

PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS COM ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

RESUMO

Em uma edificação, a relação entre o solo e a superestrutura é gerida pela estrutura de fundação. Tal relação é conhecida como Interação Solo-Estrutura – ISE, que confere uma redistribuição de cargas, inicialmente não prevista, à estrutura. A compreensão da solidariedade entre os elementos da super e infraestruturas pode viabilizar um projeto de fundações que não seria aceito se calculado por métodos convencionais. Muitas vezes esta interação é negligenciada, buscado a otimização desses elementos separadamente, ao invés de analisar o desempenho da edificação como um todo, ou seja, como um sistema de interações constantes. Assim, esse projeto tem por objetivo o desenvolvimento de um projeto de fundação de um edifício residencial alto considerando o processo de interação solo-estrutura. No cálculo, as deformações da fundação previstas no lançamento da superestrutura, retroalimentam o próprio projeto estrutural, de onde se obtém os valores de carregamentos característicos devido a ISE. Esse processo é repetido até que as cargas de entrada para estimativa dos recalques sejam próximas às cargas geradas pela ISE. Essa metodologia foi considerada pelo meio técnico como uma premissa para projetos futuros de fundações. Para o desenvolvimento do projeto, foram levantadas informações sobre a arquitetura, estrutura, terreno, maciço de fundação e outras que se façam necessárias. Destaca-se que o caso de projeto corresponde a uma obra real, onde tais informações estão disponíveis. Apresentam-se como produto os seguintes documentos: projeto de locação de carga das fundações, projeto estrutural das estacas e dos blocos de fundação, especificações dos processos executivos e materiais envolvidos, memoriais de cálculo e outros documentos que constituem o próprio Projeto Final de Engenharia.

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os conceitos da Engenharia Geotécnica utilizados no dimensionamento de fundações atuais foram teorizados cientificamente apenas no século passado, ou seja, compreende-se que é uma ciência recente. Entretanto, o conhecimento acumulado sobre a Geotecnia remonta a história da civilização humana. A aplicação de conceitos modernos de fundações já era tratada em textos bíblicos datados em torno de 1000 anos a.C.:

“Obedecendo às ordens do rei Salomão, eles cortaram grandes pedras de boa qualidade para os alicerces do Templo.” 1 Reis 5:17

Já na Idade Média, há registros da utilização de cortinas de estacas-prancha, como na reconstrução da Ponte della Pietra:

“Embora a famosa ponte, familiar a todos os visitantes de Veneza, não tenha dimensões extraordinárias (vão de 28,5m e altura de 6,4 m), os detalhes técnicos são de interesse. [...] o estaqueamento é adequadamente disposto. Durante a execução das fundações. [...] Quando as fundações estavam completamente terminadas, sua estabilidade foi posta em dúvida pelos cétricos. [...] Foi feita uma investigação durante a qual o mestre teve oportunidade de mostrar que as estacas estavam corretamente cravadas. [...] as estacas foram cravadas até uma penetração não maior que 2 dedos para 24 golpes.” Fra Giocondo (1433-1515)

Sendo assim, é notável que o conhecimento na área geotécnica já se mostrava essencial, mas carecia de embasamento teórico. A Engenharia Geotécnica, desde então, vem evoluindo e buscando a compreensão dos fenômenos que regem o comportamento mecânico do solo, que é um material natural e, portanto, de difícil entendimento. Na área de conhecimento sobre Fundações, é necessário compreender, além do comportamento do maciço, a interação deste com a edificação, mediada pela infraestrutura. Tal relação é conhecida como Interação Solo-Estrutura – ISE, campo responsável por determinar como ocorre a redistribuição de esforços devido ao tratamento das fundações como um apoio não rígido, o que frequentemente induz uma redistribuição de esforços e reações na estrutura não prevista em análises convencionais.

1.2 - OBJETIVOS

Desenvolver um projeto de fundação de um prédio multifamiliar alto, levando em conta a interação solo-estrutura. O dimensionamento estará de acordo com a norma de projeto de fundações vigente no Brasil, com as literaturas e metodologias técnicas consagradas, como previsto em norma. Como resultados finais, serão apresentados o projeto estrutural das estacas, especificações dos processos executivos, materiais envolvidos e memoriais de cálculo.

1.3 - ESCOPO DO PROJETO

Buscando uma maior facilidade de compreensão, este projeto é organizado em forma de capítulos que estão em uma ordem lógica que segue um projeto de fundações real.

No **CAPÍTULO I** são apresentadas as considerações iniciais como justificativa, objetivo e introdução, bem como a apresentação do caso que discorre sobre o tipo de estrutura e apresenta os dados técnicos da edificação e geotécnicos do terreno. Além disso, é apresentada a metodologia adotada para o caso em questão. O **CAPÍTULO II** traz a revisão bibliográfica que apresenta os tipos de estacas comumente usadas e pré-seleção daquelas tecnicamente viáveis para o projeto. Juntamente, é exposto resumidamente o método de Aoki & Velloso e o método de Décourt & Quaresma, usados para determinação da capacidade de carga geotécnica de uma fundação. Assim, no **CAPÍTULO III** é feito um pré-dimensionamento das fundações utilizando-se as estacas tecnicamente viáveis para que no **CAPÍTULO IV** o tipo de estaca seja escolhido e fazendo seu dimensionamento final considerando a interação solo-estrutura no **CAPÍTULO V**. No **CAPÍTULO VI**, portanto, serão apresentadas as conclusões deste trabalho.

1.5 - APRESENTAÇÃO DO CASO

A construção em questão é um edifício residencial, localizado na região central de Campos dos Goytacazes, de 21 pavimentos. O terreno da construção é plano, com variações de cota em torno de 40 cm e com área total de 2775,6 m².

Para a compreensão da estrutura do maciço de fundação, são necessárias investigações geotécnicas, como ensaios *in situ*. Um dos ensaios mais comuns para reconhecimento do solo é o Ensaio SPT – *Standard Penetration Test*.

Para a análise do caso, foram disponibilizados os boletins de sondagem SPT realizados no terreno (Anexo I) e as plantas de carga e locação dos pilares (Anexo II), bem como o modelo estrutural computacional.

Neste terreno foram executados, portanto, 8 furos de sondagem SPT de acordo com a NBR 6484, num total de 156,45m perfurados. A locação dos furos na planta do terreno pode ser observada na figura a seguir:

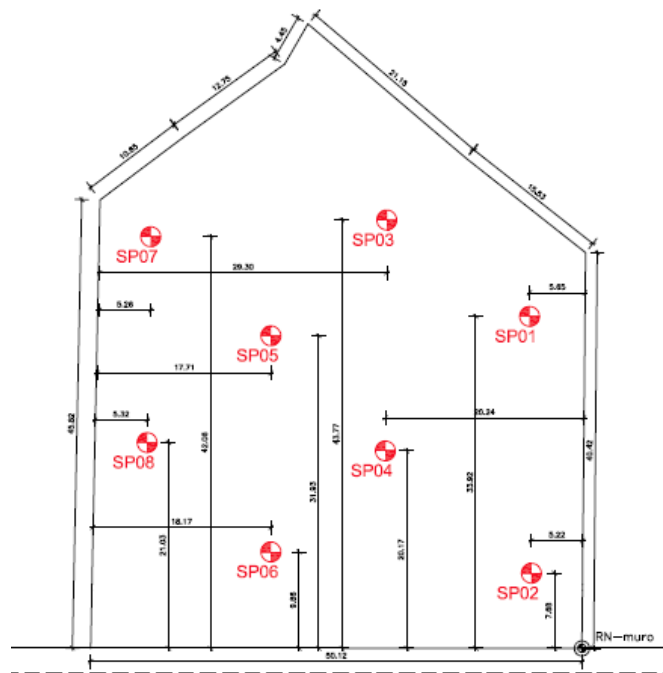


Figura 1 - Localização dos furos de sondagem no terreno

A partir dos dados obtidos nos boletins de sondagem, escolheram-se dois planos ortogonais entre si para conceber os perfis de cada um deles (Perfil 1 e Perfil 2), apresentados nas figuras que seguem:

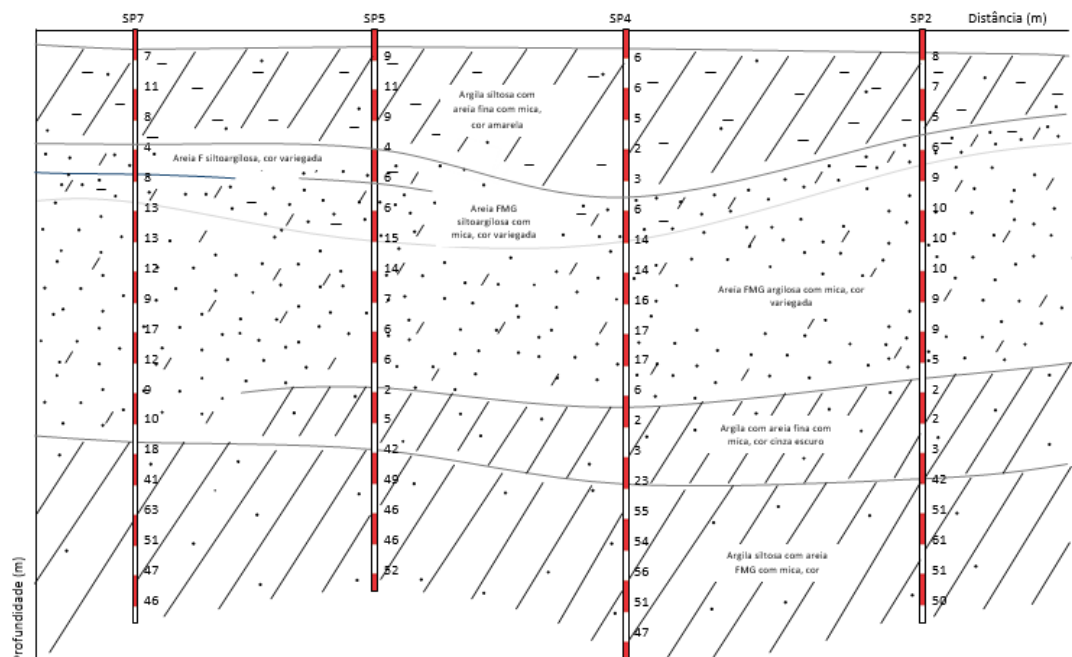


Figura 2 - Perfil 1 desenhado a partir dos furos de sondagem 7, 5, 4 e 2.

