

NORMA
BRASILEIRA

ABNT NBR
6122

Segunda edição
20.09.2010

Válida a partir de
20.10.2010

Projeto e execução de fundações

Design and construction of foundations

ICS 91.040; 93.010

ISBN 978-85-07-02271-8



ASSOCIAÇÃO
BRASILEIRA
DE NORMAS
TÉCNICAS

Número de referência
ABNT NBR 6122:2010
91 páginas

© ABNT 2010

© ABNT 2010

Todos os direitos reservados. A menos que especificado de outro modo, nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida ou utilizada por qualquer meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia e microfilme, sem permissão por escrito da ABNT.

ABNT

Av. Treze de Maio, 13 - 28º andar

20031-901 - Rio de Janeiro - RJ

Tel.: + 55 21 3974-2300

Fax: + 55 21 3974-2346

abnt@abnt.org.br

www.abnt.org.br

Sumário

Página

Prefácio	iv
Introdução	v
1 Escopo	1
2 Referências normativas	1
3 Termos e definições	2
4 Investigações geológicas e geotécnicas	8
4.1 Reconhecimento inicial	8
4.2 Investigação geológica	9
4.3 Investigação geotécnica preliminar	9
4.4 Investigação geotécnica complementar	9
4.5 Investigações complementares	9
4.5.1 Sondagens mistas e rotativas	9
4.5.2 Sondagem a percussão com medida de torque	10
4.5.3 Ensaio de cone	10
4.5.4 Ensaio de palheta (<i>vane test</i>)	10
4.5.5 Ensaio de placa	10
4.5.6 Ensaio pressiométrico	10
4.5.7 Ensaio dilatométrico	10
4.5.8 Ensaos sísmicos	10
4.5.9 Ensaos de permeabilidade	11
4.5.10 Ensaio de perda d'água em rocha	11
4.6 Ensaos de laboratório	11
4.6.1 Ensaos de caracterização	11
4.6.2 Ensaio de cisalhamento direto	11
4.6.3 Ensaio triaxial	11
4.6.4 Ensaio de adensamento	11
4.6.5 Ensaos para caracterização de expansibilidade	12
4.6.6 Ensaio de colapsibilidade	12
4.6.7 Ensaio de permeabilidade	12
4.6.8 Ensaos químicos	12
5 Ações nas fundações	12
5.1 Ações provenientes da superestrutura	12
5.2 Ações decorrentes do terreno	13
5.3 Ações decorrentes da água superficial e subterrânea	13
5.4 Ações excepcionais	13
5.5 Análise de interação fundação-estrutura	13
5.6 Peso próprio das fundações	13
5.7 Alívio de cargas devido a vigas alavanca	14
5.8 Atrito negativo	14
5.8.1 Em termos de fator de segurança global	14
5.8.2 Em termos de valores de projeto (fatores de segurança parciais)	14

6	Segurança nas fundações.....	15
6.1	Generalidades.....	15
6.1.1	Região representativa do terreno	15
6.2	Estados-limites.....	15
6.2.1	Verificação dos estados-limites últimos (ELU)	15
6.2.2	Verificação dos estados-limites de serviço (ELS).....	18
6.3	Efeito do vento	19
6.3.1	Cálculos em termos de valores característicos	19
6.3.2	Cálculos em termos de valores de projeto	19
7	Fundação superficial (rasa ou direta)	20
7.1	Generalidades.....	20
7.2	Tensão admissível ou tensão resistente de projeto	20
7.3	Determinação da tensão admissível ou tensão resistente de projeto a partir do estado-limite último.....	20
7.3.1	Prova de carga sobre placa	20
7.3.2	Métodos teóricos.....	21
7.3.3	Métodos semi-empíricos	21
7.4	Determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de projeto a partir do estado-limite de serviço.....	21
7.5	Casos particulares	21
7.5.1	Fundação sobre rocha.....	21
7.5.2	Solos expansivos	21
7.5.3	Solos colapsíveis	21
7.6	Dimensionamento geométrico.....	22
7.6.1	Cargas centradas	22
7.6.2	Cargas excêntricas.....	22
7.6.3	Cargas horizontais	22
7.7	Critérios adicionais	22
7.7.1	Dimensão mínima.....	22
7.7.2	Profundidade mínima.....	22
7.7.3	Lastro	22
7.7.4	Fundações em cotas diferentes.....	23
7.8	Dimensionamento estrutural.....	23
7.8.1	Sapata.....	23
7.8.2	Bloco (fundação superficial)	23
8	Fundações profundas	24
8.1	Generalidades.....	24
8.2	Carga admissível ou carga resistente de projeto.....	24
8.2.1	Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de estacas.....	25
8.2.2	Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de tubulões	27
8.3	Efeito de grupo	28
8.4	Outras solicitações	29
8.4.1	Tração.....	29

8.4.2	Esforços transversais	29
8.4.3	Atrito negativo	29
8.4.4	Efeito de carregamento assimétrico sobre solo mole	29
8.4.5	Efeito de camada espessa de argila mole-estacas pré-moldadas	29
8.5	Orientações gerais	29
8.5.1	Deslocamento de estacas	29
8.5.2	Densificação do solo	30
8.5.3	Pré-furo	30
8.5.4	Escavação para os blocos de estacas	30
8.5.5	Preparo da cabeça de estacas	30
8.5.6	Limites aceitáveis de excentricidade de execução	31
8.5.7	Desaprumo de estacas	31
8.6	Dimensionamento estrutural	31
8.6.1	Efeitos de segunda ordem	31
8.6.2	Cobrimento da armadura, meio agressivo e espessura de sacrifício	31
8.6.3	Estacas de concreto moldadas <i>in loco</i>	32
8.6.4	Tubulões encamisados	33
8.6.5	Estacas pré-moldadas de concreto	34
8.6.6	Estaca de reação (mega ou prensada)	34
8.6.7	Estacas metálicas	34
8.6.8	Estacas de madeira	35
9	Desempenho das fundações	35
9.1	Requisitos	35
9.2	Desempenho dos elementos de fundação	35
9.2.1	Fundações em sapatas ou tubulões	35
9.2.2	Fundação em estacas	36
Anexo A (normativo) Fundação superficial (rasa ou direta) – Procedimentos executivos		38
A.1	Introdução	38
A.2	Escavação das cavas	38
A.3	Preparação para a concretagem	38
A.4	Concretagem da sapata	38
A.5	Reaterro	38
Anexo B (normativo) Estacas de madeira – Procedimentos executivos		39
B.1	Introdução	39
B.2	Características gerais	39
B.3	Equipamento e cravação	39
B.4	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	40
B.5	Controle para verificação e avaliação dos serviços	40
B.6	Registro da execução	40
Anexo C (normativo) Estacas metálicas ou de aço – Procedimentos executivos		41
C.1	Introdução	41
C.2	Características gerais	41
C.3	Equipamento	41

C.4	Cravação	42
C.5	Crêterios para aceitação dos perfis	42
C.6	Emendas e soldas	42
C.7	Comprimento mínimo para aproveitamento	42
C.8	Controle para verificação e avaliação dos serviços	42
C.9	Preparo de cabeças e ligação com o bloco de coroamento	43
C.10	Registro da execução	43
Anexo D (normativo) Estacas pré-moldadas de concreto – Procedimentos executivos		45
D.1	Introdução	45
D.2	Características gerais	45
D.3	Equipamento	45
D.4	Cravação	46
D.5	Crêterios de aceitação das estacas.....	46
D.6	Emendas	46
D.7	Comprimento mínimo para aproveitamento	47
D.8	Nega, repique e diagrama de cravação	47
D.9	Preparo de cabeça e ligação com o bloco de coroamento	47
D.10	Registros da execução	48
Anexo E (normativo) Estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante – Procedimentos executivos		49
E.1	Introdução.....	49
E.2	Características gerais	49
E.3	Perfuração.....	49
E.4	Concretagem	49
E.5	Colocação da armadura.....	49
E.6	Seqüência executiva	50
E.7	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	50
E.8	Concreto.....	50
E.9	Registros da qualidade dos serviços.....	50
Anexo F (normativo) Estacas hélice contínua monitorada – Procedimentos executivos.....		52
F.1	Introdução.....	52
F.2	Características gerais	52
F.3	Equipamento	52
F.4	Perfuração.....	52
F.5	Concretagem	53
F.6	Colocação da armadura.....	53
F.7	Seqüência executiva	53
F.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	53
F.9	Concreto.....	53
F.10	Controle do processo executivo	54
F.11	Registros da qualidade dos serviços	54
Anexo G (normativo) Estacas moldadas <i>in loco</i> Strauss – Procedimentos executivos		56
G.1	Introdução	56

G.2	Características gerais	56
G.3	Perfuração	56
G.4	Concretagem	57
G.5	Colocação da armadura	57
G.6	Seqüência executiva	57
G.7	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento3.....	57
G.8	Concreto	58
G.9	Registros da qualidade dos serviços	58
Anexo H (normativo) Estacas Franki – Procedimentos executivos		59
H.1	Introdução	59
H.2	Características gerais	59
H.3	Cravação do tubo	59
H.4	Execução da base alargada	60
H.5	Colocação da armadura	60
H.6	Concretagem do fuste	60
H.7	Seqüência executiva	61
H.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	61
H.9	Concreto	61
H.10	Registros da qualidade dos serviços	62
Anexo I (normativo) Estacas escavadas com uso de fluido estabilizante – Procedimentos executivos		63
I.1	Introdução	63
I.2	Características gerais	63
I.3	Escavação	63
I.4	Colocação da armadura	64
I.5	Concretagem	64
I.6	Seqüência executiva	64
I.7	Controle do processo executivo	64
I.7.1	Controles executivos	64
I.7.2	Características da lama bentonítica	64
I.7.3	Características do polímero	65
I.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	65
I.9	Concreto	65
I.10	Registros da qualidade dos serviços	66
Anexo J (normativo) Tubulões a céu aberto – Procedimentos executivos		67
J.1	Introdução	67
J.2	Características gerais	67
J.3	Escavação do fuste	67
J.4	Alargamento da base	67
J.5	Colocação da armadura	68
J.6	Concretagem	68
J.7	Seqüência executiva	68
J.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	68

J.9	Concreto.....	68
J.10	Registros da qualidade dos serviços.....	69
Anexo K (normativo) Tubulões a ar comprimido – Procedimentos executivos		70
K.1	Introdução.....	70
K.2	Características gerais.....	70
K.3	Trabalho sob ar comprimido	70
K.4	Escavação.....	70
K.5	Alargamento da base.....	71
K.6	Colocação da armadura.....	71
K.7	Concretagem	71
K.8	Seqüência executiva	72
K.9	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	72
K.10	Concreto.....	72
K.11	Registros da qualidade dos serviços.....	72
Anexo L (normativo) Estacas raiz – Procedimentos executivos		74
L.1	Introdução.....	74
L.2	Características gerais.....	74
L.3	Perfuração.....	74
L.3.1	Em solo	74
L.3.2	Em solos com matacões ou embutimento em rocha.....	75
L.4	Colocação da armadura.....	75
L.5	Injeção de preenchimento	75
L.6	Retirada do revestimento	75
L.7	Seqüência executiva	75
L.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	75
L.9	Argamassa	76
L.10	Registros da qualidade dos serviços.....	76
Anexo M (normativo) Estaca hélice de deslocamento monitorada		
– Procedimentos executivos		77
M.1	Introdução.....	77
M.2	Características gerais.....	77
M.3	Equipamento.....	77
M.4	Perfuração.....	77
M.5	Concretagem	77
M.6	Colocação da armadura.....	78
M.7	Seqüência executiva	78
M.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	78
M.9	Concreto.....	78
M.10	Controles do processo executivo	79
M.11	Registros da qualidade dos serviços.....	79
Anexo N (normativo) Estacas cravadas a reação (estacas prensadas ou mega) –		
Procedimentos executivos		81
N.1	Introdução.....	81

N.2	Características gerais	81
N.3	Cravação	81
N.4	Carga de cravação.....	81
N.5	Registros da qualidade dos serviços	81
Anexo O (normativo) Estacas trado vazado segmentado – Procedimentos executivos		83
O.1	Introdução.....	83
O.2	Características gerais.....	83
O.3	Perfuração.....	83
O.4	Colocação da armadura.....	83
O.5	Injeção de preenchimento	83
O.6	Retirada do trado.....	83
O.7	Seqüência executiva das estacas.....	83
O.8	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	84
O.9	Argamassa	84
O.10	Registros da qualidade dos serviços	84
Anexo P (normativo) Estacas escavadas com injeção ou microestacas – Procedimentos executivos		86
P.1	Introdução.....	86
P.2	Características gerais	86
P.3	Perfuração.....	86
P.3.1	Em solo	86
P.3.2	Em solos com matacões ou embutimento em rocha.....	86
P.4	Colocação da armadura.....	87
P.5	Injeção	87
P.6	Seqüência executiva	87
P.7	Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento	87
P.8	Calda ou argamassa	87
P.9	Registros da qualidade dos serviços	88
Anexo Q (informativo) Simbologia.....		89
Q.1	Letras gregas.....	89
Q.2	Letras minúsculas.....	89
Q.3	Letras maiúsculas	90

Figuras

Figura 1 – Movimentos da fundação	6
Figura 2 – Fundações próximas, mas em cotas diferentes	23
Figura 3 – Ângulo β nos blocos	24
Figura 4 – Carga de ruptura convencional.....	26
Figura 5 – Base de tubulões.....	28
Figura 6 – Grupo de elementos de fundação profunda	29

Tabelas

Tabela 1 – Fundações superficiais – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão	16
Tabela 2 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 para determinação de valores característicos das resistências calculadas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo	17
Tabela 3 – Valores dos fatores ξ_3 e ξ_4 para determinação de valores característicos das resistências obtidas por provas de carga estáticas	18
Tabela 4 – Estacas moldadas <i>in loco</i>: parâmetros para dimensionamento	32
Tabela 5 – Espessura de compensação de corrosão.....	34
Tabela 6 – Quantidade de provas de carga	36
Tabela F.1 – Características mínimas da mesa rotativa e do guincho.....	52
Tabela H.1 – Peso e diâmetro dos pilões	59
Tabela I.1 – Lama bentonítica.....	65
Tabela I.2 – Parâmetros para o fluido	65
Tabela L.1 – Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos	74

Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB), dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS) e das Comissões de Estudo Especiais (ABNT/CEE), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras das Diretivas ABNT, Parte 2.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) chama atenção para a possibilidade de que alguns dos elementos deste documento podem ser objeto de direito de patente. A ABNT não deve ser considerada responsável pela identificação de quaisquer direitos de patentes.

