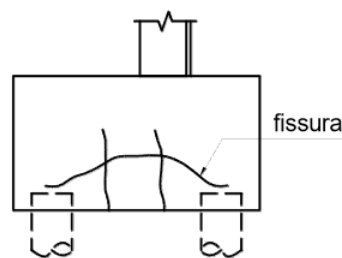
Para bloco sobre três estacas:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{Nd}{4,5 f_{yd}}$$

Portanto, a armadura de suspensão por face do bloco é:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} \quad ;$$

Possível fissuração que exige armadura de suspensão no bloco sobre três estacas



Fonte: Bastos (2017)

Armadura Superior e de Pele

A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2 A_s$$

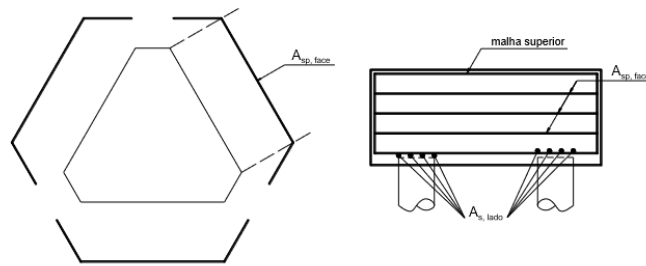
Em cada face vertical lateral do bloco deve ser colocada armadura de pele, na forma de estribos ou simplesmente barras horizontais, com a finalidade de reduzir a abertura de possíveis fissuras nessas faces, sendo:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total}$$

com $A_{s,total} = 3s_{med}$ = armadura principal total.

$$s \geq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases}$$

Armadura de pele no bloco sobre três estacas



Fonte: Bastos (2017)

Para blocos com mais de três estacas, utiliza-se este mesmo procedimento, fazendo apenas adaptações geométricas do problema.