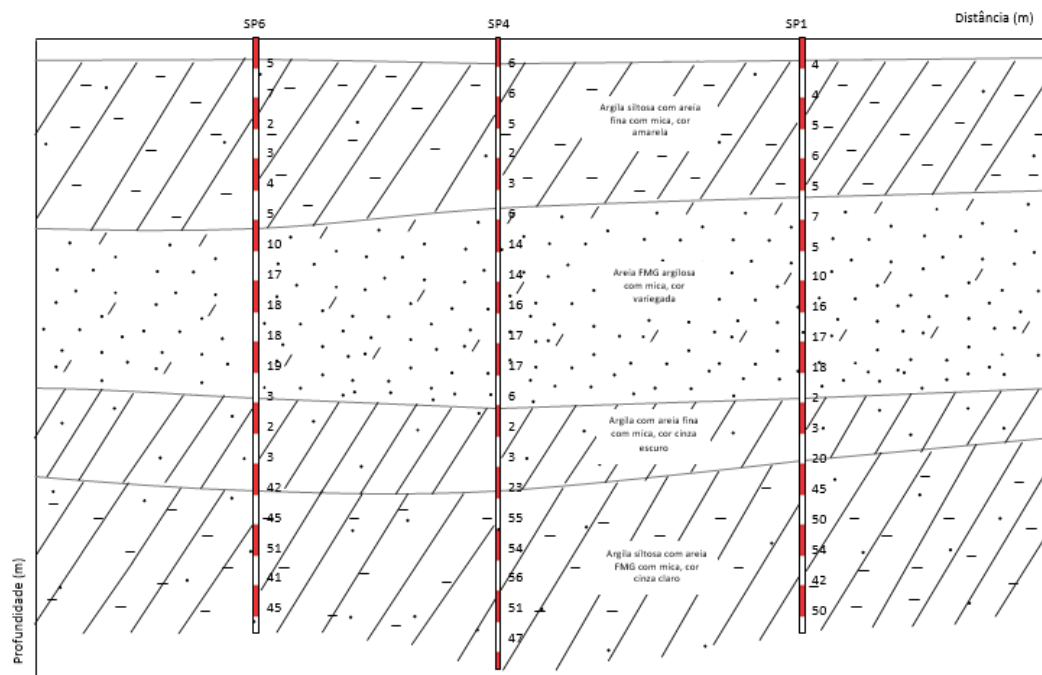


Figura 3 - perfil 2 desenhado a partir dos furos de sondagem 6, 4 e 1

De acordo com os perfis desenhados e com os dados do boletim de sondagem, nota-se uma camada de argila a uma profundidade de aproximadamente 11 m nas duas direções observadas pelos perfis obtidos. Essa camada pode representar um problema para o projeto de fundação, se esta não a ultrapassar. Devido a sua baixa capacidade de carga e possíveis recalques além do admitido.

Porém, logo depois dessa camada, a uma profundidade de aproximadamente 15m, há uma camada de argila siltosa dura, que poderá ter um melhor desempenho para receber os esforços da base da fundação.

1.7 - METODOLOGIA

A metodologia do projeto aqui apresentado parte da pré-seleção dos tipos de estacas disponíveis. São selecionadas as fundações tecnicamente viáveis, para que a partir destas, seja feita a análise de capacidade de carga de cada uma delas. Após isso é determinada a profundidade da fundação e o número de estacas por pilar. Assim, são feitos um pré-dimensionamento, considerando o Estado Limite Último, e o orçamento para cada tipo de estaca previamente selecionado, para que só então seja feita a escolha definitiva da fundação. Esse pré-dimensionamento será feito variando-se o diâmetro das estacas e observando quantas estacas serão necessárias, por bloco, para receber as cargas do pilar. O método de cálculo

utilizado é semiempírico (método de Aoki & Velloso) eleito para este projeto por ser um método consagrado, como exigido pela norma NBR 6122, para uma base de dados pouco confiável sob o ponto de vista dos parâmetros do solo (SPT).

Com a fundação escolhida, será feito um novo dimensionamento. Agora, considerando o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS) através dos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso e pelo método de Décourt & Quaresma respectivamente.

Baseado nos resultados obtidos na etapa anterior será considerada a Interação Solo-Estrutura (ISE). Serão estimados recalques, que por sua vez irão modificar a distribuição de esforços na superestrutura. Esses novos esforços serão usados para retroalimentar o dimensionamento das fundações que serão recalculadas com base nesses novos esforços.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - FUNDAÇÕES

Fundações, por definição, são os elementos construtivos responsáveis por transmitir os esforços da superestrutura para o solo, logo, é necessário que sua resistência seja compatível com as solicitações da edificação.

Os tipos de fundações são divididos entre fundações rasas (superficiais ou diretas) e profundas; de acordo com a NBR 6122, a diferenciação é feita por meio do mecanismo de ruptura da base: as fundações profundas são aquelas cujo mecanismo de ruptura não alcança a superfície do terreno, logo a profundidade deve ser maior que duas vezes a sua menor dimensão ou maior que 3m, de acordo com a NBR. Já nas fundações rasas, o mecanismo de ruptura atinge a superfície do terreno e sua profundidade não ultrapassa 3m. Além desse parâmetro de diferenciação, a forma de transmissão da carga nas fundações rasas é apenas pela base, enquanto as profundas transmitem as tensões pela base, pela superfície lateral ou pelas duas em conjunto (ABNT, 2010).

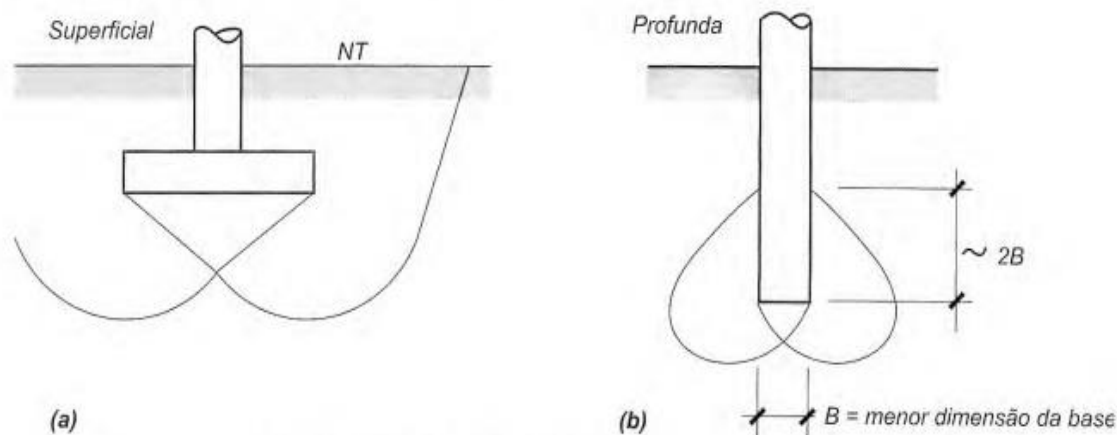


Figura 4 - Mecanismo de ruptura de fundações

Alguns tipos de fundações rasas citadas pela NBR 6122 são as sapatas (isoladas ou corridas), radier, grelhas e blocos. As fundações profundas, por sua vez, são divididas em estacas, tubulões e caixões. Há, ainda, as fundações mistas, que combinam soluções de fundações superficiais e profundas de diversas maneiras, dependendo da especificidade da obra.

2.1.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Os três grupos de fundações profundas utilizadas atualmente podem ser brevemente descritos como:

Estaca: elemento executado por ferramentas ou equipamentos, podendo ser por cravação, escavação ou de execução mista. Este tipo se diferencia dos tubulões por não haver descida de operários para a execução da fundação.

Tubulão: elemento de fundação profunda na forma cilíndrica que requer descida de operário ou técnico pelo menos na fase final da execução.

Caixão: elemento de forma prismática concretado na superfície e instalado por escavação interna.

O tipo de fundação profunda utilizada será a estaca, devido à larga aplicação e experiência local para a execução. As fundações profundas podem ser classificadas pela forma de execução, sendo divididas em estacas cravadas (com e sem deslocamento de solo) e escavadas (de substituição), como descrito na tabela abaixo:

Tabela 1 - Tipos de Estacas

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	1. Madeira
		2. Pré-moldadas de concreto
		3. Tubos de aço
		4. Tipo Franki
		5. Microestacas injetadas
	Pequeno	1. Perfis de aço
		2. Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
		3. Estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento		1. Escavada com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação
		2. Estaca raiz
De substituição		1. Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
		2. Tipo Strauss
		3. Estacas hélice contínua em geral

Existem vários tipos de estacas no mercado, sendo diferenciadas principalmente pela forma de execução, ou seja, se são cravadas ou escavadas. A seguir descrevem-se alguns tipos de estacas disponíveis para a escolha deste projeto:

Estaca Hélice Contínua: essas estacas apresentam baixo ruído e vibração durante a sua execução, alta capacidade de carga, diminuindo o tamanho dos blocos de coroamento, grande atrito lateral.

Porém, há necessidade da retirada de material escavado, o custo da mobilização de equipamentos é alto, e a profundidade da estaca é limitada pelo alcance do equipamento.

Estaca Ômega: São estacas executadas por meio de deslocamento lateral de solo, ou seja, não há nenhuma retirada de solo, podendo variar seu diâmetro de 30 a 60 cm.

Devido à sua característica de causar deslocamento de solo, sua execução em solos arenosos com densidades médias não é viável, pois não há possibilidade de prosseguir com o trado na perfuração.

Estaca Raiz: indicada quando há limitações no processo de execução, pois não produz vibrações, há mecanismos de executá-la através de obstáculos. Pode ser executada em diferentes inclinações, além de os equipamentos usados serem, de forma geral, de pequeno porte.

Microestaca: possui grande versatilidade, se adaptando a diferentes tipos de terreno e condições do maciço, todavia sua disseminação no mercado ainda é baixa, devido ao alto custo e tempo de execução normalmente maior.

Estaca Pré-moldada de concreto cravada: devido à ótima durabilidade do concreto e possibilidade de confeccionar estacas com diversas capacidades de carga, esse tipo de estaca é muito utilizado em vários perfis disponíveis no mercado.

Entretanto, o cálculo do comprimento da estaca em relação à profundidade da camada a ser atingida deve ser preciso, pois o processo de emenda ou corte de estacas de concreto é muito oneroso.

Estaca Franki: apresenta vantagens devido ao seu menor comprimento proporcionadas pelo alargamento da base (bucha), porém sua elevada vibração durante a cravação dificulta sua aplicabilidade em centros urbanos.

Estaca Metálica: estacas com perfis metálicos que suportam grandes cargas; são mais fáceis de serem cravadas devido à elevada resistência e baixo peso. Seu custo, entretanto, é

muito elevado e estão suscetíveis à corrosão, além do fato de serem mais indicadas para edificações com cargas muito elevadas.

2.1.2. CRITÉRIOS PARA A ESCOLHA DA FUNDAÇÃO PROFUNDA

Em um projeto de fundações, além dos aspectos técnicos, é primordial avaliar também aspectos financeiros e a viabilidade de aplicação dos tipos de fundação. Muitas vezes a escolha da fundação é limitada por fatores arquitetônicos ou sociais da vizinhança da construção.

Sendo assim, é necessário avaliar cada um dos fatores para que a escolha do tipo de fundação seja a ideal e bem adaptada à realidade da construção.

Os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

1. Topografia da área;
2. Dados geológicos-geotécnicos, ou seja, características do maciço de fundação;
3. Dados sobre as construções vizinhas;
4. Dados da estrutura, ou seja, projeto estrutural e especificação do tipo e uso da obra;
5. Aspectos econômicos e sobre a experiência local.