A ABNT NBR 6122 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Obras Geotécnicas e de Fundações (CE-02:152.08). O Projeto circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº 03, de 09.03.2010 a 07.05.2010, com o número de Projeto ABNT NBR 6122.

Esta segunda edição cancela e substitui a edição anterior (ABNT NBR 6122:1996), a qual foi tecnicamente revisada.

O Escopo desta Norma Brasileira em inglês é o seguinte:

Scope

This Standard specifies the requirements to be followed in the design and construction of foundations of all civil engineering structures.

NOTE 1 *It is acknowledged that foundation engineering is not an exact science and that risks are inherent to any activity that encompasses nature's phenomena or materials. The criteria and procedures contained in this standard are intended to set out a balance of technical, economical and of safety requirements usually accepted by society on the date of publication.*

NOTE 2 *This technical documentation does not include foundation types that have restrict use (pile rafts, compaction piles, soil improvement etc.) and those which are out of use nowadays (air compressed box caissons etc.). These foundation types may be used with all necessary adaptations from the foundation types presented herein.*

Introdução

Esta Norma trata dos critérios gerais que regem o projeto e a execução de fundações de todas as estruturas convencionais da engenharia civil, compreendendo: residências, edifícios de uso geral, pontes, viadutos etc. Obras especiais, como plataformas *offshore*, linhas de transmissão etc., são também regidas por esta Norma no que for aplicável, todavia obedecendo às Normas específicas para cada caso particular.

Esta Norma apresenta uma grande diferença em relação à Norma anterior, já que foi separada a parte de projeto da parte de execução das fundações. Tudo que se refere a projeto está concentrado nas seções de fundação direta e de fundação profunda. Já a parte de execução está apresentada na forma de Anexos separados para cada tipo de fundação.

Projeto e execução de fundações

1 Escopo

Esta Norma estabelece os requisitos a serem observados no projeto e execução de fundações de todas as estruturas da engenharia civil.

NOTA 1 Reconhecendo que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes nesta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação.

NOTA 2 Esta Norma não contempla aqueles tipos de fundação que têm aplicação restrita (sapatas estacadas, radier estacados, estacas de compactação, melhoramento do solo etc.) e aqueles que estão em desuso (caixões pneumáticos etc.). Tais fundações podem ser utilizadas com as adaptações que sejam necessárias a partir dos tipos aqui apresentados.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação deste documento. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

Portaria 3214, do Ministério do Trabalho e Emprego – Norma Regulamentadora N° 18, Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção

ABNT NBR 5738, *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*

ABNT NBR 5739, *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*

ABNT NBR 6118, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*

ABNT NBR 6457, *Amostra de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*

ABNT NBR 6459, *Solo – Determinação do limite de liquidez*

ABNT NBR 6484, *Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*

ABNT NBR 6489, *Prova de carga direta sobre terreno de fundação – Procedimento*

ABNT NBR 6502, *Rochas e solos – Terminologia*

ABNT NBR 6508, *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*

ABNT NBR 7180, *Solo – Determinação do limite de plasticidade*

ABNT NBR 7181, *Solo – Análise granulométrica*

ABNT NBR 7190, *Projeto de estruturas de madeira*

ABNT NBR 7212, *Execução de concreto dosado em central*

ABNT NBR 8036, *Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento*

ABNT NBR 8681, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*

ABNT NBR 8800, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*

ABNT NBR 9062, *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento*

ABNT NBR 9603, *Sondagem a trado*

ABNT NBR 9604, *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*

ABNT NBR 9820, *Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem*

ABNT NBR 10905, *Solo – Ensaio de palheta in situ – Método de ensaio*

ABNT NBR 10908, *Aditivos para argamassa e concreto – Ensaio de caracterização*

ABNT NBR 11768, *Aditivos para concreto de cimento Portland – Especificação*

ABNT NBR 12007, *Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio*

ABNT NBR 12069, *Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio*

ABNT NBR 12131, *Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio*

ABNT NBR 12317, *Verificação de desempenho de aditivos para concreto – Procedimento*

ABNT NBR 13208, *Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico*

ABNT NBR NM 67, *Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*

3 Termos e definições

Para os efeitos deste documento, aplicam-se os seguintes termos e definições.

3.1

fundação superficial (rasa ou direta)

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

3.2

sapata

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

3.3**bloco**

elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura

3.4**radier**

elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos

3.5**sapata associada**

sapata comum a mais de um pilar

3.6**sapata corrida**

sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento

3.7**fundação profunda**

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

3.8**estaca**

elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores

3.9**tubulão**

elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta

3.10**estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto**

estaca constituída de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório. Para fins exclusivamente geotécnicos não há distinção entre estacas pré-moldadas e pré-fabricadas, e para os efeitos desta Norma elas serão denominadas pré-moldadas

3.11**estaca de concreto moldadas *in loco***

estaca executada preenchendo-se, com concreto ou argamassa, perfurações previamente executadas no terreno

3.12

estaca de reação (mega ou prensada)

estaca introduzida no terreno por meio de macaco hidráulico reagindo contra uma estrutura já existente ou criada especificamente para esta finalidade

3.13

estaca raiz

estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco* executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis

3.14

estaca escavada com injeção ou microestaca

estaca moldada *in loco*, armada, executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva e injetada com calda de cimento por meio de um tubo com válvulas (manchete)

3.15

estaca escavada mecanicamente

estaca executada por perfuração do solo através de trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante. Um caso particular da estaca escavada mecanicamente é a estaca broca executada, usualmente, por perfuração com trado manual

3.16

estaca Strauss

estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se o lançamento do concreto e retirada gradativa do revestimento com simultâneo apiloamento do concreto

3.17

estaca escavada com fluido estabilizante

estaca moldada *in loco*, sendo a estabilidade da parede da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água quando tiver revestimento metálico. Recebe a denominação de estaca escavada quando a perfuração é feita por uma caçamba acoplada a uma perfuratriz, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com utilização de *clam-shell*

3.18

estaca Franki

estaca moldada *in loco* executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Esta estaca possui base alargada e é integralmente armada

3.19

estaca mista

estaca constituída por dois segmentos de materiais diferentes (madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* etc.)

3.20

estaca metálica ou de aço

estaca cravada, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos

3.21**estaca hélice contínua monitorada**

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

3.22**estaca hélice de deslocamento monitorada**

estaca de concreto moldada *in loco* que consiste na introdução de um trado apropriado no terreno, por rotação, sem que haja retirada de material, o que ocasiona um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central em torno do qual estão colocadas as aletas do trado simultaneamente à sua retirada por rotação

3.23**estaca trado vazado segmentado**

estaca moldada *in loco* executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal constituído por segmentos de pequeno comprimento (aproximadamente 10 m) rosqueados e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada

3.24**cota de arrasamento**

nível em que deve ser deixado o topo da estaca ou tubulão, de modo a possibilitar que o elemento de fundação e a sua armadura penetrem no bloco de coroamento

3.25**nega**

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

3.26**repique**

parcela elástica do deslocamento máximo de uma estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo ou pilão

3.27**tensão admissível**

tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base de tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos

3.28**carga admissível de uma estaca ou tubulão**

força adotada em projeto que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolados 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

3.29**tensão resistente de projeto**

tensão de ruptura geotécnica dividida pelo coeficiente de minoração da resistência última. Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores de projeto

3.30

carga resistente de projeto

carga de ruptura geotécnica dividida pelo coeficiente de minoração da resistência última. Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores de projeto

3.31

carga de trabalho de estacas

carga efetivamente atuante na estaca em valores característicos

3.32

tensão de trabalho de sapatas ou bases de tubulões

tensão efetivamente atuante no solo em valores característicos

3.33

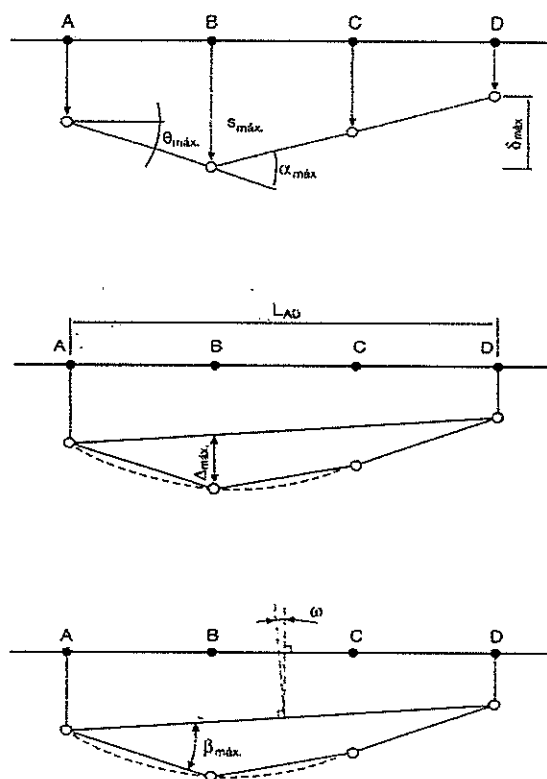
efeito de grupo de estacas ou tubulões

processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas

3.34

movimentos da fundação

conforme Figura 1



Legenda:

(s) recalque ou levantamento total de um ponto da estrutura

(δs) recalque diferencial entre dois pontos da estrutura

(θ) rotação relativa entre dois pontos da estrutura

(α) deformação angular de um trecho da estrutura

(Δ) deflexão relativa

(Δ/l) razão de deflexão

(ω) rotação ou desaprumo quando o edifício se comporta como corpo rígido

(β) distorção angular

Figura 1 – Movimentos da fundação

3.35**levantamento**

movimento vertical ascendente de uma fundação

3.36**viga alavanca ou de equilíbrio**

elemento estrutural que recebe as cargas de um ou dois pilares (ou pontos de carga) e é dimensionado de modo a transmiti-las centradas às fundações. Da utilização de viga de equilíbrio resultam cargas nas fundações diferentes das cargas dos pilares nelas atuantes

3.37**valores representativos das ações**

ações quantificadas por valores representativos, que podem ser característicos, característicos nominais, reduzidos de combinação, convencionais excepcionais, reduzidos de utilização e raros de utilização. Os significados de cada um destes valores são aqueles definidos na ABNT NBR 8681

3.38**valores característicos de parâmetros geomecânicos**

parâmetros geomecânicos determinados a favor da segurança

3.39**carga de ruptura de uma fundação**

carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho

3.40**tensão de ruptura de uma fundação**

tensão aplicada pela fundação ao solo que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho

3.41**método de valores admissíveis**

método em que as cargas ou tensões de ruptura são divididas por um fator de segurança global

$$R_{adm} \leq R_{ult}/FS_g \text{ e } R_{adm} \geq A_k$$

onde

R_{adm} é a tensão admissível de sapatas e tubulões e carga admissível de estacas;

R_{ult} representa as cargas ou tensões de ruptura (últimas);

A_k representa as ações características;

FS_g é o fator de segurança global.

3.42**método de valores de projeto**

método em que as cargas ou tensões de ruptura são divididas pelo coeficiente de minoração das resistências e as ações são multiplicadas por fatores de majoração

$$R_d = R_{ult} / \gamma_m, A_d = A_k \times \gamma_f \text{ e } R_d \geq A_d$$

onde

R_d é a tensão resistente de projeto para sapatas ou tubulões ou carga resistente de projeto para estacas;

A_d representa as ações em valores de projeto.

3.43

solos compressíveis

solos que apresentam deformações elevadas quando solicitados por sobrecargas pouco significativas ou mesmo por efeito de carregamento devido ao seu peso próprio

3.44

solos expansivos

solos que, por sua composição mineralógica, aumentam de volume quando há acréscimo do teor de umidade

3.45

solos colapsíveis

solos que apresentam brusca redução de volume quando submetidos a acréscimos de umidade, sob a ação de carga externa

3.46

interação solo-estrutura

mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a super estrutura

3.47

subpressão hidrostática ou simplesmente subpressão

esforço vertical de empuxo hidrostático atuante sobre estruturas enterradas

3.48

atrito negativo

o atrito lateral é considerado negativo quando o recalque do solo é maior que o recalque da estaca ou tubulão. Esse fenômeno ocorre no caso de o solo estar em processo de adensamento, provocado pelo seu peso próprio, por sobrecargas lançadas na superfície, por rebaixamento do lençol freático, pelo amolgamento da camada mole compressível decorrente de execução de estaqueamento etc.

4 Investigações geológicas e geotécnicas

4.1 Reconhecimento inicial

Devem ser considerados os seguintes aspectos na elaboração dos projetos e previsão do desempenho das fundações:

- a) visita ao local;
- b) feições topográficas e eventuais indícios de instabilidade de taludes;
- c) indícios da presença de aterro (bota-fora) na área;
- d) indícios de contaminação do subsolo por material contaminante lançado no local ou decorrente do tipo de ocupação anterior;

- e) prática local de projeto e execução de fundações;
- f) estado das construções vizinhas;
- g) peculiaridades geológico-geotécnicas na área, tais como: presença de matacões, afloramento rochoso nas imediações, áreas brejosas, minas d'água etc.

4.2 Investigação geológica

Em função do porte da obra ou de condicionantes específicos, deve ser realizada vistoria geológica de campo por profissional especializado, eventualmente, complementada por estudos geológicos adicionais.

4.3 Investigação geotécnica preliminar

Para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração N_{SPT} , de acordo com a ABNT NBR 6484. Na classificação dos solos deve ser empregada a ABNT NBR 6502.

Em função dos resultados obtidos na investigação geotécnica preliminar, pode ser necessária uma investigação complementar, através da realização de sondagens adicionais, instalação de indicadores de nível d'água, piezômetros, bem como de outros ensaios de campo e de ensaios de laboratório. Em obras de grande extensão, a utilização de ensaios geofísicos pode se constituir num auxiliar eficaz no traçado dos perfis geotécnicos do subsolo.

Independentemente da extensão da investigação geotécnica preliminar realizada, devem ser feitas investigações adicionais sempre que, em qualquer etapa da execução da fundação, forem constatadas diferenças entre as condições locais e as indicações fornecidas pela investigação preliminar, de tal forma que as divergências fiquem completamente esclarecidas.

Para a programação de sondagens de simples reconhecimento para fundações de edifícios, deve ser empregada a ABNT NBR 8036.

4.4 Investigação geotécnica complementar

Após a realização inicial de sondagens a percussão, em função de peculiaridades do subsolo e do projeto, ou ainda, caso haja dúvida quanto à natureza do material impenetrável a percussão, devem ser realizadas investigações complementares. Neste caso, sondagens adicionais e outros ensaios de campo serão programados.

4.5 Investigações complementares

Os ensaios de campo visam determinar parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos, sendo que alguns deles também fornecem a estratigrafia local. Alguns parâmetros são obtidos diretamente e outros por correlações. A seguir encontra-se uma relação dos ensaios mais usuais na prática brasileira e outros disponíveis.

4.5.1 Sondagens mistas e rotativas

No caso de dúvida quanto à natureza do material impenetrável a percussão, devem ser programadas sondagens mistas (percussão e rotativa).

Em se tratando de maciço rochoso, rocha alterada ou mesmo solo residual jovem, as amostras coletadas devem indicar suas características principais, incluindo-se eventuais descontinuidades, indicando: tipo de rocha, grau de alteração, fraturamento, coerência, xistosidade, porcentagem de recuperação e o índice de qualidade da rocha (*RQD*). Sempre que possível deve ser feita a determinação do N_{SPT} .

4.5.2 Sondagem a percussão com medida de torque

Neste tipo de investigação, ao final da medida da penetração do amostrador, é feita a medida do torque necessário para rotacioná-lo (*SPT-T*). A medida do torque serve para caracterizar o atrito lateral entre o solo e o amostrador.

4.5.3 Ensaio de cone

Deve ser executado conforme a ABNT NBR 12069. Este ensaio consiste na cravação contínua de uma ponteira composta de cone e luva de atrito. É usado para determinação da estratigrafia e pode dar indicação da classificação do solo. Propriedades dos materiais ensaiados podem ser obtidas por correlações, sobretudo em depósitos de argilas moles e areias sedimentares.

O ensaio de Piezocone (*CPTU*) permite a medida da poro-pressão gerada durante o processo de cravação e, eventualmente, sua dissipação.

4.5.4 Ensaio de palheta (*vane test*)

Deve ser executado conforme a ABNT NBR 10905. Este ensaio é empregado na determinação da resistência ao cisalhamento, não drenada, de solos moles.

4.5.5 Ensaio de placa

É uma prova de carga direta sobre o terreno, com o objetivo de caracterizar a deformabilidade e capacidade de carga do solo sob carregamento de fundações diretas, conforme ABNT NBR 6489.

4.5.6 Ensaio pressiométrico

Este ensaio consiste na expansão de uma sonda cilíndrica no interior do terreno, em profundidades preestabelecidas. Dependendo do modo de inserção do pressiômetro no solo, pode ser classificado como pressiômetro em pré-furo (ou de Ménard), autoperfurante. O ensaio permite a obtenção de propriedades de resistência e tensão-deformação do material.

4.5.7 Ensaio dilatométrico

O ensaio dilatométrico (dilatômetro de Marchetti) consiste na cravação de uma lâmina, que possui um diafragma. Este diafragma é empurrado contra o solo pela aplicação de uma pressão de gás. O ensaio pode ser usado para determinação da estratigrafia e pode dar indicação da classificação do solo. Propriedades dos materiais ensaiados podem ser obtidas por correlação, sobretudo em depósitos de argilas moles e areias sedimentares.

4.5.8 Ensaio sísmicos

Estes ensaios (*crosshole*, *downhole* e cone sísmico) são realizados em profundidades preestabelecidas e fornecem, basicamente, a velocidade de propagação da onda cisalhante. A partir destes dados é possível estimar o módulo de elasticidade transversal inicial, G_0 , do solo.

4.5.9 Ensaios de permeabilidade

Este ensaio (infiltração ou recuperação) permite a avaliação do coeficiente de permeabilidade *in situ* do solo.

4.5.10 Ensaio de perda d'água em rocha

Este ensaio permite obter informações sobre a capacidade de condução de água do maciço rochoso e dá indicações sobre o fraturamento da rocha.

4.6 Ensaios de laboratório

Estes ensaios visam classificar os solos, determinar parâmetros de resistência, de deformabilidade e de permeabilidade.

As amostras representativas das camadas de solos devem ser retiradas através de poços e trincheiras de acordo com a ABNT NBR 9820 e a ABNT NBR 9604. Para os ensaios de caracterização dos solos podem ser obtidas amostras por meio de trado, de acordo com a ABNT NBR 9603.

Os ensaios mais usuais são:

4.6.1 Ensaios de caracterização

Estes ensaios compreendem:

- a) granulometria, conforme ABNT NBR 7181;
- b) umidade natural (h), para solos argilosos, conforme ABNT NBR 6457;
- c) limite de liquidez (LL), para solos argilosos, conforme ABNT NBR 6459;
- d) limite de plasticidade (LP), para solos argilosos, conforme ABNT NBR 7180;
- e) peso específico real dos grãos, conforme ABNT NBR 6508.

4.6.2 Ensaio de cisalhamento direto

Este ensaio visa determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (coesão e ângulo de atrito).

4.6.3 Ensaio triaxial

Este ensaio visa a determinação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo. Dependendo das condições de drenagem, seja na fase de adensamento sob a tensão confinante seja na fase de aplicação da tensão desviadora, o ensaio pode ser classificado como: ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado (UU). Se no segundo tipo de ensaio forem feitas medidas das poro-pressões (ensaio $C\bar{U}$), é possível a obtenção de parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas.

4.6.4 Ensaio de adensamento

Este ensaio determina as características de compressibilidade dos solos sob a condição de confinamento lateral, conforme ABNT NBR 12007.

4.6.5 Ensaios para caracterização de expansibilidade

Há várias formas para se caracterizar o solo quanto à sua expansibilidade. O ensaio mais comum é o que emprega o equipamento utilizado no ensaio de adensamento.

Outros ensaios de laboratório, como os citados a seguir, também podem fornecer informações sobre a expansibilidade do solo:

- a) granulometria (pela porcentagem da fração argila);
- b) índice de plasticidade;
- c) difração de raios X (pela caracterização do mineral argílico);
- d) adsorção de azul-de-metileno;
- e) análise termodiferencial;
- f) espectrometria infravermelha.

4.6.6 Ensaio de colapsibilidade

É indicado no caso de solos não saturados que possam apresentar colapso com o aumento de umidade. O ensaio mais simples é feito no mesmo equipamento utilizado no ensaio de adensamento, medindo-se a deformação vertical sofrida pela amostra, em uma determinada tensão, ao ser inundada.

4.6.7 Ensaio de permeabilidade

Este ensaio permite determinar os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal de uma amostra de solo.

4.6.8 Ensaios químicos

Estes ensaios permitem avaliar a contaminação do solo e da água subterrânea, visando o estudo de sua influência no comportamento das fundações.

5 Ações nas fundações

5.1 Ações provenientes da superestrutura

Os esforços, determinados a partir das ações e suas combinações, conforme prescrito na ABNT NBR 8681, devem ser fornecidos pelo projetista da estrutura a quem cabe individualizar qual o conjunto de esforços para verificação dos estados-limites últimos (*ELU*) e qual o conjunto para verificação dos estados-limites de serviço (*ELS*). Esses esforços devem ser fornecidos em termos de valores de projeto, já considerando os coeficientes de majoração conforme ABNT NBR 8681.

Para o caso do projeto de fundações ser desenvolvido em termos de fator de segurança global, devem ser solicitados ao projetista estrutural os valores dos coeficientes pelos quais as solicitações em termos de valores de projeto devem ser divididas, em cada caso, para reduzi-las às solicitações características.

Os esforços devem ser fornecidos no nível do topo das fundações (no caso de edifícios o topo das cintas, no caso de pontes o topo dos blocos ou sapatas) ou ao nível da interface entre os projetos (superestrutura e fundações/infra-estrutura), devendo ficar bem caracterizado este nível.

As ações devem ser separadas de acordo com suas naturezas, conforme prevê a ABNT NBR 8681:

- a) ações permanentes (peso próprio, sobrecarga permanente, empuxos etc.);
- b) ações variáveis (sobrecargas variáveis, impactos, vento etc.);
- c) ações excepcionais.

5.2 Ações decorrentes do terreno

Devem ser considerados os empuxos de terra e empuxos de sobrecargas atuantes no solo. Caso estejam previstos aterros contra a estrutura ou vizinhança da obra, o projetista das fundações deve ser informado. Esses esforços devem ser informados ao projetista da estrutura.

O empuxo de terra deve ser considerado de forma compatível com a deslocabilidade da estrutura (ativo, repouso, passivo). Este empuxo, quando assimétrico, influi na estabilidade da estrutura. Outros esforços atuantes sobre elementos de fundação profunda que devem ser considerados, quando for o caso, são: atrito negativo e carregamentos laterais devidos a sobrecargas assimétricas.

5.3 Ações decorrentes da água superficial e subterrânea

Devem ser considerados os empuxos de água, tanto superficial quanto subterrânea.

No caso de fluxos de água deve ser considerada a possibilidade de erosão.

O efeito favorável da subpressão no alívio de cargas nas fundações não pode ser considerado.

5.4 Ações excepcionais

Em função da finalidade da obra e quando previamente conhecidas, devem ser consideradas as ações excepcionais no projeto das fundações:

- a) alteração do estado de tensões causadas por obras nas proximidades (escavações, aterros, túneis etc.);
- b) tráfego de veículos pesados e equipamentos de construção;
- c) carregamentos especiais de construção;
- d) explosão, incêndio, colisão de veículos, enchentes, sismos etc.

5.5 Análise de interação fundação-estrutura

Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura.

5.6 Peso próprio das fundações

Deve ser considerado o peso próprio de blocos de coroamento ou sapatas ou no mínimo 5 % da carga vertical permanente.

5.7 Alívio de cargas devido a vigas alavanca

Quando ocorre uma redução de carga devido à utilização de viga alavanca, a fundação deve ser dimensionada considerando-se apenas 50 % desta redução. Quando a soma dos alívios totais puder resultar em tração na fundação do pilar aliviado, sua fundação deve ser dimensionada para suportar a tração total e pelo menos 50 % da carga de compressão deste pilar (sem o alívio).

5.8 Atrito negativo

A ação do atrito negativo, quando atuante, deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento da fundação. A ação do atrito negativo também pode ocorrer em blocos de coroamento, vigas enterradas, reservatórios enterrados etc.

Quando o atrito negativo for uma solicitação de valor significativo, é recomendável que sua determinação seja mais bem avaliada através da realização de provas de carga em estacas de comprimento tal que o atrito positivo possa ser considerado igual ao atrito negativo nas estacas da obra. Nestes casos as provas de carga podem ser feitas à tração, desde que a estaca tenha armadura suficiente para suportar os esforços. Podem ser utilizados recursos (como, por exemplo, pintura betuminosa), visando minimizar os efeitos do atrito negativo.

5.8.1 Em termos de fator de segurança global

No caso de estacas ou tubulões em que se prevê a ação do atrito negativo, a carga admissível (P_{adm}) deve ser determinada pela expressão:

$$P_{adm} = [(P_p + P_l) / FS_g] - P_{an}$$

onde

P_{adm} é a carga admissível;

P_p é a parcela correspondente à resistência de ponta na ruptura;

P_l é a parcela correspondente à resistência por atrito lateral positivo, na ruptura;

P_{an} é a parcela correspondente ao atrito lateral negativo na ruptura. O ponto onde ocorre a mudança de atrito negativo para positivo é chamado de ponto neutro;

FS_g é o fator de segurança global.

5.8.2 Em termos de valores de projeto (fatores de segurança parciais)

$$P_{rd} = [(P_p + P_l) / \gamma_x] - P_{an} \times \gamma_f$$

onde

P_{rd} é a carga resistente de projeto;

P_p é a parcela correspondente à resistência de ponta na ruptura;

P_l é a parcela correspondente à resistência por atrito lateral positivo, na ruptura;

P_{an} é a parcela correspondente ao atrito lateral negativo na ruptura;

γ_x é o fator de minoração de resistências;

γ_f é o fator de majoração das ações.

6 Segurança nas fundações

6.1 Generalidades

As situações de projeto a serem verificadas quanto aos estados-limites últimos (*ELU*) e de serviço (*ELS*) devem contemplar as ações e suas combinações e outras solicitações conhecidas e previsíveis. Deve ser considerada a sensibilidade da estrutura às deformações das fundações. Estruturas sensíveis a recalques devem ser analisadas considerando-se a interação solo-estrutura.

6.1.1 Região representativa do terreno

O resultado das investigações geotécnicas deve ser interpretado de forma a identificar espacialmente a composição do solo ou da rocha, suas propriedades mecânicas, profundidades das diversas camadas de solo ou características da rocha. Dependendo das características geológicas e das dimensões do terreno, pode ser necessário dividi-lo em regiões representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas.

O projetista das fundações deve definir estas regiões para a eventual programação de investigações adicionais, elaboração do projeto e programação dos ensaios de desempenho das fundações.

6.2 Estados-limites

O projeto deve assegurar que as fundações apresentem segurança quanto aos:

- a) estado-limite último (associados a colapso parcial ou total da obra);
- b) estado-limite de serviço (quando ocorrem deformações, fissuras etc. que comprometem o uso da obra).

6.2.1 Verificação dos estados-limites últimos (*ELU*)

Os estados limites último representam os mecanismos que conduzem ao colapso da fundação.

Os seguintes mecanismos podem caracterizar o estado-limite último:

- a) perda de estabilidade global;
- b) ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno;
- c) ruptura por deslizamento (fundações superficiais);
- d) ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação;
- e) arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;
- f) ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais;
- g) ruptura estrutural (estaca ou tubulão) por compressão, flexão, flambagem ou cisalhamento.

Para fundações superficiais, o estado-limite último deve ser determinado conforme o disposto em 7.3, e para fundações profundas conforme o disposto em 8.2.

6.2.1.1 Fatores de segurança de fundação superficial (rasa ou direta)

6.2.1.1.1 Fatores de segurança na compressão

A verificação da segurança pode ser feita por fator de segurança global ou por fatores de segurança parciais, devendo ser obedecidos os valores da Tabela 1.