Devido à dimensão do projeto e das cargas a serem transmitidas para o solo, a utilização de fundações rasas torna-se inviável. Portanto, serão utilizadas fundações profundas para a edificação.

Além disso, devido à larga aplicação das estacas hélice contínua, raiz e pré-moldada, e também à experiência local na execução destes tipos de estacas, estas foram selecionadas entre as descritas anteriormente.

Tabela 2 - Características das fundações selecionadas (adaptado da ABCP, 2003)

Ti po	Produtividade	Cap acidade de Carga	Profun didade Máxima	Vibrações Causadas
------------------	----------------------	-------------------------------------	---------------------------------	-------------------------------

Concreto pré-moldado	50 m diários, ocorrendo variações em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas	25 a 170 tf	Depende do tipo de estaca, variando de 8 a 12 m. Podem ser emendadas	Apresenta problemas de barulho e vibrações durante a cravação
Hélice Contínua	150 a 400 m por dia, dependendo da profundidade da estaca, do diâmetro da hélice, do tipo e resistência do terreno e do torque do equipamento	25 a 390 tf	20 a 24m, existindo alguns equipamentos que chegam a 30 m	Não produz distúrbios, vibrações e descompressão do terreno
Estaca Raiz	30 m por dia	10 a 180 tf	Até 100 vezes o diâmetro	Ausência de vibrações

Estaca Hélice Contínua

Este tipo de estaca foi introduzido no Brasil na década de 80, crescendo muito em utilização até os dias atuais, principalmente devido a sua elevada produtividade que resulta em menor tempo de execução, gerando economia para a obra.

Um aspecto interessante sobre a hélice contínua é que, durante sua execução, não ocorre descompressão do solo, e os níveis de barulho e vibração são mínimos. Este tipo de estaca pode ser utilizado em solos coesivos e arenosos, permitindo o monitoramento da execução em tempo real.

Uma desvantagem da utilização da hélice contínua é a dimensão dos equipamentos, que exige um terreno amplo e plano, aumentando o custo devido à mobilização de equipamento.

A estaca hélice contínua é muito utilizada na região, sendo o seu processo executivo resumido em três etapas: perfuração do solo pelo trado rotativo, concretagem de baixo para cima enquanto o solo é retirado pelas hélices do trado e a armação após a concretagem.

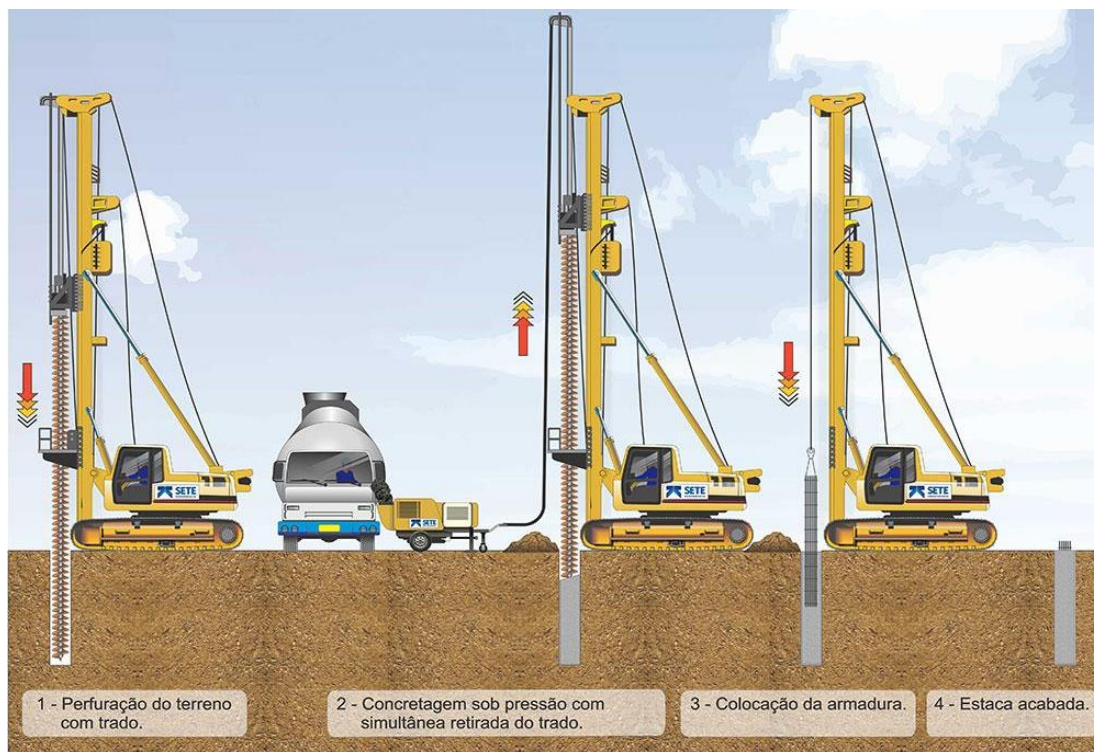


Figura 5 - Execução da Estaca Hélice Contínua.

Estaca Raiz

As estacas raiz foram desenvolvidas inicialmente para contenção de encostas, e eram cravadas formando reticulados. Posteriormente, foram utilizadas para reforço de fundações antes de serem utilizadas como elementos de fundação normais.

Este tipo de estaca caracteriza-se pela execução por perfuração rotativa com uso de revestimento (conjunto de tubos metálicos recuperáveis) integral no trecho em solo, e que é completada por colocação de armação em todo comprimento e preenchimento com a argamassa adensada com o auxílio de pressão.

Como vantagens do uso de estacas raiz, sua execução não produz choques ou vibrações, as ferramentas utilizadas permitem que elas atravessem blocos de rochas e outros elementos intransponíveis por alguns tipos de estacas; os equipamentos para execução são de pequeno porte, facilitando o trabalho em ambientes restritos e também o transporte. Além disso,

as estacas raiz podem ser executadas em qualquer inclinação, possuindo boa resistência a esforços de tração.

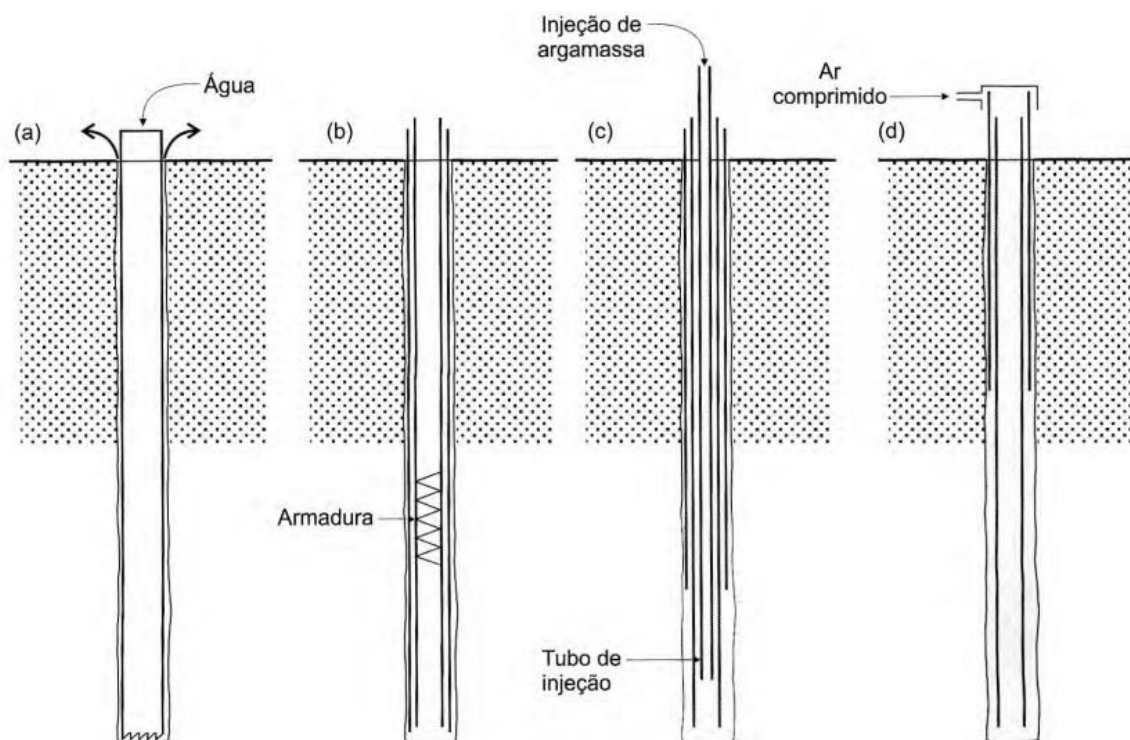


Figura 6 - Execução da Estaca Raiz

Estaca pré-moldada de concreto

O procedimento de cravação da estaca pré-moldada deve ser avaliado, pois as tensões de cravação não podem ser superiores a 80% da resistência característica do concreto, $0,8f_{ck}$. A altura de queda do martelo também deve ser controlada, pois as tensões de compressão que surgem na cabeça da estaca são diretamente proporcionais à altura de queda. Sendo assim, para evitar o esmagamento da cabeça da estaca, deve-se trabalhar com alturas não superiores a 1m, com uso de amortecedores.

Além da cravação, deve-se prever a necessidade de emendas nas estacas pré-moldadas, que devem ser feitas de modo que as seções na emenda possam resistir às solicitações durante a cravação e a utilização do edifício. As emendas geralmente são feitas com anéis metálicos soldados, permitindo a transmissão de esforços de flexão, compressão e tração.

Uma importante vantagem da estaca pré-moldada é a superioridade do controle do concreto, quando comparado ao de estacas moldadas in situ. O corpo de estacas pré-moldadas

é mais homogêneo e de elevada resistência, podendo ser inspecionado antes da cravação. Além disso, as estacas pré-moldadas permitem atravessar camadas de solo muito mole que apresentariam problemas numa concretagem in situ.

As estacas pré-moldadas são fabricadas em diversas seções transversais; na região de Campos dos Goytacazes foi difundido o uso da seção TRI, cujo atrito lateral é maior devido às características geométricas da seção, quando comparada às estacas tradicionais. O tipo de cravação (percussão, prensagem ou vibração) deve ser escolhido após avaliação de características da vizinhança, dimensão da estaca, características do solo e todas as especificidades da região da obra e também do projeto.

2.2 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

O cálculo da capacidade de carga da fundação deve atender ao Estado Limite Último, ou seja, possuir segurança contra a ruína da edificação, além de atender ao Estado Limite de Serviço, limitando deslocamentos excessivos que possam comprometer a utilização da edificação. Portanto, é necessário verificar a segurança em relação à capacidade de carga, cuja perda é um dos principais modos de colapso das fundações.

Os métodos estáticos para cálculo da capacidade de carga são divididos em teóricos, que utilizam soluções teóricas para capacidade e parâmetros do solo, e semiempíricos, que se baseiam nos ensaios de SPT e CPT.