Tabela 1 – Fundações superficiais – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00
Semi-empíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.		
^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.		

6.2.1.1.2 Fatores de segurança parciais para verificação de tração

6.2.1.1.2.1 Carregamento dado em termos de valores característicos

Devem ser adotados fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_m = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo. Esta composição resistente deve ser comparada com o esforço característico atuante majorado pelo fator $\gamma_f = 1,4$.

6.2.1.1.2.2 Carregamento dado em termos de valores de projeto

Devem ser adotados somente fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_m = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo para a comparação com o esforço de projeto.

6.2.1.1.3 Fatores de segurança parciais para verificação de deslizamento

6.2.1.1.3.1 Carregamento dado em termos de valores característicos

Devem ser adotados fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_m = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo. Esta composição resistente deve ser comparada com o esforço característico atuante majorado pelo fator $\gamma_f = 1,4$.

6.2.1.1.3.2 Carregamento dado em termos de valores de projeto

Devem ser adotados somente fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_m = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo para a comparação com o esforço de projeto.

6.2.1.1.4 Fator de segurança global para verificação de flutuação

Consideradas todas as combinações mais desfavoráveis (por exemplo, a elevação do lençol freático), tanto nos esforços atuantes quanto nos resistentes, deve ser observado um fator de segurança global mínimo de 1,1.

6.2.1.2 Fatores de segurança de fundações profundas

6.2.1.2.1 Resistência calculada por método semi-empírico

O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0 e para carga resistente de projeto é de 1,4. Quando se reconhecerem regiões representativas, o cálculo da resistência característica de estacas por métodos semi-empírico baseados em ensaios de campo pode ser determinado pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} [(R_{c,cal})_{med}/\xi_1 ; (R_{c,cal})_{min}/\xi_2]$$

onde

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_1 e ξ_2 são fatores de minoração da resistência (Tabela 2).

Tabela 2 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 para determinação de valores característicos das resistências calculadas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo

n ^a	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.

Os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão. Aplicados os fatores da Tabela 2, para determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4. Se a análise for feita em termos de fatores de segurança parciais (carga resistente de projeto), não pode ser aplicado fator de minoração da resistência.

6.2.1.2.2 Resistência obtida por provas de carga executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto

Para que se obtenha a carga admissível (ou carga resistente de projeto) de estacas, a partir de provas de carga, é necessário que:

- a(s) prova(s) de carga seja(m) estática(s);
- a(s) prova(s) de carga seja(m) especificada(s) na fase de projeto e executadas no início da obra, de modo que o projeto possa ser adequado para as demais estacas;
- a(s) prova(s) de carga seja(m) levada(s) até uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto.

O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 1,6 e para carga resistente de projeto é de 1,14. Quando em uma mesma região representativa for realizado um número maior de provas de carga, a resistência característica pode ser determinada pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} [(R_{c,cal})_{med}/\xi_3 ; (R_{c,cal})_{min}/\xi_4]$$

onde

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_3 e ξ_4 são fatores de minoração da resistência (Tabela 3).

Tabela 3 – Valores dos fatores ξ_3 e ξ_4 para determinação de valores característicos das resistências obtidas por provas de carga estáticas

n ^a	1	2	3	4	≥ 5
ξ_3	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
ξ_4	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00

^a n = número de provas de carga em estacas de mesmas características, por região representativa do terreno.

Aplicados os fatores indicados na Tabela 3, para determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4. Se a análise for feita em termos de fatores de segurança parciais, não deve ser aplicado fator de minoração da carga.

6.2.2 Verificação dos estados-limites de serviço (ELS)

6.2.2.1 Generalidades

A verificação dos estados limites de serviço em relação ao solo de fundação ou ao elemento estrutural de fundação deve atender a:

$$E_k \leq C$$

onde

E_k é o valor do efeito das ações (por exemplo, o recalque estimado), calculado considerando-se os parâmetros característicos e ações características;

C é o valor-limite de serviço (admissível) do efeito das ações (por exemplo, recalque aceitável).

O valor-limite de serviço para uma determinada deformação é o valor correspondente ao comportamento que cause problemas como, por exemplo, trincas inaceitáveis, vibrações ou comprometimentos à funcionalidade plena da obra.

6.2.2.2 Valores-limites dos deslocamentos das fundações

A definição dos valores-limites de projeto para os deslocamentos e deformações deve considerar:

- a) a confiabilidade com a qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos;
- b) velocidade dos recalques e movimentos do terreno de fundação;
- c) tipo de estrutura e material de construção;
- d) tipo de fundação;
- e) natureza do solo;
- f) finalidade da obra;
- g) influência nas estruturas, utilidades e edificações vizinhas.

6.2.2.2.1 Limites de serviço a serem considerados

Devem ser considerados:

- a) recalques excessivos;
- b) levantamentos excessivos decorrentes, por exemplo, de expansão do solo ou outras causas;
- c) vibrações inaceitáveis.

6.3 Efeito do vento

6.3.1 Cálculos em termos de valores característicos

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.

6.3.2 Cálculos em termos de valores de projeto

Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão resistente de projeto de sapatas e tubulões e cargas resistentes de projeto em estacas podem ser majorados em até 10 %. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

7 Fundação superficial (rasa ou direta)

7.1 Generalidades

A grandeza fundamental para o projeto de fundações diretas é a determinação da tensão admissível se o projeto for feito considerando coeficiente de segurança global ou a determinação da tensão resistente de projeto quando se consideram fatores parciais. Estas tensões devem obedecer simultaneamente aos estados-limites últimos (*ELU*) e de serviço (*ELS*), para cada elemento de fundação isolado e para o conjunto.

O projeto de fundações consta de memorial de cálculo e dos respectivos desenhos executivos, com as informações técnicas necessárias para o perfeito entendimento e execução da obra. A elaboração do memorial de cálculo é obrigatória, devendo estar disponível quando solicitado.

7.2 Tensão admissível ou tensão resistente de projeto

Devem ser considerados os seguintes fatores na sua determinação:

- a) características geomecânicas do subsolo;
- b) profundidade da fundação;
- c) dimensões e forma dos elementos de fundação;
- d) influência do lençol d'água;
- e) eventual alteração das características do solo (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, alívio de tensões etc.);
- f) características ou peculiaridades da obra;
- g) sobrecargas externas;
- h) inclinação da carga;
- i) inclinação do terreno;
- j) estratigrafia do terreno.

7.3 Determinação da tensão admissível ou tensão resistente de projeto a partir do estado-limite último

A tensão admissível ou tensão resistente de projeto deve ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos procedimentos descritos em 7.3.1 a 7.3.3 e em 7.4.

7.3.1 Prova de carga sobre placa

Ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR 6489, cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

7.3.2 Métodos teóricos

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

7.3.3 Métodos semi-empíricos

São métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

7.4 Determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de projeto a partir do estado-limite de serviço

As tensões determinadas em 7.3 devem também atender ao estado-limite de serviço.

A tensão admissível ou tensão resistente de projeto, neste caso, é o valor máximo da tensão aplicada ao terreno que atenda às limitações de recalque ou deformação da estrutura.

7.5 Casos particulares

7.5.1 Fundação sobre rocha

Para a fixação da tensão admissível ou tensão resistente de projeto de qualquer elemento de fundação sobre rocha, deve-se considerar as suas descontinuidades:

- a) falhas;
- b) fraturas;
- c) xistosidades etc.

No caso de superfície inclinada, pode-se escalonar a superfície ou utilizar chumbadores para evitar o deslizamento do elemento de fundação.

Para rochas alteradas ou em decomposição, devem ser considerados a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração. Quando necessário, as descontinuidades devem ser tratadas.

No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais pelo projetista de fundações.

7.5.2 Solos expansivos

Nesses solos pode ocorrer o levantamento da fundação e a diminuição de resistência devido à sua expansão. Essas características devem ser consideradas no projeto e no método construtivo.

7.5.3 Solos colapsíveis

Deve ser considerada a possibilidade de ocorrer o encharcamento (devido a, por exemplo, vazamentos de tubulações de água, elevação do lençol freático etc.). Essas características devem ser consideradas no projeto e no método construtivo.

7.6 Dimensionamento geométrico

7.6.1 Cargas centradas

A área da fundação solicitada por cargas centradas deve ser tal que as tensões transmitidas ao terreno, admitidas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto do solo de apoio.

7.6.2 Cargas excêntricas

Uma fundação é solicitada por carga excêntrica quando estiver submetida a qualquer composição de forças que incluam ou gerem momentos na fundação.

O dimensionamento geotécnico de uma fundação superficial solicitada por carregamento excêntrico deve ser feito considerando-se que o solo é um elemento não resistente à tração.

No dimensionamento da fundação superficial, a área comprimida deve ser de no mínimo 2/3 da área total. Deve-se assegurar, ainda, que a tensão máxima de borda seja menor ou igual à tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

7.6.3 Cargas horizontais

Para equilibrar a força horizontal que atua sobre uma fundação em sapata ou bloco, pode-se contar com o empuxo passivo, desde que se assegure que o solo não venha a ser removido, além da resistência ao cisalhamento no contato solo-sapata. O valor calculado do empuxo passivo deve ser reduzido por um coeficiente de no mínimo 2,0, visando limitar deformações.

7.7 Critérios adicionais

7.7.1 Dimensão mínima

Em planta, as sapatas isoladas ou os blocos não devem ter dimensões inferiores a 0,60 m.

7.7.2 Profundidade mínima

Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, tal profundidade não deve ser inferior a 1,5 m. Em casos de obras cujas sapatas ou blocos estejam majoritariamente previstas com dimensões inferiores a 1,0 m, essa profundidade mínima pode ser reduzida.

A cota de apoio de uma fundação deve ser tal que assegure que a capacidade de suporte do solo de apoio não seja influenciada pelas variações sazonais de clima ou alterações de umidade.

7.7.3 Lastro

Todas as partes da fundação superficial (rasa ou direta) em contato com o solo (sapatas, vigas de equilíbrio etc.) devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo-fundação.

No caso de rocha, esse lastro deve servir para regularização da superfície e, portanto, pode ter espessura variável, no entanto observado um mínimo de 5,0 cm.

7.7.4 Fundações em cotas diferentes

No caso de fundações próximas, porém situadas em cotas diferentes, a reta de maior declive que passa pelos seus bordos deve fazer, com a vertical, um ângulo α como mostrado na Figura 2, com os seguintes valores:

- a) solos pouco resistentes: $\alpha \geq 60^\circ$;
- b) solos resistentes: $\alpha = 45^\circ$; e
- c) rochas: $\alpha = 30^\circ$.

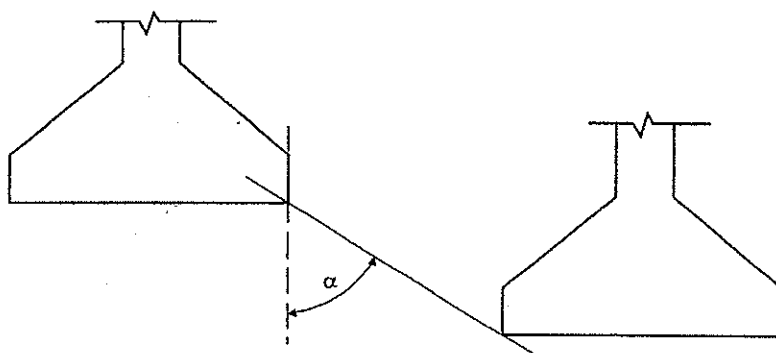


Figura 2 – Fundações próximas, mas em cotas diferentes

A fundação situada em cota mais baixa deve ser executada em primeiro lugar, a não ser que se tomem cuidados especiais, durante o processo executivo, contra desmoronamentos.

7.8 Dimensionamento estrutural

7.8.1 Sapata

Deve ser feito de maneira a atender à ABNT NBR 6118.

As sapatas devem ser calculadas considerando-se diagramas de tensão na base representativos e que são função das características do solo (ou rocha).

7.8.2 Bloco (fundação superficial)

Os diagramas de tensão devem ser obtidos de forma similar aos de sapatas.

Os blocos de fundação devem ser dimensionados de tal maneira que o ângulo β , expresso em radianos e mostrado na Figura 3, satisfaça a expressão:

$$\frac{\tan \beta}{\beta} \geq \frac{\sigma_{adm}}{f_{ct}} + 1$$

onde

σ_{adm} é igual à tensão admissível do terreno, expressa em megapascals (MPa);

$f_{ct} = 0,4 f_{ctk} \leq 0,8$ MPa, onde f_{ctk} é a tensão de tração no concreto;

f_{ctk} é a resistência característica à tração do concreto.

NOTA Na ausência de ensaios da ABNT NBR 7222, o valor pode ser estimado a partir da resistência característica à compressão (f_{ck}) pelas expressões, conforme ABNT NBR 6118:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m}$$

$f_{ct,m}$: é a resistência à tração média;

$f_{ctk,inf}$: é a resistência à tração inferior;

$f_{ctk,sup}$: resistência à tração superior.

Valores expressos em megapascals.

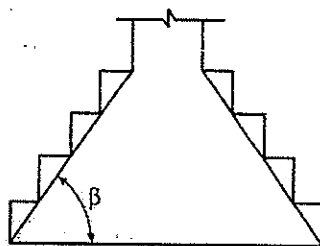


Figura 3 – Ângulo β nos blocos

8 Fundações profundas

8.1 Generalidades

A grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estacas é a carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (quando for feito em termos de valores de projeto).

Para tubulões, a grandeza fundamental é a tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

Essas cargas ou tensões devem obedecer simultaneamente ao estado-limite último (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação e para o conjunto.

O projeto de fundações consta de memorial de cálculo e dos respectivos desenhos executivos, com as informações técnicas necessárias para o perfeito entendimento e execução da obra. A elaboração do memorial de cálculo é obrigatória, devendo estar disponível quando solicitado.

8.2 Carga admissível ou carga resistente de projeto

Para a determinação dessa carga, devem ser considerados os seguintes fatores:

- características geomecânicas do subsolo;
- posição do nível d'água;
- eventual alteração das características dos solos (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade etc.);

- alívio de tensões;
- eventual ocorrência de solicitações adicionais como atrito negativo e esforços horizontais devidos a carregamentos assimétricos;
- geometria do elemento de fundação;
- recalques admissíveis.

8.2.1 Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de estacas

A carga admissível ou resistente de projeto deve ser determinada a partir da carga de ruptura. A carga de ruptura deve ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos procedimentos detalhados em 8.2.1.1 a 8.2.1.6.

8.2.1.1 Provas de carga

A carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a ABNT NBR 12131.

A determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto deve ser feita de acordo com 6.2.1.2.2, devendo-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral deve ser sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

A capacidade de carga de estaca ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga.

O comportamento de uma estaca ou tubulão, quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Isto ocorre em duas circunstâncias:

- a) quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação);
- b) quando a estaca ou tubulão é carregado até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Nessas duas circunstâncias pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios baseados na Engenharia Geotécnica sobre uma curva carga-recalque do primeiro carregamento. Neste caso a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento – mostrada na Figura 4 – ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta_r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30}$$

onde

Δ_r é o recalque de ruptura convencional;

P é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

- A é a área da seção transversal da estaca (estrutural);
- E é o módulo de elasticidade do material da estaca;
- D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

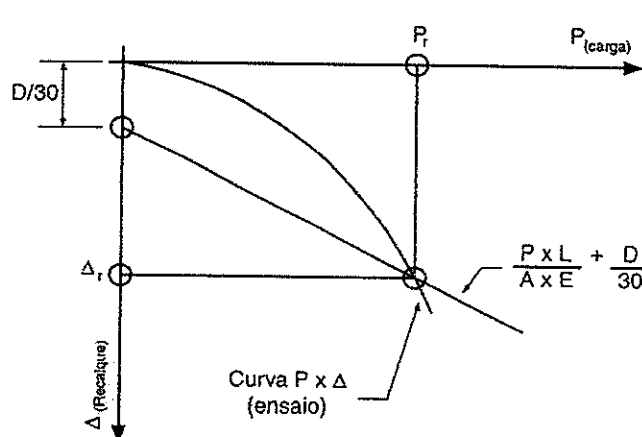


Figura 4 – Carga de ruptura convencional

Na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento, a estabilização dos recalques etc. conforme previsto na ABNT NBR 12131. Deve-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral é sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

Em estruturas sujeitas a esforços cíclicos, as provas de carga devem ser programadas de modo a verificar a influência deste tipo de carregamento.

8.2.1.2 Métodos estáticos

Podem ser teóricos quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios *in situ*.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca.

Quando o atrito lateral for considerado em tubulões, deve ser desprezado um comprimento igual ao diâmetro da base imediatamente acima do início dela.

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. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor.

$$P_{adm} \leq 1,25 \times P_{at-lat}$$

onde

P_{adm} é a carga admissível da estaca;

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

Em qualquer caso, a determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto deve ser feita de acordo com 6.2.2.1.

No caso de estacas de grande diâmetro com ponta embutida em rocha por um comprimento superior a um diâmetro, a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de fraturamento da rocha.

Em ambos os casos acima devem ser consideradas a diferença de rigidez dos solos atravessados e a diferença de comportamento tensão-deformação de atrito e de ponta.

8.2.1.3 Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto a partir do estado-limite de serviço

Nesse caso a determinação pode ser feita por prova de carga ou através de cálculo por método teórico ou semi-empírico, sendo as propriedades do solo obtidas em ensaios de laboratório ou *in loco* (eventualmente através de correlações), e levando-se em consideração as modificações nessas propriedades causadas pela instalação do elemento de fundação.

8.2.1.4 Métodos dinâmicos

São métodos de estimativa de carga de fundações profundas baseados na previsão e/ou verificação do seu comportamento sob ação de carregamento dinâmico.

8.2.1.5 Fórmulas dinâmicas

As fórmulas dinâmicas baseadas na nega ou repique elástico visam principalmente assegurar a homogeneidade das estacas cravadas.

Em determinados tipos de terreno deve ser levada em conta, na verificação da nega, sua diminuição (cicatrização) ou aumento (relaxação) ao longo do tempo.

8.2.1.6 Ensaios de carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico visa à avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, fundamentada na aplicação da Teoria da Equação da Onda Unidimensional, conforme ABNT NBR 13208.

Deve-se, contudo, observar que durante o ensaio de carregamento dinâmico o atrito lateral é sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

8.2.2 Determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de tubulões

8.2.2.1 Tensão admissível ou tensão resistente de projeto

Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.2.

8.2.2.2 Determinação da tensão admissível ou tensão resistente de projeto a partir do estado-limite último

Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.3.

8.2.2.3 Determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de projeto a partir do estado-limite de serviço

Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.4.

8.2.2.4 Elementos de fundação sobre rocha

Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.5.1.

8.2.2.5 Dimensionamento geométrico

Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.6.1 a 7.6.3.

8.2.2.6 Critérios adicionais

8.2.2.6.1 Dimensionamento da base

Os tubulões devem ser dimensionados de maneira que as bases não tenham alturas superiores a 1,8 m. Para tubulões a ar comprimido, as bases podem ter alturas de até 3,0 m, desde que as condições do maciço permitam ou sejam tomadas medidas para garantir a estabilidade da base durante sua abertura.

Havendo base alargada, esta deve ter a forma de tronco de cone (com base circular ou de falsa elipse), superposto a um cilindro de no mínimo 20 cm de altura, denominado rodapé, conforme a Figura 5.

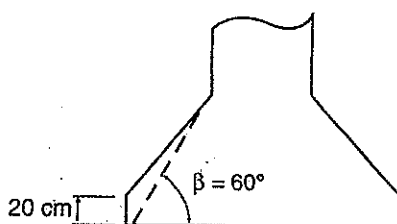


Figura 5 – Base de tubulões

As armaduras de fuste e de ligação fuste-base, quando necessárias, devem ser projetadas e executadas de modo a assegurar a plena concretagem do tubulão.

8.3 Efeito de grupo

Entende-se por efeito de grupo de estacas ou tubulões como o processo de interação dos diversos elementos que constituem uma fundação ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas. Esta interação acarreta uma superposição de tensões, de tal sorte que o recalque do grupo seja, em geral, diferente daquele do elemento isolado.

A carga admissível ou carga resistente de projeto de um grupo de estacas ou tubulões não pode ser superior à de uma sapata hipotética de mesmo contorno que o do grupo seja assente a uma profundidade acima da ponta das estacas ou tubulões igual a 1/3 do comprimento de penetração na camada de suporte, como mostrado na Figura 6.

Essas considerações não são válidas para blocos apoiados em fundações profundas com elementos inclinados.

Atendidas essas condições, o espaçamento mínimo entre estacas ou tubulões deve levar em consideração a forma de transferência de carga ao solo e o efeito do processo executivo nas estacas adjacentes.

Em particular deve ser feita uma verificação de recalques, que são mais importantes quando houver uma camada compressível abaixo da camada onde se apóia a ponta das estacas ou bases dos tubulões.

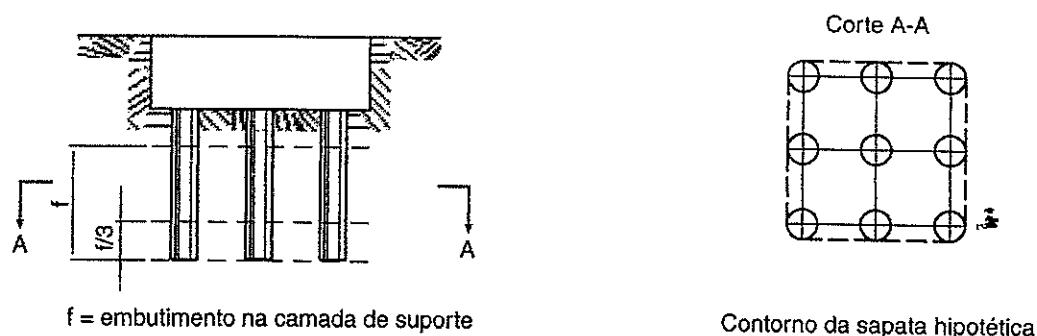


Figura 6 – Grupo de elementos de fundação profunda

8.4 Outras solicitações

8.4.1 Tração

Quando estacas ou tubulões estão submetidos a esforços de tração, deve ser levado em consideração o eventual comportamento diferente entre o atrito lateral à tração e o atrito lateral à compressão.

8.4.2 Esforços transversais

Quando estacas ou tubulões estão submetidos a esforços horizontais ou momentos, pode ocorrer a plastificação do solo ou do elemento estrutural, o que deve ser considerado no projeto com as respectivas deformações.

8.4.3 Atrito negativo

Deve ser considerado em projeto quando houver a possibilidade de sua ocorrência.

8.4.4 Efeito de carregamento assimétrico sobre solo mole

Estacas ou tubulões (isolados ou em grupo) implantados através de camada de argila mole, submetidos a carregamento de aterro assimétrico, ficam sujeitos a esforços horizontais que devem ser considerados no dimensionamento das fundações.

8.4.5 Efeito de camada espessa de argila mole-estacas pré-moldadas

No caso de ocorrência de espessa camada de argila mole, devem ser utilizadas estacas com características estruturais mínimas em função dos comprimentos cravados, considerados a inércia do elemento, o número de emendas, a axialidade e os momentos de segunda ordem, obedecendo a:

- a) menor momento resistente de sua seção transversal $\rightarrow W_{\min} \geq 930 \text{ cm}^3$;
- b) estacas com comprimentos entre 20 m e 30 m $\rightarrow$ raio de giração (i) $\geq 5,4 \text{ cm}$;
- c) estacas com comprimentos acima de 30 m $\rightarrow$ raio de giração (i) $\geq 6,4 \text{ cm}$.

8.5 Orientações gerais

8.5.1 Deslocamento de estacas

Quando as estacas fizerem parte de grupos, devem ser considerados os efeitos desta execução sobre o solo, a saber: seu levantamento e deslocamento lateral e suas consequências sobre as estacas já executadas.

Tais efeitos devem ser reduzidos, na medida do possível, pela escolha da estaca, seu espaçamento, técnica e seqüência executiva.

Constatada a ocorrência de levantamento de estacas cravadas, oscilação do nível do concreto ou outros efeitos, devem ser adotadas providências para evitar que tais ocorrências prossigam como, por exemplo, reprogramar a seqüência executiva, executar pré-perfurações, reforçar a estrutura da estaca. É possível, ainda, recravar por prensagem ou percussão as estacas estruturalmente íntegras que tenham sofrido levantamento.

Em qualquer situação em que for constatada a ocorrência de levantamento e/ou o deslocamento lateral da estaca, torna-se obrigatório o monitoramento topográfico vertical e horizontal das estacas já cravadas e do terreno adjacente.

8.5.2 Densificação do solo

Alguns tipos de solos, particularmente os aterros e as areias fofas, sofrem densificação (compactação) pela cravação de estacas. Deve-se evitar a formação de um bloco de solo compacto que possa impedir a cravação das demais estacas. Em qualquer caso, a seqüência de execução deve ser do centro do grupo para a periferia ou de uma lateral a outra.

8.5.3 Pré-furo

Camadas resistentes podem ser pré-perfuradas ou a cravação pode ser auxiliada com jato d'água ou ar (processo denominado "lançamento"), tendo-se o cuidado de não desconfinar as estacas já executadas. A eventual influência destes procedimentos deve ser considerada em projeto.

8.5.4 Escavação para os blocos de estacas

Na escavação para execução do bloco sobre as estacas com auxílio de máquinas (retroescavadeira ou similar), devem ser observadas as seguintes condições:

- a) todas as estacas dos blocos assim escavados devem ser rigorosamente inspecionadas após as escavações, no intuito de serem avaliadas quanto à integridade estrutural;
- b) caso haja alguma dúvida quanto à integridade estrutural de alguma estaca, depois de efetuada a inspeção, esta deve ser reavaliada;
- c) as caçambas (conchas) dos equipamentos utilizados para tal operação não devem possuir largura superior a 50 % do espaço disponível entre as estacas no bloco a ser escavado.

8.5.5 Preparo da cabeça de estacas

Para cada tipo de estaca devem ser atendidos os seguintes critérios:

- a) deve-se garantir a integridade da cabeça da estaca, conforme especificado nos Anexos para cada tipo de estaca;
- b) a recomposição das estacas até a cota de arrasamento deve garantir a sua continuidade estrutural;
- c) a seção resultante do preparo da cabeça da estaca deve ser plana e perpendicular ao seu eixo;
- d) a ligação estaca-bloco de coroamento deve ser especificada em projeto, de modo a assegurar a transferência dos esforços;
- e) é obrigatório o uso de lastro de concreto magro com espessura não inferior a 5 cm para execução do bloco de coroamento. A estaca deve ficar pelo menos 5 cm acima do lastro.

8.5.6 Limites aceitáveis de excentricidade de execução

Face às características executivas dos diversos tipos de fundações, excentricidades são inevitáveis. Quando forem projetadas estacas isoladas, elas devem ser estruturalmente dimensionadas para suportar todas as excentricidades das cargas aplicadas e também excentricidades executivas previamente estimadas cujo valor dependa de cada tipo de estaca ou equipamento. Devem ser verificados os deslocamentos e tensões horizontais no solo.

Em função da disposição e quantidade de estacas ou tubulões de um bloco, ficam estabelecidos os critérios limites indicados em 8.5.6.1 e 8.5.6.2.

8.5.6.1 Elementos isolados ou alinhados

Não é permitido o emprego de estacas de diâmetros ou bitolas inferiores a 0,30 m, sem travamento.

Para estacas metálicas, o diâmetro a ser considerado é aquele do círculo circunscrito.

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.

8.5.6.2 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.

8.5.7 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.

8.6 Dimensionamento estrutural

8.6.1 Efeitos de segunda ordem

As estacas executadas em solos sujeitos a erosão, imersas em solos muito moles ou que tiverem sua cota de arrasamento acima do nível do terreno, devem ser verificadas quanto ao efeito de segunda ordem (flambagem).

8.6.2 Cobrimento da armadura, meio agressivo e espessura de sacrifício

Espessuras de cobrimento para estacas de concreto devem obedecer à ABNT NBR 6118 em função da classe de agressividade do meio.