O Ensaio SPT consiste na cravação de hastes de penetração, onde é contabilizado o número de golpes necessários para cravar 45 cm finais em 1m de cravação. Além do parâmetro de resistência à cravação, o N_{spt} , também são retiradas amostras de solo a cada metro de cravação, o que possibilita uma visualização com boa precisão de como as camadas de solo estão dispostas ao longo dos Perfis gerados que se encontram no Apêndice I.

O número de furos de sondagem é definido pela Norma NBR 6484 – Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos, de acordo com a área.

No método estático, é estabelecido um equilíbrio entre a carga aplicada (Q_{ult}), o peso próprio da estaca (W) e a resistência oferecida pelo solo ($Q_{p,ult} + Q_{l,ult}$). O equilíbrio é expresso por:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult}$$

2.1)

Onde:

Q_{ult} = carga aplicada na estaca;

W = peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$ = resistência de ponta;

$Q_{l,ult}$ = a resistência lateral.

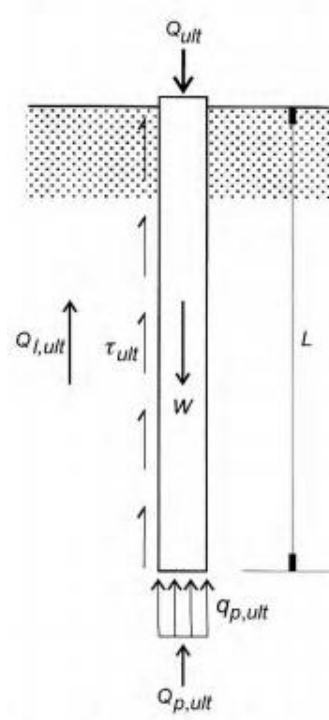


Figura 7 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão

Geralmente, o peso próprio da estaca é desprezado frente à dimensão das cargas aplicadas, e a fórmula é reescrita:

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (2.2)$$

Onde:

A_b = área da base;

$q_{p,ult}$ = resistência de ponta;

U = perímetro;

$\tau_{l,ult}$ = resistência lateral;

Δl = comprimento do fuste.

A fundamentação acima é a base para os métodos semiempíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) utilizados no pré-dimensionamento e é apresentada no Apêndice II. Após a escolha do tipo de estaca, a metodologia citada também é utilizada no dimensionamento dos elementos de fundação do projeto em questão.

De acordo com a NBR 6122/1996, métodos semiempíricos são definidos como:

“[...] aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza semiempírica do método. Quando métodos semiempíricos são usados, devem-se apresentar justificativas, indicando a origem das correlações (inclusive referências bibliográficas). As referências bibliográficas para outras regiões devem ser feitas com reservas e, se possível, comprovadas.”

2.2.1 - MÉTODO SEMIEMPÍRICO AOKI E VELLOSO (1975)

Este método foi apresentado primeiramente no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, que ocorreu em Buenos Aires no ano de 1975. O método foi concebido com a utilização do ensaio de cone holandês (CPT mecânico). Através de relações entre o CPT e o SPT, chega-se a seguinte expressão:

$$Q_{ult} = A_p \frac{kN_{SPT\ p}}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN_{SPT\ s}}{F2} \Delta l \quad (2.3)$$

Onde:

Q_{ult} = capacidade de carga última da estaca;

A_p = área da seção transversal;

k e α = constantes referentes ao tipo de solo;

$N_{SPT\ p}$ = número SPT na ponta da estaca (valor médio entre o correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior);

$N_{SPT\ s}$ = número SPT ao longo do fuste da estaca;

$F1$ e $F2$ = constantes referentes ao tipo de estaca;

Δl = segmento da estaca.

Nessa expressão são consideradas a resistência da ponta da estaca (através da sua primeira parcela) e também da lateral (através da sua segunda parcela). Esse método teve a contribuição de Monteiro (1997), que sugeriu novos valores tanto para k e α quanto para $F1$ e $F2$.

Esses valores encontram-se respectivamente nas tabelas:

Tabela 3 - Tabela para a determinação dos coeficientes K e α

Tipo de Solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia Siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Tabela 4 - Tabela para a determinação dos coeficientes F1 e F2

Tipo de estaca	1	2
Franki de fuste apilado	,3	
Franki de fuste vibrado	,3	,2
Metálica	,75	,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	,5	,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	,2	,3
Escavada com lama bentonítica	,5	,5
Raiz	,2	,4
Strauss	,2	,9
Hélice continua		,8
Nota: os valores indicados para estacas tipo hélice contínuos requerem reserva, pois é pequeno o número de provas de carga disponíveis.		

2.2.2 - MÉTODO SEMIEMPÍRICO DÉCOURT E QUARESMA (1978)

Este método foi apresentado em 1978 pelos engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma no VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. O

método propunha o cálculo da capacidade de carga de estacas a partir dos resultados obtidos no ensaio SPT.

Este método semiempírico foi primeiramente previsto para estacas de deslocamento, e mais tarde o mesmo foi objeto de algumas extensões.

$$Q_{ult} = \alpha K N_{SPT\ p} A_p + 10\beta \left(\frac{N_{SPT\ s}}{3} + 1 \right) \quad (2.4)$$

Onde:

K = constante em função do tipo de solo;

A_p = área da ponta da estaca;

α e β = coeficientes de majoração e minoração respectivamente, em função do tipo de solo e do tipo de estaca;

$N_{SPT\ p}$ = número SPT na ponta da estaca (valor médio entre o correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior);

$N_{SPT\ s}$ = número SPT ao longo do fuste da estaca.

Quando a ruptura não é bem definida considera-se que a mesma ocorre em um deslocamento que corresponda a 10% do seu diâmetro para argilas e de 30% para solos granulares.

Os valores de K são dados pela tabela:

Tabela 1 - Determinação dos valores do coeficiente K

Tipo de solo	K (tf/m²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25

Areias	40
--------	----

Os valores de α e β são obtidos respectivamente pelas tabelas:

Tabela 6 - Determinação do coeficiente α

Estaca	Cravada (estaca padrão)	Escavada (em geral)	Escavada (c/ bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Solos	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Argilas	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Solos Intermediários	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Tabela 7 - Determinação do coeficiente β

Estaca	Cravada (estaca padrão)	Escavada (em geral)	Escavada (c/ bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Solos	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Argilas	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00

Solos Intermediários	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00
----------------------	------	------	------	------	------	------

2.3 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA ESTRUTURAL

Além da capacidade de carga geotécnica, é crucial definir a capacidade de carga estrutural de uma estaca, pois a capacidade de carga de uma estaca é obtida como o menor dos dois valores:

- resistência estrutural do material da estaca.
- resistência do solo que lhe dá suporte.

Em relação à armadura das estacas, segundo a Tabela 4 da NBR 6122:2010, se a tensão na estaca for inferior a 6,0 Mpa, a armadura pode ser mínima. A verificação da necessidade de armadura encontra-se detalhada no Apêndice VI.

Para o cálculo da capacidade estrutural das estacas, utiliza-se o Método de Estado Limite Último, levando em consideração a combinação de ações normais, especificada pela norma NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimento):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (2.5)$$

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada;

$\Psi_{0j,ef}$ = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal $F_{Q1,k}$, durante a situação transitória.

2.3.1 - DIMENSIONAMENTO NA COMPRESSÃO

Segundo Urbano Rodriguez Alonso, para estacas cuja ruptura não ocorrerá por flambagem, a expressão a se adotar para o cálculo da capacidade de carga estrutural deve ser:

$$N_d \left(1 + \frac{6}{h} \right) = 0,85 A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} \quad (2.6)$$

Em que:

h = menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção da estaca, em cm;

$$N_d = \gamma_f \cdot N;$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c;$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

A armadura mínima a ser adotada segundo a Tabela 4 da NBR 6122:2010 é de 0,5% da área de concreto.

Para o f_{ck} usado no dimensionamento, foi empregado o f_{ck} máximo para cada tipo de estaca moldada in loco de acordo com a Tabela 4 da NBR 6122:2010. O mesmo foi feito com os valores de γ_c .

Tabela 8 - Estacas moldadas in loco: parâmetros para dimensionamento (Tabela 4 da NBR 6122:2010)

Tipo de estaca	f_{ck}^d máximo de projeto MPa	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b,c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas ^{b,c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

2.4 - INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Na concepção do projeto de fundações, é necessário conhecer as cargas e distribuição dos pilares advindas do projeto estrutural. Esses carregamentos são utilizados para o cálculo do dimensionamento de estacas e blocos de fundações. Sendo assim, o projeto estrutural se inicia com diversas simplificações no modelo construído sobre os apoios da estrutura na fundação.

Esses modelos assumem que os apoios são rígidos, ou seja, no esquema de cálculo, o projeto estrutural comumente se desenvolve, primeiramente, com o dimensionamento da superestrutura, considerando esta sobre apoios indeslocáveis (rótulas ou engastes perfeitos), no qual se obtêm os carregamentos que irão atuar na fundação. Num segundo momento, esses esforços são utilizados para o projeto das fundações.

Já na análise sob a ótica da Interação Solo-Estrutura, o engenheiro deve avaliar a resposta conjunta dos três sistemas interligados: superestrutura, fundações e solo. Uma das vantagens em se utilizar essa análise é a possibilidade de estimar os efeitos de redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, o que torna o projeto mais eficiente e confiável.

O processo de análise é composto pelas seguintes etapas: inicialmente, os dados do projeto estrutural são utilizados para o dimensionamento das fundações e cálculo dos recalques. Após isso, os recalques encontrados para as fundações são convertidos em rigidezes e então são levados para uma iteração com o cálculo estrutural, onde se processa a estrutura novamente, não mais com apoios indeslocáveis.

Essa metodologia é iterativa de forma que, devido à mudança na configuração dos apoios, há uma redistribuição do carregamento entre os pilares, o que altera a configuração de cargas para as fundações.

A redistribuição de cargas considerando a ISE já foi estudada por alguns autores, dentre eles pode-se destacar Gusmão.

Observa-se na análise da Interação Solo-Estrutura que nos primeiros pavimentos, devido a menor rigidez da estrutura, tem-se maior redistribuição de carga, recalques e rigidezes nos pilares. Verifica-se, também, que o comportamento carga-recalque não linear das fundações influencia o comportamento de carga, rigidezes e recalques dos pilares, mesmo em estágios avançados da obra, pois o aumento gradativo do número de pavimentos que eleva a rigidez da estrutura, segundo GUSMÃO (1994).

Com relação à redistribuição de cargas, espera-se um aumento do carregamento dos pilares periféricos, pois devido à continuidade parcial do solo há uma tendência de se deformar mais no centro do carregamento do que nas periferias, aumentando as pressões de contato nos apoios fora da região central.

2.4.1 - RECALQUES

Todo corpo físico se deforma, com o solo não é diferente. As tensões aplicadas sobre ele vão produzir deformações que vão se manifestar imediatamente após a aplicação da carga (recalque imediato) e com o decorrer do tempo (recalque no tempo). No caso de fundações profundas, ainda há de se considerar a interação solo-estaca, visto que nem toda carga é

transmitida da estaca diretamente para o solo (pela ponta), ainda há uma parcela que é transmitida por atrito lateral entre o solo e a estaca.