Nas estacas sujeitas a tração e/ou flexão deve ser feita a verificação de fissuração de forma a atender à ABNT NBR 6118. Como forma alternativa e simplificada de atender a este requisito referente à proteção da armadura, pode-se proceder ao dimensionamento, considerando uma redução de 2 mm no diâmetro das barras longitudinais, como espessura de sacrifício.

As estacas metálicas executadas em solos sujeitos a erosão ou ainda que vierem a ficar expostas ou que tenham sua cota de arrasamento acima do nível do terreno devem ser protegidas ou ter sua espessura de sacrifício definida em projeto.

8.6.3 Estacas de concreto moldadas *in loco*

As estacas ou tubulões, quando solicitados a cargas de compressão e tensões limitadas aos valores da Tabela 4, podem ser executados em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligação com o bloco. Estacas ou tubulões com solicitações que resultem em tensões superiores às indicadas na Tabela 4 devem ser dotadas de armadura que deve ser dimensionada de acordo com a ABNT NBR 6118.

A resistência característica do concreto f_{ck} deve ser aplicado um fator redutor de 0,85, para levar em conta a diferença entre os resultados de ensaios rápidos de laboratório e a resistência sob a ação de cargas de longa duração.

O traço especificado nos anexos normativos pode resultar em concreto com f_{ck} superior ao utilizado para o cálculo estrutural das estacas. A especificação dos traços apresentada nos anexos normativos visa obter concreto que garanta qualidade e propriedades como trabalhabilidade, durabilidade, baixa permeabilidade, porosidade, baixa segregação etc., levando em consideração as condições particulares de concretagem, como, por exemplo, o lançamento de grande a grande altura.

Tabela 4 – Estacas moldadas *in loco*: parâmetros para dimensionamento

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	-

Tabela 4 (continuação)

- a Neste tipo de estaca o comprimento da armadura é limitado devido ao processo executivo.
- b Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.
- c No caso destas estacas, deve-se observar que quando for utilizado aço com resistência até 500 MPa e a porcentagem de aço for $\leq 6\%$ da seção da estaca, a estaca deve ser dimensionada como pilar de concreto armado. Quando for utilizado aço com resistência ≥ 500 MPa ou a porcentagem de aço for $\geq 6\%$ da seção real, toda carga deve ser resistida pelo aço. Esta limitação está relacionada com a garantia de preenchimento pleno do furo com argamassa ou calda de cimento.
- d O f_{ck} máximo de projeto desta Tabela é aquele que deve ser empregado no dimensionamento estrutural da peça.

8.6.4 Tubulões encamisados

8.6.4.1 Camisa de concreto

A camisa é concretada por trechos sobre a superfície do terreno (ou em escavação preliminar) e introduzida no terreno por escavação interna. Depois de introduzido um elemento no terreno, concretase o seguinte, e assim por diante, até se atingir o comprimento final previsto.

Para o dimensionamento estrutural devem ser considerados: $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

A armadura necessária pode ser colocada totalmente na camisa ou parte nela e parte no núcleo que pode ser concretado parcialmente.

Quando o tubulão for escavado com uso de ar comprimido, a armadura transversal (estribos) deve ser calculada considerando-se uma pressão igual a 1,5 vez a máxima pressão de trabalho prevista, desprezando-se empuxos externos de solo e água.

8.6.4.2 Camisa de aço

Quando o tubulão for total e permanentemente enterrado, deve-se descontar uma espessura para compensar a corrosão (conforme 8.6.6.2).

A camisa metálica deve ser dimensionada de acordo com a ABNT NBR 8800, devendo ainda ser considerados os esforços de instalação (cravação, vibração etc.).

O comportamento do tubulão com camisa de aço na ruptura é diferente do comportamento sob a ação das cargas normais de serviço. Em consequência, a verificação da resistência deve ser feita segundo as prescrições de segurança, no estado-limite último e no estado-limite de serviço.

- a) na verificação no estado-limite último, realizada com as cargas de serviço multiplicadas pelo coeficiente de majoração γ_f , considera-se a camisa de aço como armadura longitudinal. As resistências características f_{yk} e f_{ck} , do aço e do concreto, são respectivamente divididas pelos coeficientes de minoração γ_s e γ_c , multiplicando-se, além disto, a resistência característica do concreto pelo coeficiente 0,85. Devem ser adotados os seguintes valores: $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_c = 1,5$;
- b) a verificação no estado-limite de serviço é feita com as ações de serviço, sem coeficiente de majoração (isto é, $\gamma_f = 1$), e desprezando-se qualquer contribuição da camisa de aço para a resistência. Considera-se nula a resistência à tração do concreto. A resistência característica à compressão do concreto é dividida por um coeficiente de minoração $\gamma_c = 1,3$.

8.6.5 Estacas pré-moldadas de concreto

Nas estacas de concreto pré-moldadas ou pré-fabricadas, o dimensionamento estrutural deve ser feito utilizando-se as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062, limitando o f_{ck} a 40,0 MPa.

Nas duas extremidades da estaca, deve ser feito um reforço da armadura transversal, para levar em conta as tensões de cravação. As emendas metálicas devem obedecer ao disposto na Tabela 5.

O fabricante deve apresentar curvas de interação flexo-compressão e flexo-tração do elemento estrutural.

8.6.6 Estaca de reação (mega ou prensada)

Nas estacas de concreto pré-moldado o dimensionamento estrutural deve ser feito utilizando-se as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062, limitando o f_{ck} a 25,0 MPa.

As estacas metálicas devem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 8800 e a resistência característica mínima do aço à compressão deve ser de $f_{yk} \geq 200$ MPa.

O dimensionamento estrutural deve ser feito considerando-se a máxima carga de cravação prevista e especificado com $\gamma_f = 1,2$.

8.6.7 Estacas metálicas

As estacas devem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 8800, considerando-se a seção reduzida da estaca.

As estacas de aço que estiverem total e permanentemente enterradas, independentemente da situação do lençol d'água, dispensam tratamento especial, desde que seja descontada a espessura indicada na Tabela 5.

Tabela 5 – Espessura de compensação de corrosão

Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados ^a	3,2
^a Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.	

Nas estacas em que a parte superior ficar desenterrada, é obrigatória a proteção com camisa de concreto ou outro recurso de proteção do aço, ou aumento de espessura de sacrifício definida em projeto.

As emendas das estacas de aço, realizadas por meio de taíais soldadas ou parafusadas, devem resistir às solicitações que possam ocorrer durante o manuseio, a cravação e o trabalho do componente estrutural. As emendas devem obedecer ao disposto na Tabela 5.

8.6.7.1 Peças novas

Devem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 8800.

8.6.7.2 Peças reutilizadas

Deve ser verificada a seção real mínima da peça. A perda de massa por desgaste mecânico ou natural deve ser de no máximo 20 % do valor nominal da peça nova. A carga admissível (ou resistente de projeto) deve ser fixada após análise dos aspectos geotécnicos de transferência de carga para o solo. A tensão característica deve ser limitada a $0,3 f_{yk}$ quando atuarem apenas esforços axiais. Para verificações de flexo-compressão e flexo-tração, devem ser utilizados os seguintes coeficientes: $\gamma_s = 2,0$ e $\gamma_F = 1,4$.

No caso de trilhos, devem ser empregados elementos cuja composição química seja de aço-carbono comum, devendo ser evitados aços especiais, duros face à dificuldade de emendas. Se este tipo de trilho for empregado, o projeto deve especificar os procedimentos de soldagem.

8.6.8 Estacas de madeira

As estacas de madeira têm sua carga estrutural admissível calculada, sempre em função da seção transversal mínima, adotando-se tensão admissível compatível com o tipo e a qualidade da madeira, conforme estabelecido na ABNT NBR 7190.

9 Desempenho das fundações**9.1 Requisitos**

O desempenho das fundações é verificado através de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

Pode também ser necessário o monitoramento de outras grandezas, tais como: deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões. O resultado das medições deve ser comparado com as previsões de projeto.

O projeto de fundações deve estabelecer o programa de monitoramento, incluindo: referência de nível (indeslocável) a ser utilizada, características dos aparelhos de medida, frequência e período em que as leituras serão realizadas.

9.2 Desempenho dos elementos de fundação**9.2.1 Fundações em sapatas ou tubulões**

O solo de apoio de sapatas e tubulões deve ser aprovado por engenheiro antes da concretagem.

Em caso de dúvida, devem ser programadas provas de carga em placas (ou nos tubulões) que simulem o comportamento destes elementos, desde que se considere o efeito de escala.

9.2.2 Fundação em estacas

9.2.2.1 Quantidade de provas de carga

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 6, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 6, deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1 % da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Incluem-se nesse 1 % as provas de carga executadas conforme 6.2.1.2.2.

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 6.

Tabela 6 – Quantidade de provas 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

Tabela 6 (continuação)

a	Para o cálculo da tensão (admissível) máxima consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.
b	Os critérios acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas): — Áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado. — Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas. — Quando não houver variação do processo executivo padrão. — Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.
c	Quando as condições acima não ocorrerem devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1 % das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.
d	As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.
e	Diâmetros nominais.

9.2.2.2 Interpretação da prova de carga

O desempenho é considerado satisfatório quando forem simultaneamente verificadas as seguintes condições:

- a) fator de segurança no mínimo igual a 2,0 com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação. Se esse valor não for obtido, a interpretação dos resultados da(s) prova(s) de carga deve ser feita pelo projetista, de acordo com o especificado em 8.2.1.1;
- b) recalque na carga de trabalho for admissível pela estrutura.

Caso uma prova de carga tenha apresentado resultado insatisfatório, deve-se elaborar um programa de provas de carga adicionais que permita o reexame dos valores de cargas admissíveis (ou resistentes de projeto), visando a aceitação dos serviços sob condições especiais previamente definidas ou a readequação da fundação e seu eventual reforço.

9.2.2.3 Quantidade de ensaios dinâmicos

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 6) e duas vezes esse valor. Acima deste número de estacas será obrigatória pelo menos uma prova de carga estática, conforme ABNT NBR 12131.

9.2.2.4 Casos particulares

Para estacas com carga admissível superior a 3 000 kN, podem-se executar duas provas de carga sobre estacas de mesmo tipo, porém de menor diâmetro. Nestes casos, os critérios de interpretação da prova de carga devem ser justificados.

São aceitos, a critério do projetista, ensaios de carga, como, por exemplo, célula expansiva, devendo-se levar em conta as particularidades de sua interpretação para avaliação de desempenho.

A Tabela 6 se aplica às obras de até 500 estacas e em uma mesma região representativa do subsolo. Acima desta quantidade, o número de provas de cargas adicionais fica a critério do projetista.

Anexo A (normativo)

Fundação superficial (rasa ou direta) – Procedimentos executivos

A.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 7;
- b) detalhar as diretrizes construtivas.

A.2 Escavação das cavas

Para escavação em solo, caso se utilizem equipamentos mecânicos, a profundidade de escavação com esses equipamentos deve ser paralisada a no mínimo 30 cm acima da cota de assentamento prevista, sendo a parcela final removida manualmente. Para escavação em rocha quando forem empregados marteletes, rompedores ou até mesmo explosivos, deverão ser removidos eventuais blocos soltos.

A.3 Preparação para a concretagem

Antes da concretagem, o solo ou rocha de apoio das sapatas, isento de material solto, deve ser vistoriado por engenheiro, que confirmará *in loco* a capacidade de suporte do material. Esta inspeção pode ser feita com penetrômetro de barra manual ou outros ensaios expeditos de campo.

Caso haja necessidade de aprofundar a cava da sapata, a diferença entre cota de assentamento prevista e cota “de obra” pode ser eliminada com preenchimento de concreto ($f_{ck} \geq 10$ MPa) até a cota prevista. Alternativamente pode-se aumentar o comprimento do pilar, desde que seja feita consulta prévia ao projetista estrutural, que indicará as eventuais medidas adicionais que devem ser adotadas no que se refere à estrutura.

No caso de preenchimento com concreto, ele deve ocupar todo o fundo da cava e não só a área de projeção da sapata, devendo obrigatoriamente ser efetuado antes da concretagem da sapata.

O fundo da cava deve ser regularizado com concreto não estrutural, em espessura mínima de 5 cm. A superfície final deve resultar plana e horizontal.

Para sapatas assentes em rocha há necessidade de camada de regularização com espessura necessária para garantir uma superfície final plana e horizontal.

A.4 Concretagem da sapata

Os procedimentos de concretagem devem obedecer às especificações do projeto estrutural, sendo obrigatório o controle tecnológico do aço e do concreto, conforme normas específicas.

A.5 Reaterro

Após cura da sapata, deve ser procedido o reaterro compactado da cava.

Anexo B (normativo)

Estacas de madeira – Procedimentos executivos

3

B.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar diretrizes construtivas.

B.2 Características gerais

Estacas de madeira são empregadas usualmente para obras provisórias. Se forem usadas para obras permanentes, terão que ser protegidas contra ataque de fungos, bactérias aeróbicas, termitas etc.

A ponta e o topo devem ter diâmetros maiores que 15 cm e 25 cm, respectivamente, e o segmento de reta que une os centros das seções da ponta e do topo deve estar compreendido integralmente no interior do perímetro da estaca.

O topo das estacas deve ser protegido por cepos ou capacetes menos rígidos para minimizar danos durante a cravação. Entretanto, quando, durante a cravação, ocorrer algum dano na cabeça da estaca, a parte afetada deve ser cortada.

Quando se tiver que penetrar ou atravessar camadas resistentes, as pontas devem ser protegidas por ponteiros de aço.

B.3 Equipamento e cravação

A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com a estaca, suas dimensões, características do solo, condições de vizinhança e peculiaridades do local.

As folgas do martelo e do capacete não devem ser superiores a 3,0 cm em relação às guias do equipamento.

O formato do capacete deve ser adequado à seção da estaca e possuir superfície de contato plana, com encaixes com folga inferior a 3,0 cm, sendo periodicamente verificadas e corrigidas eventuais irregularidades. Suas dimensões externas devem ser compatíveis com as do martelo, de forma que a carga transmitida seja centrada.

No caso em que a cota de arrasamento estiver abaixo da cota do plano de cravação, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado "prolonga" ou "suplemento", com comprimento limitado a 2,50 m, e deve possuir área de seção tal que a impedância do suplemento seja o mais próxima possível da impedância da estaca, tal qual definida na ABNT NBR 13208. Quando for usado o suplemento, o critério de nega deve ser recalculado levando em conta a influência do suplemento na transmissão de energia entre o martelo e a estaca.