Sendo assim, o recalque pode ser definido como o deslocamento da fundação. Esse deslocamento pode gerar problemas estruturais sérios levando a edificação ao colapso. Porém, problemas menos graves também podem ocorrer, como o desconforto visual e a perda de funcionalidade, mesmo que isso não comprometa a capacidade estrutural da edificação.

A estimativa de recalque se faz importante nesse contexto. Além da capacidade de carga, é importante ter uma estimativa do recalque. Fala-se em estimativa, pois “a previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis da Geotecnia, e o resultado dos cálculos, por mais sofisticados que sejam, deve ser encarado como uma estimativa” (Velloso Lopes).

Os valores limites de recalque comumente são avaliados em termos de distorções angulares (β), rotação da reta que une dois pontos de referência tomados a partir de um desaprumo (ω) e rotação de corpo rígido da superestrutura como um todo ou de uma parte dela bem definida. A Figura 8 mostra os valores de distorções angulares sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973), Skempton e MacDonald (1956), Meyerhof (1956) e Polshin e Tokar (1957).

Segundo Alonso (2011), os valores admissíveis de β são fixados pelos especialistas envolvidos com projeto, execução e acompanhamento do desempenho da obra, e o critério utilizado na definição desses valores é baseado na experiência local. Neste sentido, cuidados especiais devem ser tomados na extrapolação desses limites para condições específicas de obras.

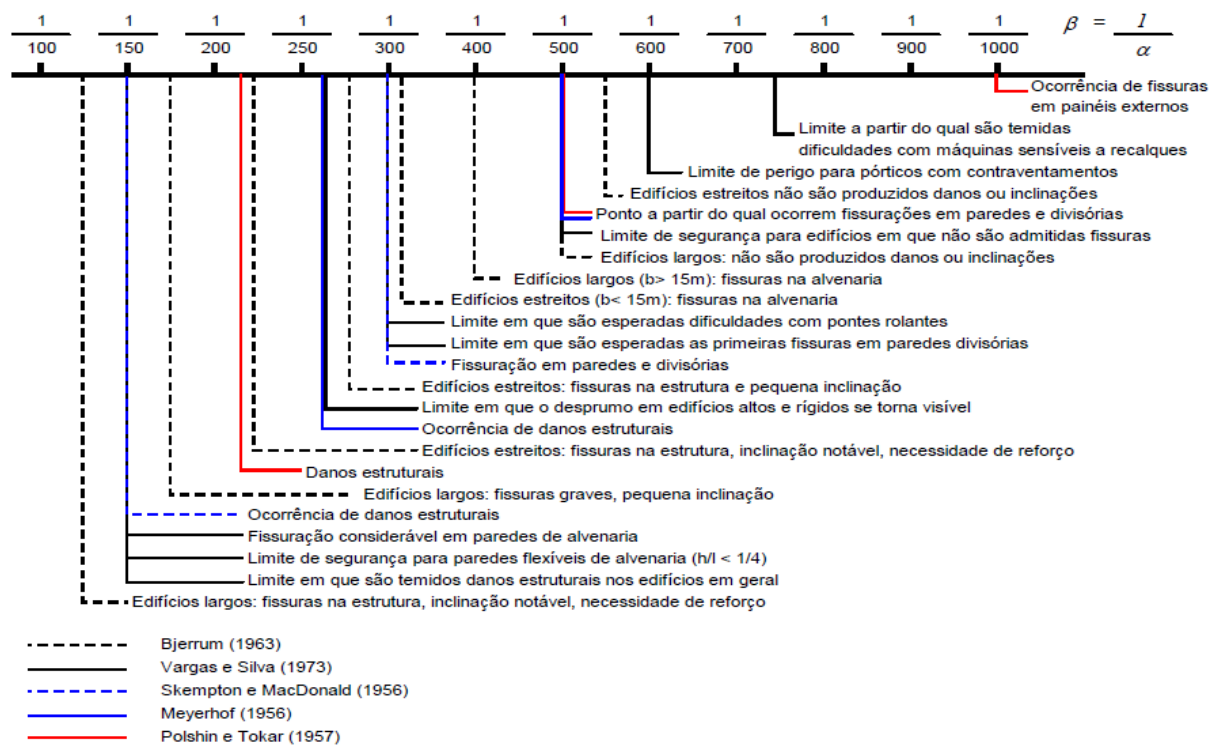


Figura 8 - Valores limites de distorção angular e danos associados, Barros (2005).

Neste projeto o cálculo de recalques foi realizado utilizando-se o Método de Randolph devido a sua grande aceitabilidade no meio geotécnico e facilidade de processamento computacional.

2.4.1.1 - MÉTODO DE RANDOLPH

O método de Randolph é um método baseado na teoria da elasticidade. Randolph (1977) e Randolph e Wroth (1978) estudaram o recalque de uma estaca isolada carregada verticalmente. Nesse método, o maciço de solo é hipoteticamente separado em duas camadas por uma linha imaginária, que passa pela base da estaca (Figura 8). A camada superior à linha se deforma exclusivamente pelo atrito lateral entre a estaca e o solo; a camada inferior à linha se deforma exclusivamente pela carga transmitida da base da estaca ao solo. Juntando-se essas duas interações, tem-se uma solução aproximada para a estimativa de recalque de uma fundação profunda.

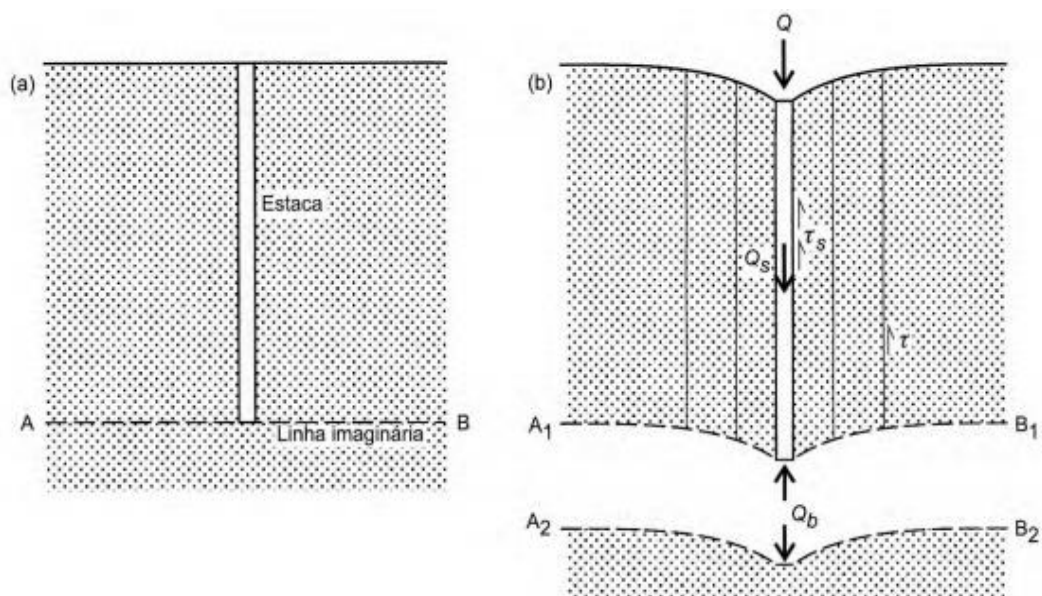


Figura 9 - Esquema do método proposto por Randolph e Wroth (1978).

$$\frac{Q}{w r_0 G_L} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu) \Omega} + \frac{2\pi}{\xi} \frac{L}{r_0} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} \rho}{1 + \frac{4n}{(1-\nu) \Omega} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{L}{r_0} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L}} \right] \quad (2.7)$$

Onde:

$$\mu = \frac{1}{r_0} \left(\frac{2}{\xi \lambda} \right)^{1/2} = \text{fator de compressibilidade da estaca}$$

$$\rho = G_{L/2} / G_L = \text{razão de variação do módulo de cisalhamento}$$

$$\lambda = E_p / G_L = \text{rigidez relativa estaca-solo}$$

$$\nu = \text{coeficiente de Poisson}$$

$$Q = \text{carga axial na estaca}$$

$$w = \text{recalque da estaca}$$

$$r_0 = \text{raio efetivo da estaca}$$

$$n = \frac{r_b}{r_0} = \text{razão de base alargada}$$

$\Omega = \frac{G_L}{G_b}$ = razão entre módulo de cisalhamento do solo ao nível da base

$G_s = \frac{E}{2(1+\nu)}$ = módulo de cisalhamento do solo

E = módulo de Young

L = comprimento de escavação da estaca

$$\xi = \frac{r_m}{r_0}$$

$$r_m = 2,5L(1 - \nu)\rho$$

Após o cálculo dos valores de recalque por estaca, é calculado o efeito do grupo de estacas por meio do Método Empírico proposto por Fleming et al. (1985):

$$\rho_G = \rho_{isolada} \cdot n^w \quad (2.8)$$

Onde

ρ_G = recalque do grupo de estacas;

$\rho_{isolada}$ = recalque da estaca isolada;

n = número de estacas do grupo;

w = coeficiente que varia de 0,4 a 0,6, sendo empregado o valor de 0,5 por diversos autores, como Poulos (1993).

CAPÍTULO III – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Para que seja feita a escolha definitiva do tipo de estaca a ser empregado, faz-se um pré-dimensionamento das fundações definindo a capacidade de carga geotécnica e estrutural, a profundidade da fundação, o número de estacas por pilar e, assim, uma estimativa dos custos de cada tipo de fundação.

3.1 - CAPACIDADE DE CARGA ESTRUTURAL

Cada tipo de estaca teve sua capacidade de carga calculada de acordo com seu respectivo diâmetro. A capacidade de carga é calculada no ELU (Estado limite Último) tendo em vista a carga máxima para que não haja ruptura na estaca.

As ações permanentes consideradas foram as do Caso 1, disponível no Anexo II – Plantas de Carga e Locação dos Pilares. Para que seja executado o pré-dimensionamento, serão analisadas as cargas verticais (F_z) do Caso 1 (Anexo II) como a carga permanente, e as ações do vento foram verificadas de acordo com o item 6.3.1 da NBR 6122/2010 e apresentadas no Apêndice X:

“Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e cargas admissíveis em estacas podem ser majorados em até 30 %. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.”

Para o f_{ck} usado (Equação 2.6) no dimensionamento, foi empregado o valor máximo para cada tipo de estaca moldada in loco de acordo com a Tabela 8 apresentada anteriormente, correspondente à Tabela 4 da NBR 6122:2010. O mesmo foi feito com os valores de minoração da resistência do concreto (γ_c).

Não foi levada em consideração a resistência do aço na capacidade de carga estrutural. Toda a capacidade de carga no cálculo é referente ao concreto.

Na tabela a seguir são apresentadas as capacidades de carga estrutural de cada tipo de estaca.

Tabela 9 - Capacidade de carga estrutural de cada tipo de estaca com seus respectivos diâmetros

Tipo de estaca	Diâmetro (cm)	Capacidade de carga estrutural (tf)
Hélice	40	74
Contínua	50	115

	60	166
Raiz	25	32
	31	50
	41	87
Pré-moldada	23	35
	32	65
	41	100

3.2 - CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

O método empregado neste trabalho e detalhado no Apêndice III foi o de Aoki Veloso com a contribuição de Monteiro (Equação 2.3) para diferentes tipos de estaca. Com os resultados do ensaio de SPT, calculou-se a resistência de ponta bem como a resistência lateral por atrito das estacas analisadas, obedecendo sempre o limite especificado na norma NBR 6122:2014 que diz:

“No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20 % da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca.”

Assim:

$$P_{adm} \leq 1,25 \cdot P_{at-lat} \quad (3.1)$$

Onde:

P_{adm} = carga admissível da estaca;

P_{at-lat} = carga devida exclusivamente ao atrito lateral na ruptura.

Conforme o item 6.2.1.2.1 da norma NBR 6122:2010, o fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0.

Sendo assim,

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad (3.2)$$

3.3 - DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DA ESTACA

De acordo com Hachich:

“Para que a capacidade de ponta máxima seja mobilizada, a estaca deva penetrar cerca de cinco diâmetros na camada portante, que por sua vez deverá ter uma espessura mínima de outros cinco diâmetros sob a ponta da mesma.”

Na determinação da profundidade da estaca ainda deve se levar em consideração a capacidade de penetração de cada uma. A Tabela 8 (José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki) mostra os limites de parada de cada tipo de estaca de acordo com o N_{SPT} . É importante ressaltar que apesar do valor mostrado pela Tabela 9 como valor limite de N_{SPT} para estaca hélice contínua ser 45, há no mercado atual equipamentos capazes de perfurar solos com N_{SPT} superior a 50.

Tabela 20 - Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas

Tipo de estaca		N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\Phi < 30 \text{ cm}$	$15 < N_{spt} < 25$
	$\Phi \geq 30 \text{ cm}$	$25 < N_{spt} \leq 35$
Hélice contínua		$20 < N_{spt} \leq 45$
Raiz		$N_{spt} \geq 60$

Abaixo são mostradas as cargas admissíveis geotécnicas e estruturais para cada tipo de estaca em função da profundidade, baseando-se nos valores de N_{SPT} .

Tabela 11 - Determinação final da capacidade de carga de cada tipo de estaca

Tipo de estaca	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Capacidade de carga (tf)
Hélice Contínua	40	18	73
	50	19,5	115
	60	18	130
Raiz	25	16,3	32

	31	16,6	50
	41	17,1	87
Pré- moldada	23	16,2	37
	32	16,6	58
	41	17,1	71

CAPÍTULO IV – ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Como critério foi utilizada a viabilidade técnica e econômica. Além disso aspectos relativos ao tempo de execução, facilidade, experiência local e distúrbios e vibrações gerados pela execução da fundação foram levados em consideração para a escolha.

4.1 - CRITÉRIO TÉCNICO

Será levada em consideração a disponibilidade do serviço na região, além de incômodos gerados na vizinhança através dos ruídos e vibrações geradas no processo de execução das estacas.

4.2 - CRITÉRIO ECONÔMICO

Com o objetivo de se obter o menor custo, foram feitas combinações para cada tipo de estaca de acordo com diâmetros diferentes.

Como na periferia costuma-se ter cargas menores, utilizaram-se diâmetros menores; já na região central do prédio, onde as cargas são maiores, utilizaram-se diâmetros maiores.

Para a estaca do tipo Hélice Contínua, foram consideradas as combinações:

1. Estacas de 40 cm nas periferias e de 50 cm no centro;
2. Estacas de 40 cm nas periferias e de 60 cm no centro;
3. Estacas de 50 cm nas periferias e de 60 cm no centro.

Para a estaca raiz, foram consideradas as combinações:

1. Estacas de 25 cm nas periferias e de 31cm no centro;

2. Estacas de 25 cm nas periferias e de 41cm no centro;
3. Estacas de 31cm nas periferias e de 41cm no centro.

Por fim, para a estaca tipo TRI (pré-moldada), as combinações de diâmetro foram:

1. Estacas de 23 e 32 cm para periferias e centro, respectivamente;
2. Estacas de 23 e 41 cm para periferia e região central do edifício, respectivamente;
3. Estacas de 32cm para a periferia e de 41 cm para o centro.

O detalhamento do número de estacas por pilar para cada combinação proposta encontra-se no Apêndice IV.

Após o pré-dimensionamento, os dados da quantidade de estacas por diâmetro para os tipos de estacas selecionadas passaram por uma análise do custo da execução e de materiais necessários. O orçamento feito para as combinações, no Apêndice V, leva em consideração, além dos materiais da estaca e blocos de coroamento, movimentos de terra, aluguel de equipamentos, fôrmas de concretagem, reaterro e mão de obra, também a estimativa de preço dos blocos para cada tipo de combinação.

4.3 – ESCOLHA DA FUNDAÇÃO

Considerados os aspectos citados anteriormente, a estaca que apresentaria melhor desempenho técnico é a estaca hélice contínua, devido à grande facilidade de acesso a esse tipo de tecnologia na região, além da grande experiência local com esse tipo de fundação.

Em relação ao aspecto econômico, a combinação que apresentou menor custo, como apresentado na Tabela 19 do Apêndice V, foi também a da hélice contínua com diâmetros de 40 cm nas estacas da periferia e 50 cm nas estacas do centro da edificação. Sendo assim, o tipo de fundação escolhida é a hélice-contínua por ser mais vantajosa tanto no aspecto técnico como no aspecto econômico.

CAPÍTULO V – ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Após a análise de custo e escolha do tipo de fundação profunda, os dados do dimensionamento da fundação foram utilizados para uma nova avaliação do projeto estrutural.

Como apresentado no Apêndice VII, os recalques das fundações foram calculados pelo Método de Randolph, e ainda foi calculado o recalque pelo Efeito de Grupo para cada pilar do edifício.

Os dados retirados do cálculo do recalque, ou seja, os Coeficientes de Mola, foram utilizados para analisar as modificações na distribuição de esforços na estrutura. Por meio do software TQS foi possível processar a estrutura levando em consideração a ISE com a inserção dos coeficientes de mola calculados.

Após o processamento global da estrutura, como resultado obteve-se um novo conjunto de cargas calculadas levando em conta a rigidez da estrutura, e estas foram utilizadas para calcular novamente os parâmetros: recalque e coeficiente de mola. Este processo iterativo (Apêndice VIII) foi realizado com o critério de parada baseado no valor dos recalques que retornarão para o projeto de fundações.

Com os novos esforços da estrutura, o projeto de fundações foi otimizado, tendo em vista que a redistribuição de cargas alterou o número de estacas de alguns pilares

CAPÍTULO VI – CONCLUSÃO

Este projeto teve como objetivo o dimensionamento da fundação de um edifício alto considerando-se Interação Solo Estrutura, com elaboração do projeto executivo dos elementos de fundação, de acordo com as diretrizes da Norma Brasileira de Fundações (NBR 6122:2010).

Para que fosse possível alcançar um projeto com melhor custo-benefício, foram analisadas as fundações viáveis para o edifício em questão, concluindo-se que a estaca Hélice Contínua nos diâmetros de 40 e 50 cm era a melhor escolha. Com a análise integrada entre a estrutura e o maciço, puderam ser avaliados os efeitos da redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e o comportamento dos recalques devido à deslocabilidade dos apoios.

No dimensionamento final, detalhado no Apêndice IX, é possível observar alterações no número de estacas dos pilares P20, P30, P128 e P138. Cabe salientar que foi observado aumento do número de estacas nos pilares P20 e P138, e redução nos pilares P30 e P138. Nos pilares P35 e P121, e nos pilares P20, P30, P128 e P138 foi observada uma variação entre 1 e 7% da carga inicialmente calculada no projeto estrutural.

Em seguida foi realizada a locação das estacas, seguindo os critérios normatizados de estaqueamento, e verificados os esforços característicos devido à ação do vento. No apêndice VIII é possível observar que os máximos recalques calculados foram da ordem de 25mm, que representa um aumento de 9,8% em relação à estimativa anterior, sem a análise da ISE.

Foi realizada, por fim, a verificação do recalque diferencial em função das distorções angulares, que permaneceram dentro dos limites propostos pela bibliografia, não oferecendo riscos ao edifício.

BIBLIOGRAFIA

ABCP. *Manual de Estruturas de Concreto Armado*. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2003.

ABNT,. *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, designação da norma: NBR – 6484/2001.

ABNT,. *Projeto e Execução de Fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, designação da norma: NBR – 6122/2010.

ABNT,. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Buenos Aires, 1975. *Proceedings...* Buenos Aires: PCSMF, 1975.

ARAÚJO, Adrienne Carvalho de. Analysis of soil-structure interaction in buildings on cuttings. 2009. 81 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

ARCOS. MICROESTACA ARCOS: Engenharia de Solos. 2017. Disponível em: <<http://arcos.eng.br/microestaca-arcos/>>. Acesso em: jul. 2017.

DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

GUSMÃO, A. D. (1994). *Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações*. Solos e Rochas, São Paulo, v.17, n.1, p.47-55.

FLEMING, W. G. F., et al. 1985. *Pile Engineering*, Blackie and Son, Ltd., Glasgo, Scotland.

HACHICH, W. et al. *Fundações: teoria e prática*. ed. São Paulo: Pini, 1998.

IGLESIA, Socrate Muñoz. *Interação solo estrutura e sua aplicação na análise de estruturas*. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/interacao-solo-estrutura-e-sua-aplicacao-na-analise-de-estruturas/>>. Acesso em: Jul. 2017.

MARANGON, Márcio. *Capacidade de Carga de Fundações Profundas por meio do SPT*. Juíz de Fora: Universidade Federal de Juíz de Fora, 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF06-CapCargaProf-por-meio-SPT-2009.pdf>>. Acesso em: jul. 2017.

POULOS, H.G. (1993a). Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. p. 103-117.

SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

VELLOSO, D. Lopes, F. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT,. *Projeto e Execução de Fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, designação da norma: NBR – 6122/2010.

ABNT,. *Projeto de Estruturas de Concreto*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, designação da norma: NBR – 6118/2014.

ALONSO, U. *Dimensionamento de Fundações Profundas*. Tradução . 3. ed. São Paulo: Edgard Blucher LTDA., 2003.

BARROS, R. *Avaliação do Comportamento de Fundações em Estaca Hélice Através de Medidas de Recalques*. Dissertação de Mestrado— Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2005.

CINTRA, J.; AOKI, N. Fundações por Estacas Projeto Geotécnico. Tradução . 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

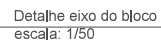
FLEMING, W. G. F., et al. 1985. Pile Engineering, Blackie and Son, Ltd., Glasgo, Scotland.

GUSMÃO FILHO, J. Desempenho de Obras Geotécnicas. ed. Editora Universitária UFPE, 2006.

HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. ed. São Paulo: Pini, 1998.