O sistema de cravação deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista para sua capacidade de carga, sem danificá-la.

A cravação é normalmente executada com martelo de queda livre, cuja relação entre o peso do martelo e o peso da estaca deve ser a maior possível, respeitando-se a relação mínima de 1,0.

B.4 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

Deve ser cortado o trecho danificado durante a cravação ou o excesso em relação à cota de arrasamento.

Caso a nova cota de topo esteja abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer uma emenda que resista a todas as solicitações.

B.5 Controle para verificação e avaliação dos serviços

A madeira deve atender aos requisitos da ABNT NBR 7190.

A nega deve ser medida em todas as estacas ao final da cravação. Devem ainda ser registrados os diagramas de cravação em pelo menos 10 % das estacas, escolhidas entre as mais próximas aos furos de sondagem.

Sempre que houver dúvida sobre o desempenho das estacas, devem ser feitas provas de carga.

B.6 Registro da execução

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, nome do contratante e executor;
- b) data da cravação;
- c) identificação ou número da estaca, com as datas e horário de início e término da cravação;
- d) dimensões da seção e comprimento útil;
- e) suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- f) desaprumo e desvio de locação;
- g) características e identificação do equipamento de cravação;
- h) negas ou repiques no final de cravação e na recravação, quando houver;
- i) especificação dos materiais;
- j) deslocamento e levantamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas;
- k) observações e anormalidades de execução.

Anexo C **(normativo)**

Estacas metálicas ou de aço – Procedimentos executivos

C.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

C.2 Características gerais

Elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser constituído por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos (com ou sem costura) e trilhos.

C.3 Equipamento

A cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Para essa finalidade, o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda, é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda.

A folga do martelo e do capacete não deve ser superior a 3,0 cm em relação às guias do equipamento. O formato do capacete deve ser adequado à seção da estaca e possuir superfície de contato plana, com encaixes com folga inferior a 2,0 cm, sendo periodicamente verificadas e corrigidas eventuais irregularidades. Suas dimensões externas devem ser compatíveis com as do martelo, de forma que a carga transmitida seja centrada.

Quando a cravação for executada com martelo de queda livre, devem ser observadas as seguintes condições:

- a) peso do martelo não inferior a 10 kN;
- b) peso do martelo não inferior a 30 kN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- c) para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisada.

No uso de martelos automáticos ou vibratórios, deve-se seguir as recomendações dos fabricantes.

C.4 Cravação

No caso em que a cota de arrasamento estiver abaixo da cota do plano de cravação, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado "prolonga" ou "suplemento". O comprimento do suplemento deve ser limitado a 2,50 m.

Para cravação de estacas através de terrenos resistentes, podem ser empregadas pré-perfurações. Neste caso, o eventual desconfinamento deve ser considerado pelo projetista das fundações. De qualquer maneira a cravação final deve ser feita sem influência deste recurso.

O sistema de cravação deve ser dimensionado de modo que as tensões durante a cravação sejam limitadas a 80 % da tensão de escoamento do aço, podendo este limite ser aumentado em 10 %, caso sejam feitas medições da tensão durante a cravação. Devem também ser observadas as recomendações descritas em 8.5.

C.5 Critérios para aceitação dos perfis

O projeto deve especificar o tipo de aço.

As estacas de aço devem ser retilíneas, assim consideradas aquelas que apresentem flecha máxima de 0,2 % do comprimento de qualquer segmento nela contido.

Admitem-se, nas dimensões externas das estacas metálicas, variações máximas de 5 mm em relação aos valores nominais (altura e largura).

Nas respectivas espessuras, a variação não pode ser superior a 0,5 mm em relação aos valores nominais previstos pelo fabricante.

C.6 Emendas e soldas

Procedimentos para as emendas devem ser detalhados em projeto.

Nas emendas com solda, o eletrodo a ser utilizado deve ser especificado em projeto, sendo compatível com o material da estaca, e de classe não inferior que o tipo AWS E 7018 para os aços ASTM A36, A572 e aços-carbono comuns. Quando a composição química do aço exigir eletrodos e procedimentos de solda especiais, eles devem ser especificados em projeto.

O topo do elemento inferior, quando danificado, deve ser cortado até o nível em que sua seção não apresente sinais de dano. Atenção especial deve ser dada à linearidade entre os segmentos unidos.

C.7 Comprimento mínimo para aproveitamento

Na cravação por percussão ou vibração, quando houver o aproveitamento das sobras de estacas, deve-se assegurar a ortogonalidade da seção em relação ao eixo longitudinal. Os segmentos utilizados devem ter um comprimento mínimo de 2,00 m. Isto não se aplica às estacas cravadas estaticamente.

C.8 Controle para verificação e avaliação dos serviços

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas, atendendo-se às condições de segurança. Deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100 % das estacas.

Há terrenos que têm comportamento de relaxação e outros de cicatrização. Para sua identificação é recomendada a determinação de nega descansada (alguns dias após o término da cravação). A relaxação ou cicatrização variam de poucas horas para os solos não coesivos a até alguns dias para os solos argilosos. Quando a nova nega for superior à obtida no final da cravação, as estacas devem ser recravadas.

Quando a nova nega for inferior à obtida ao final da cravação, deve-se limitar o número de golpes para não causar danos à estaca. Neste caso a nega originalmente especificada deve ser reavaliada.

C.9 Preparo de cabeças e ligação com o bloco de coroamento

Deve ser cortado o trecho danificado durante a cravação ou excesso em relação à cota de arrasamento, recompondo-se, quando necessário, o trecho de estaca até esta cota, ou adaptando-se o bloco.

O sistema de transferência dos esforços (de compressão, horizontais, de tração e momentos) do bloco de coroamento para as estacas metálicas deve ser estudado e detalhado juntamente com o projetista da estrutura, podendo ser através de chapas, fretagem, solda de vergalhões para aumento de aderência etc.

C.10 Registro da execução

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data da cravação e/ou recravação, quando houver;
- c) identificação ou número da estaca, com as datas e horário de início e término da cravação;
- d) comprimento cravado da estaca e comprimento útil das estacas;
- e) composição dos elementos utilizados;
- f) peso do martelo e altura de queda para a determinação da nega;
- g) suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- h) características do pré-furo, quando houver;
- i) intervalo de tempo decorrido na cravação;
- j) características geométricas da estaca;
- k) identificação ou número da estaca com datas de horário e término da cravação;
- l) cotas do terreno e de arrasamento;
- m) características do suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- n) desaprumo e desvio de locação;

- o) características e identificação do equipamento de cravação;
- p) negas e repiques ao final de cravação e na recravação, quando houver;
- q) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- r) deslocamento e levantamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas;
- s) observações e anormalidades de execução.

Anexo D

(normativo)

Estacas pré-moldadas de concreto – Procedimentos executivos

D.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

D.2 Características gerais

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com qualquer forma geométrica da seção transversal, devendo apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e eventuais solos agressivos.

D.3 Equipamento

A cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Para essa finalidade, o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda.

A folga do martelo e do capacete não deve ser superior a 3,0 cm em relação às guias do equipamento. O formato do capacete deve ser adequado à seção da estaca e possuir superfície de contato plana, com encaixes com folga inferior a 3,0 cm, sendo periodicamente verificadas e corrigidas eventuais irregularidades. Suas dimensões externas devem ser compatíveis com as do martelo, de forma que a carga transmitida seja centrada.

Quando a cravação for executada com martelo de queda livre, devem ser observadas as seguintes condições:

- a) peso do martelo não inferior a 20 kN;
- b) peso do martelo no mínimo igual a 75 % peso total da estaca;
- c) peso do martelo não inferior a 40 kN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- d) para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisada.

No uso de martelos automáticos ou vibratórios, devem ser seguidas as recomendações dos fabricantes.

D.4 Cravação

O armazenamento e o içamento de estacas pré-moldadas na obra devem obedecer às prescrições do fabricante, que deve disponibilizar todas as informações necessárias para evitar fissuramento excessivo ou quebra das estacas.

No caso em que a cota de arrasamento esteja abaixo da cota do plano de cravação, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado "prolonga" ou "suplemento". Tal dispositivo pode ser fabricado de aço ou de concreto, e sua utilização deve garantir o bom posicionamento da estaca no final da cravação e a minimização da perda de eficiência do sistema de cravação até que esta seja concluída. Para tanto, a utilização desse recurso, além de estar limitada a 3 m, deve obedecer às seguintes condições:

- a) para dispositivos de concreto: momento resistente mínimo (W_{min}) da haste do suplemento igual ao da estaca;
- b) para dispositivos de aço: momento resistente mínimo (W_{min}) da haste do suplemento não menor que 400 cm³.

Para cravação de estacas através de terrenos resistentes, podem ser empregadas pré-perfurações (sustentadas ou não) ou auxiliadas por jato d'água ("lançamento"). Neste caso, o eventual desconfinamento deve ser considerado no projeto. De qualquer maneira a cravação final deve ser feita sem influência deste recurso.

O sistema de cravação deve ser dimensionado de modo que as tensões de compressão durante a cravação sejam limitadas a 85 % da resistência nominal do concreto, menos a protensão, se for o caso. No caso de estacas protendidas, as tensões de tração devem ser limitadas a 90 % do valor da protensão mais 50 % da resistência nominal do concreto à tração, e no caso de estacas armadas as tensões de tração devem ser limitadas a 70 % da tensão de escoamento do aço utilizado na armadura. Estes limites podem ser aumentados em 10 %, caso sejam feitas medições das tensões durante a cravação. Devem também ser observadas as recomendações descritas em 8.5.

D.5 Critérios de aceitação das estacas

O fabricante de estacas pré-moldadas deve apresentar resultados de ensaios de resistência do concreto nas várias idades. Em cada estaca deve constar a data de sua moldagem.

D.6 Emendas

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser emendadas, desde que resistam a todas as solicitações que nelas ocorram durante o manuseio, a cravação e a utilização da estaca. As emendas devem ser através de anéis soldados ou outros dispositivos que permitam a transferência dos esforços de compressão, tração (mesmo durante a cravação) e flexão. Deve-se, ainda, garantir a axialidade dos elementos emendados.

O uso de luva de encaixe somente será aceito se forem obedecidas as seguintes restrições: seja feita uma única emenda por estaca, não haja tração ou flexão tanto na cravação quanto na utilização da estaca, as luvas de encaixe não possuam geometria diferente da geometria dos segmentos de estacas que serão unidos e as folgas existentes entre a luva e os segmentos de estacas nunca sejam superiores a 10 mm. As luvas de encaixe devem, também, obedecer às seguintes características: a altura total da luva deve ser de $(2 \times \varnothing_{est})$ e no mínimo 50 cm, a espessura da chapa deve ser maior que $\varnothing_{est} / 60$ e no mínimo 5 mm, e desde que seja respeitada a espessura de compensação de corrosão da Tabela 5, onde $\varnothing_{est}$ corresponde ao diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal das estacas.

O topo do elemento inferior, quando danificado, deve ser recomposto e a cravação só pode ser retomada após o tempo necessário à cura da recomposição.

D.7 Comprimento mínimo para aproveitamento

É permitido o aproveitamento das sobras de estacas resultantes da diferença entre a estaca efetivamente levantada e a estaca arrasada, desde que se atenda simultaneamente a:

- a) corte do elemento aproveitado seja feito de modo a manter a ortogonalidade da seção em relação ao seu eixo longitudinal;
- b) se tenha um comprimento mínimo de 2,0 m;
- c) seja utilizado apenas um segmento de sobra por estaca;
- d) a sobra seja sempre o primeiro elemento a ser cravado.

D.8 Nega, repique e diagrama de cravação

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas, atendendo-se às condições de segurança. Deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100 % das estacas.

Há terrenos que têm comportamento de relaxação e outros de cicatrização. Para sua identificação é recomendada a determinação de nega descansada (alguns dias após o término da cravação). A relaxação ou cicatrização variam de poucas horas para os solos não coesivos a até alguns dias para os solos argilosos. Quando a nova nega for superior à obtida no final da cravação, as estacas devem ser recravadas.

Quando a nova nega for inferior à obtida ao final da cravação, deve-se limitar o número de golpes para não causar danos à estaca. Neste caso a nega originalmente especificada deve ser reavaliada.

D.9 Preparo de cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto danificado abaixo da cota de arrasamento, deve-se fazer a demolição do trecho comprometido e recompô-lo até esta cota. Estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista devem ser emendadas fazendo-se a transpasse da armadura. O material a ser utilizado na recomposição deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

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.

Na demolição devem ser utilizados ponteiros trabalhando com pequena inclinação, para cima, em relação à horizontal para estacas cuja área seja inferior a 380 cm². O uso de marteletes leves (potência < 1 000 W) é permitido para seções de 380 cm² a 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado às estacas cuja área seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

D.10 Registros da execução

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data da cravação e/ou recravação, quando houver;
- c) identificação ou número da estaca, com as datas e horário de início e término da cravação;
- d) comprimentos cravado e útil das estacas;
- e) composição dos elementos utilizados;
- f) peso do martelo e altura de queda para a determinação da nega;
- g) suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- h) características do pré-furo, quando houver;
- i) intervalo de tempo decorrido na cravação;
- j) características geométricas da estaca;
- k) cotas do terreno e de arrasamento;
- l) características do suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- m) desaprumo e desvio de locação;
- n) características e identificação do equipamento de cravação;
- o) negas e repiques ao final de cravação e na recravação, quando houver;
- p) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- q) deslocamento e levantamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas;
- r) observações e anormalidades de execução.

Anexo E

(normativo)

Estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante – Procedimentos executivos

3

E.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

E.2 Características gerais

São estacas moldadas *in loco*, por meio da concretagem de um furo executado por trado espiral, sendo empregadas onde o perfil do subsolo tem características tais que o furo se mantenha estável sem necessidade de revestimento ou de fluido estabilizante. A profundidade é limitada ao nível do lençol freático.

E.3 Perfuração

A perfuração é feita com trado curto acoplado a uma haste até a profundidade especificada em projeto, devendo-se confirmar as características do solo através da comparação com a sondagem mais próxima. Quando especificado em projeto, o fundo da perfuração deve ser apiloado com soquete.

E.4 Concretagem

A concretagem deve ser feita no mesmo dia da perfuração, através de um funil que tenha comprimento mínimo de 1,5 m. A finalidade deste funil é orientar o fluxo de concreto.