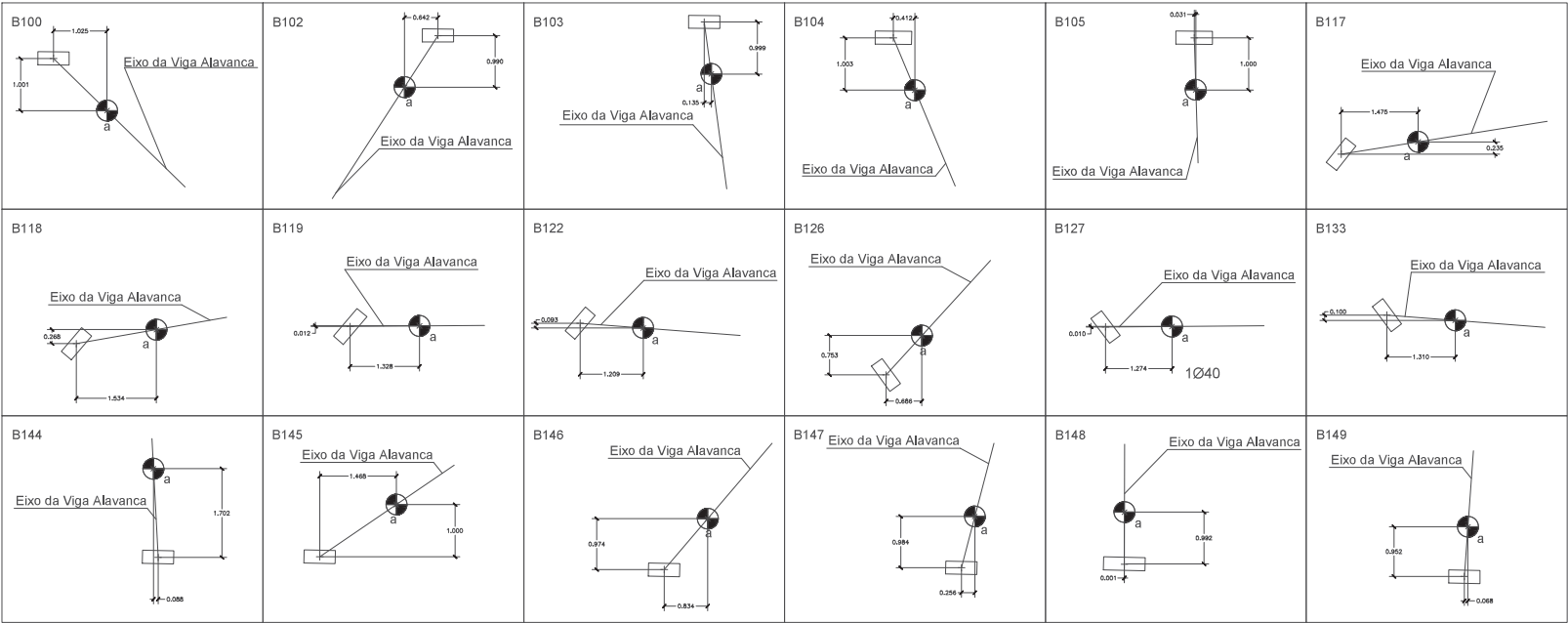
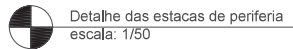
POULOS, H.G. (1993a). Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. p. 103-117.

VELLOSO, D. Lopes, F. Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.



- ### Legenda

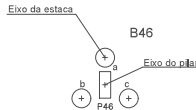




- 1 - Cotas em metro.
- 2 - A locação dos pilares é de responsabilidade da empresa contratante (verificar medidas no local).
- 3 - A obra deverá ter o acompanhamento periódico de um engenheiro geotécnico especializado.
- 4 - As estacas serão do tipo Hélice Contínua, com diâmetro nominal igual a 40 cm e 50 cm e profundidade igual a 18 m (para as estacas de 40 cm) e 19,5 m (para as estacas de 50 cm) a partir do nível do terreno. Esta profundidade deverá ser confirmada durante a execução das primeiras estacas.
- 5 - A locação das estacas deverá ser feita sempre tomando como referência a locação dos pilares do projeto estrutural da obra. Após a execução das estacas, deve-se fazer a relocação das mesmas para verificar a ocorrência de possíveis excentricidades. As excentricidades observadas devem ser informadas ao projetista de fundações para as verificações pertinentes. Estes serviços são de responsabilidade do cliente.
- 6 - As perfurações das estacas tipo Hélice Contínua deverão ser preenchidas com concreto conforme detalhe típico das fases de execução constante neste desenho.
- 7 - Para execução das estacas tipo Hélice Contínua utilizar concreto com as seguintes características:
 - . fck > 20 MPa;
 - . Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m3;
 - . Slump Teste = 22 ± 2;
 - . Teor de argamassa > 55%;
 - . Utilizar apenas brita 0;
 - . Fazer controle tecnológico do concreto;
 - . Caso ocorra dificuldades para descer a ferragem, aumentar o consumo de cimento.
- 8 - Aço empregado na armação das estacas: CA-50A.
- 9 - Na fase final da execução de cada estaca, deve-se observar o posicionamento da ferragem, sempre posicionando-a na cota de arrasamento correta em cada bloco.
- 10 - Após o endurecimento do concreto das estacas, deve-se proceder a quebra do concreto até a cota de arrasamento do bloco em até 15 dias.
- 11 - Recomenda-se a execução de ensaios de integridade em todas as estacas.
- 12 - Recomenda-se execução de testes de carga para a verificação da capacidade de carga, caso ocorram anomalias graves nas estacas. O tipo, a quantidade e as estacas selecionadas serão informadas pelo Engenheiro especialista em fundações.
- 13 - Todos os laudos de execução das estacas devem ser enviados ao Engenheiro especialista de funções da obra periodicamente.
- 14 - Este projeto de fundações utilizou como base os seguintes documentos: Boletins de sondagem à percussão (SPT); NBR 6122:1996-ABNT, Projeto e Execução de Fundações, a qual deve ser seguida nos casos omissos.

Legenda

- Estaca Hélice Contínua Ø 50 cm - H = 19,5 m
- Estaca Hélice Contínua Ø 40 cm - H = 19,5 m





Procedimentos para preparação da cabeça da estaca hélice e concretagem dos blocos

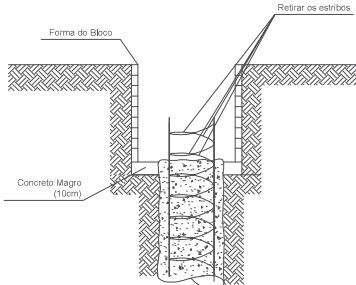
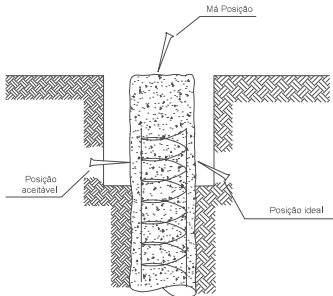
- 1 - Escavação do terreno no entorno da estaca até 10cm abaixo da cota de arrazamento do bloco
- 2 - Quebrar a cabeça da estaca hélice usando ferramenta de corte na direção aceitável ou ideal (ver detalhe abaixo)

- 3 - Retirar os estribos até a cota de arrazamento do bloco (ver detalhe abaixo)

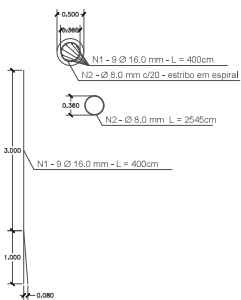
- 4 - Nivelar o fundo da escavação até a cota de arrazamento do bloco com concreto magro

- 5 - Colocar a forma, a ferragem e concretar o bloco

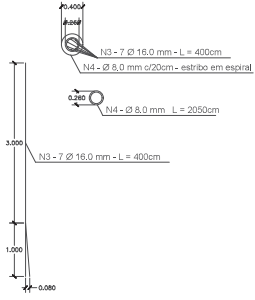
- 6 - Executar reaterro controlado no entorno do bloco



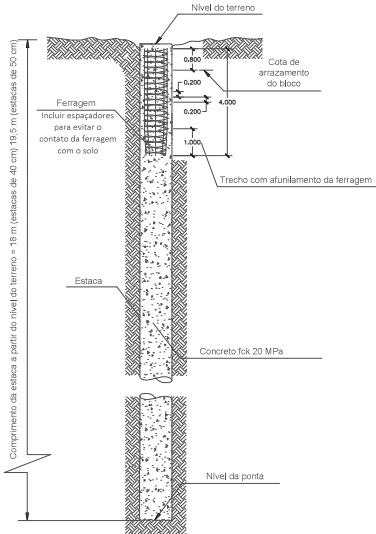
Armação da estaca hélice ϕ 50cm (X 253)
escala: 1/50



Armação da estaca hélice ϕ 40cm (X 20)
escala: 1/50



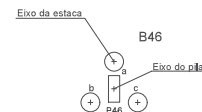
Posicionamento da ferragem (x273)
escala: 1/100

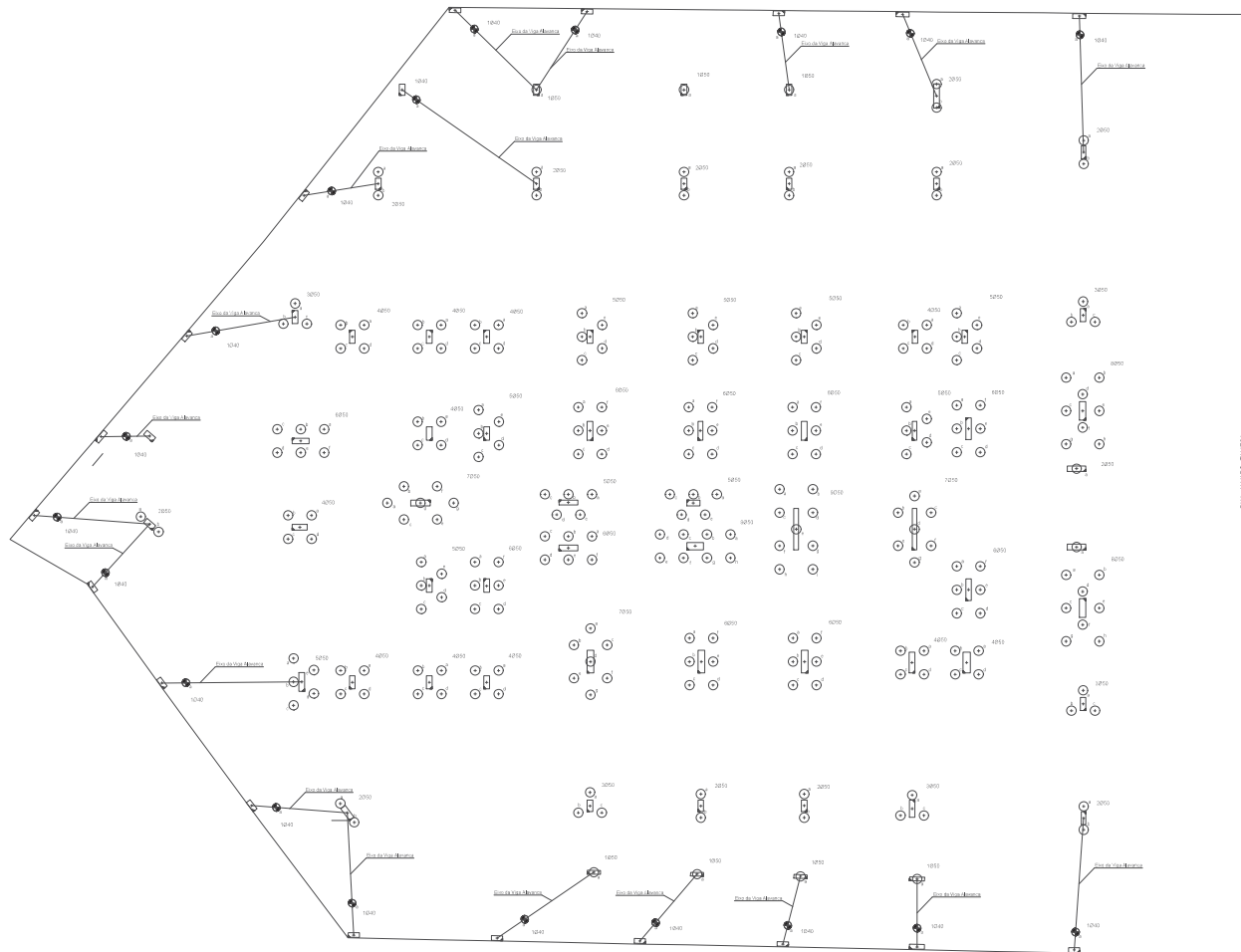


- 1 - Cotas em metro.
- 2 - A locação dos pilares é de responsabilidade da empresa contratante (verificar medidas no local).
- 3 - A obra deverá ter o acompanhamento periódico de um engenheiro geotécnico especializado.
- 4 - As estacas serão do tipo Hélice Contínua, com diâmetro nominal igual a 40 cm e 50 cm e profundidade igual a 18 m (para as estacas de 40 cm) e 19,5 m (para as estacas de 50 cm) a partir do nível do terreno. Esta profundidade deverá ser confirmada durante a execução das primeiras estacas.
- 5 - A locação das estacas deverá ser feita sempre tomando como referência a locação dos pilares do projeto estrutural da obra. Após a execução das estacas, deve-se fazer a relocação das mesmas para verificar a ocorrência de possíveis excentricidades. As excentricidades observadas devem ser informadas ao projetista de fundações para as verificações pertinentes. Estes serviços são de responsabilidade do cliente.
- 6 - As perfurações das estacas tipo Hélice Contínua deverão ser preenchidas com concreto conforme detalhe típico das fases de execução constante neste desenho.
- 7 - Para execução das estacas tipo Hélice Contínua utilizar concreto com as seguintes características:
- . fck > 20 MPa;
 - . Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³;
 - . Slump Teste = 22 ± 2;
 - . Teor de argamassa > 55%;
 - . Utilizar apenas brita 0;
 - . Fazer controle tecnológico do concreto;
 - . Caso ocorra dificuldades para descer a ferragem, aumentar o consumo de cimento.
- 8 - Aço empregado na armação das estacas: CA-50A.
- 9 - Na fase final da execução de cada estaca, deve-se observar o posicionamento da ferragem, sempre posicionando-a na cota de arrasamento correta em cada bloco.
- 10 - Após o endurecimento do concreto das estacas, deve-se proceder a quebra do concreto até a cota de arrasamento do bloco em até 15 dias.
- 11 - Recomenda-se a execução de ensaios de integridade em todas as estacas.
- 12 - Recomenda-se execução de testes de carga para a verificação da capacidade de carga, caso ocorram anomalias graves nas estacas. O tipo, a quantidade e as estacas selecionadas serão informadas pelo Engenheiro especialista em fundações.
- 13 - Todos os laudos de execução das estacas devem ser enviados ao Engenheiro especialista de funções da obra periodicamente.
- 14 - Este projeto de fundações utilizou como base os seguintes documentos: Boletins de sondagem à percussão (SPT); NBR 6122:1996-ABNT, Projeto e Execução de Fundações, a qual deve ser seguida nos casos omissos.

Legenda

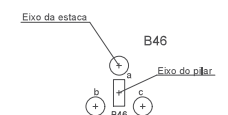
- Estaca Hélice Contínua Ø 50 cm • H = 19,5 m
- Estaca Hélice Contínua Ø 40 cm • H = 19,5 m

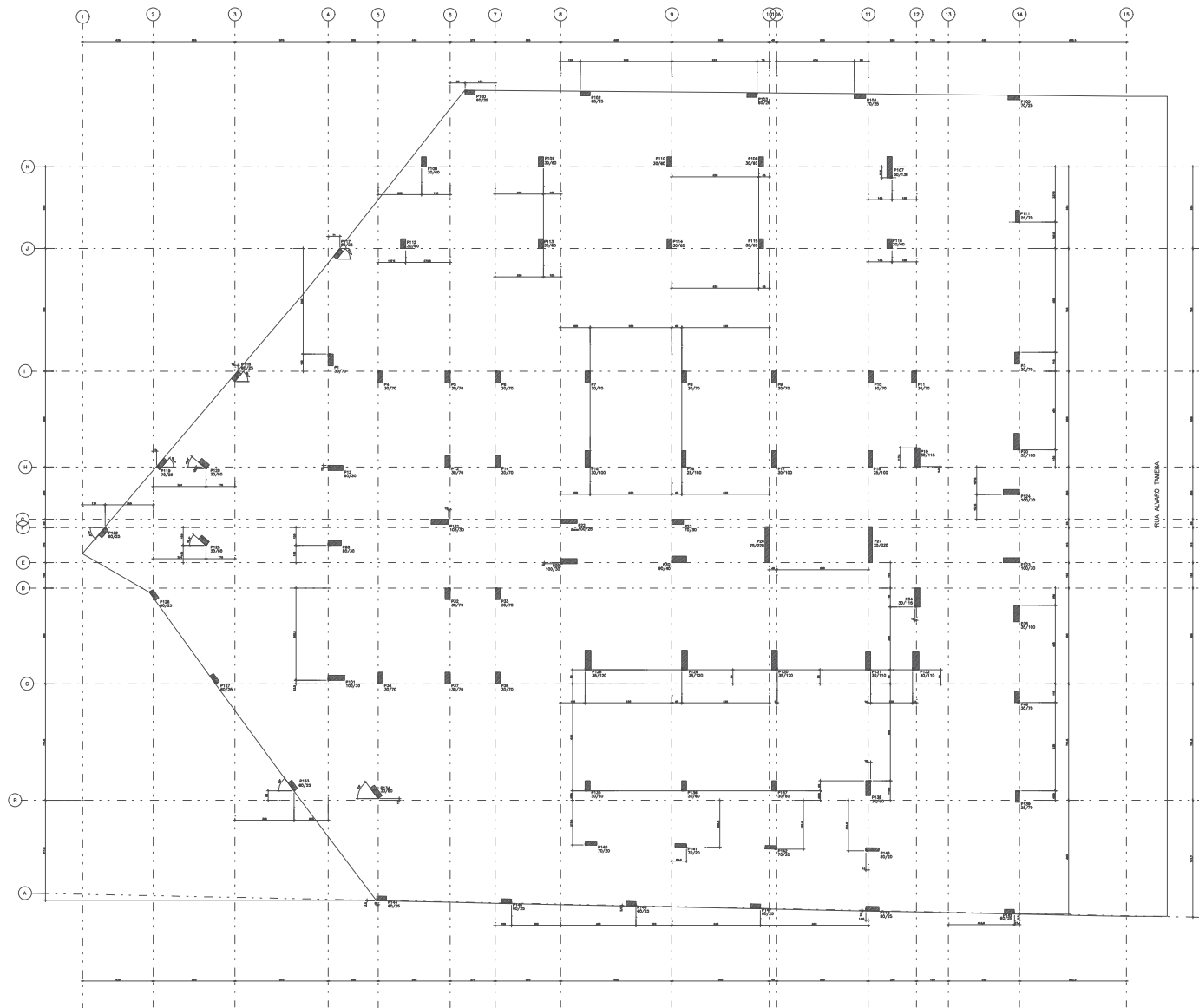




- 1 - Cotas em metro.
- 2 - A locação dos pilares é de responsabilidade da empresa contratada (verificar medidas no local).
- 3 - A obra deverá ter o acompanhamento periódico de um engenheiro geotécnico especializado.
- 4 - As estacas serão do tipo Hélice Contínua, com diâmetro nominal igual a 40 cm e 50 cm e profundidade igual a 19 m (para as estacas de 40 cm) e 19,5 m (para as estacas de 50 cm) a partir do nível do terreno. Esta profundidade deverá ser confirmada durante a execução das primeiras estacas.
- 5 - A locação das estacas deverá ser feita sempre tomando como referência a locação dos pilares do projeto estrutural da obra. Após a execução das estacas, deverá-se fazer a relocação das mesmas para verificar a ocorrência de possíveis excentricidades. As excentricidades observadas devem ser informadas ao projetista de fundações para as verificações pertinentes. Estes serviços são de responsabilidade do cliente.
- 6 - As perfurações das estacas tipo Hélice Contínua deverão ser preenchidas com concreto conforme detalhe típico das fases de execução constante neste desenh.
- 7 - Para execução das estacas tipo Hélice Contínua utilizar concreto com as seguintes características:
 - fck > 20 MPa;
 - Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m³;
 - Slump Teste = 22 ± 2;
 - Teor de argamassa > 55%;
 - Utilizar apenas materiais de boa qualidade;
 - Fazer controle tecnológico do concreto;
 - Caso ocorra dificuldades para descer a ferragem, aumentar o consumo de cimento.
- 8 - Após empregado na armação das estacas: CA-50A.
- 9 - Na fase final da execução de cada estaca, deverá-se observar o posicionamento da ferragem, sempre posicionando-a na cota de elevação correta em campo.
- 10 - Após o endurecimento do concreto das estacas, deverá-se proceder a quebra do concreto até a cota de arrasamento do bloco em até 15 dias.
- 11 - Recomenda-se a execução de ensaios de integridade em todos as estacas.
- 12 - Recomenda-se execução de testes de carga para a determinação da capacidade de carga, caso ocorram anomalias graves nas estacas. O tipo, a quantidade e as estacas selecionadas serão informadas pelo Engenheiro especialista em fundações.
- 13 - Todos os laudos de execução das estacas devem ser enviados ao Engenheiro especialista de funções da obra periodicamente.
- 14 - Este projeto de fundações utilizou como base os seguintes documentos normativos: NBR 6122 - Norma de prática (SPR) NBR 6122:1996-ABNT. Projeto e Execução de Fundações, a qual deve ser seguida nos casos omissos.

Estaca Hélice Continua Ø 50 cm - H = 19,5 m



[illegible]