E.5 Colocação da armadura

No caso das estacas não sujeitas a tração ou a flexão, a armadura é apenas de arranque sem função estrutural (ver Tabela 4) e as barras de aço podem ser posicionadas no concreto, uma a uma, sem estribos, imediatamente após a concretagem, deixando-se para fora a espera (arranque) prevista em projeto.

No caso de estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos, a armadura projetada deve ser colocada no furo antes da concretagem.

E.6 Seqüência executiva

Não se deve executar estacas com espaçamento inferior a três diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

E.7 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento, deve-se fazer a demolição desse trecho e recompô-lo até esta cota. Estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista devem ser emendadas fazendo-se o transpasse da armadura. O material a ser utilizado na recomposição deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca. 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.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado a estacas cuja área de concreto seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

E.8 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³;
- b) abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67: entre 8 cm e 12 cm para estacas não armadas e de 12 cm a 14 cm para estacas armadas;
- c) agregado: diâmetro máximo 19 mm (brita 1);
- d) $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

E.9 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, nome do contratante e executor;
- b) data da execução;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) comprimentos escavado e útil;

- e) consumo de materiais por estaca;
- f) cotas do terreno e cota de arrasamento;
- g) características do equipamento utilizado;
- h) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- i) observações e anormalidades de execução.

Anexo F (normativo)

Estacas hélice contínua monitorada – Procedimentos executivos



F.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

F.2 Características gerais

É uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

A execução da estaca é monitorada conforme descrito em F.10.

F.3 Equipamento

Os equipamentos devem apresentar as características mínimas mencionadas na Tabela F.1, além de torque compatível com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado, para que se minimize o desconfinamento durante a perfuração.

Tabela F.1 – Características mínimas da mesa rotativa e do guincho

Torque kNm	Arranque kN	Dimensões das estacas cm
< 80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimentos até 27,0 m
≥ 160	700	Ø até 120 cm com comprimentos até 30,0 m

F.4 Perfuração

O equipamento de escavação deve ser posicionado e nivelado para assegurar a centralização e verticalidade da estaca. O diâmetro do trado deve ser verificado para assegurar as premissas de projeto.

A haste é dotada de ponta fechada por uma tampa metálica recuperável.

A perfuração se dá de forma contínua por rotação, até a cota prevista em projeto.

O uso de prolongador é possível somente em condições especiais e desde que o solo, no trecho do prolongador, se mantenha estável.

F.5 Concretagem

O concreto é bombeado pelo interior da haste com sua simultânea retirada. A ponta da haste é fechada por uma tampa para evitar entrada de água ou contaminação do concreto pelo solo. Esta tampa é aberta pelo peso do concreto no início da concretagem.

A pressão do concreto deve ser sempre positiva para evitar a interrupção do fuste e é controlada pelo operador durante toda a concretagem.

A concretagem é executada até a superfície do terreno.

Se a concretagem da estaca for feita com o trado girando, este deve girar no sentido da perfuração.

F.6 Colocação da armadura

A colocação da armadura em forma de gaiola deve ser feita imediatamente após a concretagem. Sua descida pode ser auxiliada por peso ou vibrador. A armadura deve ser enrijecida para facilitar a sua colocação.

F.7 Seqüência executiva

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

F.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento. O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado a estacas cuja área de concreto seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

F.9 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;

- b) abatimento ou *slump test* igual a 22 ± 3 cm, conforme ABNT NBR NM 67;
- c) fator água/cimento $\leq 0,6$;
- d) agregado: areia e pedrisco;
- e) % de argamassa em massa: ≥ 55 %;
- f) traço tipo bombeado;
- g) $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

F.10 Controle do processo executivo

Todas as fases de execução da estaca devem ser monitoradas eletronicamente a partir de sensores instalados na perfuratriz, registrando-se:

- a) nivelamento do equipamento e prumo do trado;
- b) pressão no torque;
- c) velocidade de avanço do trado;
- d) rotação do trado;
- e) cota de ponta do trado;
- f) pressão de concreto durante a concretagem;
- g) sobreconsumo de concreto;
- h) velocidade de extração do trado.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

F.11 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data e horário do início e fim da concretagem;

- c) identificação ou número da estaca;
- d) cota do terreno;
- e) diâmetro da estaca;
- f) comprimento executado da estaca;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) características do equipamento;
- i) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- j) consumo de materiais por estaca;
- k) inclinação do trado;
- l) volume de concreto real e teórico;
- m) torque durante perfuração;
- n) rotação do trado;
- o) velocidade de avanço do trado;
- p) pressão de injeção do concreto;
- q) velocidade de extração do trado;
- r) anormalidades de execução;
- s) observações pertinentes.

Anexo G (normativo)

Estacas moldadas *in loco* Strauss – Procedimentos executivos

3

G.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

G.2 Características gerais

A estaca Strauss é uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada através da escavação, mediante emprego de uma sonda (também denominada piteira), com a simultânea introdução de revestimento metálico em segmentos rosqueados, até que se atinja a profundidade projetada.

A concretagem é realizada lançando-se o concreto e retirando-se gradativamente o revestimento com o simultâneo apiloamento do concreto.

O revestimento integral assegura a estabilidade da perfuração e garante as condições para que não ocorra a mistura do concreto com o solo ou o estrangulamento do fuste da estaca.

Este tipo de estaca não deve ser utilizado em areias submersas ou em argilas muito moles saturadas.

A ponta da estaca deve estar em material de baixa permeabilidade para permitir as condições necessárias para limpeza e concretagem.

G.3 Perfuração

O equipamento deve ser posicionado para assegurar a centralização e verticalidade da estaca.

A execução é iniciada através da aplicação de repetidos golpes com o pilão ou a piteira para formar um pré-furo com profundidade de 1,0 m a 2,0 m, dentro do qual é colocado um segmento curto de revestimento com coroa na ponta. A seguir prossegue-se a perfuração com repetidos golpes da sonda e eventual adição de água que vai removendo o solo. Na medida em que o furo é formado, os tubos de revestimento vão sendo introduzidos até que a profundidade prevista seja atingida. Concluída a perfuração, é lançada água no interior dos tubos para sua limpeza. A água e a lama são totalmente removidas pela piteira e o soquete é lavado.

Devem ser feitas tantas manobras quanto necessárias para que os tubos desçam livremente.

G.4 Concretagem

O concreto é lançado através de funil no interior do revestimento, em quantidade suficiente para se ter uma coluna de aproximadamente 1,0 m, que deve ser apiloado para formar a ponta da estaca. Continuando-se a execução da estaca, o concreto é lançado e apiloado com a simultânea retirada do revestimento.

A retirada do revestimento deve ser feita com guincho manual de forma lenta, para evitar a subida da armadura, quando existente, e a formação de vazios, garantindo-se que o concreto esteja acima da ponta do revestimento. A concretagem deve ser feita até a superfície do terreno.

G.5 Colocação da armadura

No caso das estacas não sujeitas a tração ou a flexão, a armadura é apenas de arranque sem função estrutural (conforme Tabela 4) e as barras de aço podem ser posicionadas no concreto, uma a uma, sem estribos, imediatamente após a concretagem, deixando-se para fora a espera prevista em projeto.

Para estacas armadas, a gaiola de armadura deve ser introduzida no revestimento antes da concretagem. Neste caso o soquete deve ter diâmetro menor que o da armadura.

Nas estacas dimensionadas para suportar tração ou flexão, o projeto da armadura deve obedecer aos seguintes critérios:

- a) o diâmetro mínimo para execução de estacas armadas é de 32 cm;
- b) os estribos devem ter espaçamento entre 15 cm e 30 cm.

G.6 Seqüência executiva

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

G.7 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento. O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

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.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou martelinhos leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de martelinhos maiores fica limitado a estacas cuja área de concreto seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

G.8 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³;
- b) abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67 entre 8 cm e 12 cm para estacas não armadas e de 12 cm a 14 cm para estacas armadas;
- c) agregado: diâmetro máximo 19 mm (brita 1);
- d) $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

G.9 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, nome do contratante e executor;
- b) data da execução;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) comprimentos escavado e útil;
- e) consumo de materiais por estaca;
- f) cotas do terreno e cota de arrasamento;
- g) características do equipamento utilizado;
- h) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- i) observações e anormalidades de execução.

Anexo H (normativo)

Estacas Franki – Procedimentos executivos

H.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

H.2 Características gerais

As estacas Franki são executadas através da cravação de um tubo por meio de sucessivos golpes de um pilão em uma bucha seca de pedra e areia aderida ao tubo.

Atingida a cota de apoio, procede-se à expulsão da bucha, execução de base alargada, instalação da armadura e execução do fuste de concreto apiloado com a simultânea retirada do revestimento.

A execução da estaca pode apresentar alternativas executivas em relação aos procedimentos da estaca padrão como, por exemplo: perfuração interna (denominado “cravação à tração”), fuste pré-moldado, fuste encamisado com tubo metálico perdido, fuste executado com concreto plástico vibrado ou sem execução de base alargada.

H.3 Cravação do tubo

A cravação do tubo é executada por meio de golpes do pilão na bucha seca que adere ao tubo por atrito até a obtenção da nega.

As negas de cravação do tubo devem ser obtidas de duas maneiras em todas as estacas:

- a) para dez golpes de 1,0 m de altura de queda do pilão;
- b) para um golpe de 5,0 m de altura de queda do pilão.

Os pilões devem ter pesos e diâmetros mínimos conforme indicados na Tabela H.1.

Tabela H.1 – Peso e diâmetro dos pilões

Diâmetro da estaca m	Peso kN	Diâmetro m
0,30	10	0,18
0,35	15	0,18

Tabela H.1 (continuação)

Diâmetro da estaca m	Peso kN	Diâmetro m
0,40	20	0,25
0,45	25	0,28
0,52	28	0,31
0,60	30	0,38
0,70	34	0,43

H.4 Execução da base alargada

Atingida a cota de projeto é obtida a nega especificada, expulsa-se a bucha através de golpes do pilão com o tubo preso à torre. A seguir introduz-se um volume de concreto seco (fator água/cimento = 0,18), formando assim a base.

Na confecção da base é necessário que os últimos 0,15 m³ sejam introduzidos com uma energia mínima de 2,5 MN x m para as estacas com diâmetro igual ou inferior a 450 mm e de 5,0 MN x m para estacas com diâmetro de 450 mm até 600 mm. Para as estacas com diâmetro de 700 mm, os últimos 0,25 m³ devem ser introduzidos com uma energia mínima de 9,0 MN x m. Em caso de volume diferente, a energia deve ser proporcional ao volume.

A energia é obtida pelo produto do peso do pilão pela altura de queda e pelo número de golpes, controlando-se o volume injetado pela marca do cabo do pilão em relação ao topo do tubo.

H.5 Colocação da armadura

Ao final da execução da base, coloca-se a armadura que deve ser nela ancorada.

A armadura é integral, pois faz parte do processo executivo da estaca e também é fundamental para permitir o controle executivo. É constituída de no mínimo quatro barras de aço CA-50 de acordo com a Tabela 4. A extremidade inferior da ferragem é feita com aço CA-25 (em forma de cruzeta) soldado à armadura principal.

H.6 Concretagem do fuste

A concretagem do fuste é feita lançando-se sucessivas camadas de pequeno volume de concreto seco (fator água/cimento = 0,36) com apiloamento e simultânea retirada do tubo. No caso de fuste vibrado, o fator a/c deve ser adequado a essa metodologia executiva.

Nesta operação deve-se garantir uma altura mínima de concreto dentro do tubo.

A concretagem deve ser feita até pelo menos 0,30 m acima da cota de arrasamento.

Deve ser controlado o encurtamento da armadura durante a execução do fuste.

H.7 Seqüência executiva

No caso de execução de uma estaca tipo Franki, é necessário que todas as demais estacas situadas em um círculo igual a cinco vezes o diâmetro da estaca estejam cravadas e concretadas há pelo menos 12 h.

Quando se deseja eliminar o risco de levantamento das estacas vizinhas ou minimizar os efeitos de vibração, deve-se empregar metodologia executiva apropriada, como pré-furo, "cravação a tração" ou furo de alívio.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

H.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

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.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência $\leq 1\,000\text{ W}$) para seções de até 900 cm^2 . Para as estacas de maior diâmetro pode-se empregar marteletes de maior potência (potência $> 1\,000\text{ W}$).

O acerto final do topo das estacas demolidas até a cota real de arrasamento deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

H.9 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 350 kg/m^3 ;
- b) $f_{ck} \geq 20\text{ MPa}$ aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

O concreto da primeira estaca e em no mínimo uma a cada cinco das demais deve ser ensaiado nas idades de sete dias e 28 dias.

O método de moldagem do corpo-de-prova deve ser modificado para levar em conta as condições executivas das estacas que prevêm concreto seco apiloado por uma grande energia de compactação. A moldagem do corpo-de-prova deve ser feita em um molde de $0,15\text{ m}$ de diâmetro e $0,30\text{ m}$ de altura e a haste de apiloamento deve ter peso de 50 N e diâmetro de $0,05\text{ m}$. Cada camada de concreto deve ser apiloada no interior do molde com 50 pancadas da haste e altura de queda de $0,45\text{ m}$.

O soquete a ser utilizado é o mesmo do ensaio de compactação de solo Proctor Modificado e o corpo-de-prova deve ser moldado em cinco camadas.

Os demais procedimentos de preparo do corpo-de-prova são aqueles da ABNT NBR 5738.

H.10 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data da execução;
- c) peso do tubo e do pilão;
- d) identificação ou número da estaca;
- e) diâmetro da estaca;
- f) data da cravação e/ou recravação, quando houver;
- g) características do pré-furo ou furo de alívio, quando houver;
- h) comprimento cravado e útil da estaca;
- i) nega para 10 golpes com altura de queda de 1,0 m;
- j) nega para 1 golpe com altura de queda de 5,0 m;
- k) registro do volume e energia da base;
- l) volume de concreto para ancoragem da armação na base;
- m) levantamento da estaca e encurtamento da armadura;
- n) diagrama de cravação em pelo menos 10 % das estacas, sendo obrigatoriamente incluídas aquelas mais próximas aos furos de sondagem;
- o) especificações dos materiais e insumos utilizados;
- p) traço do concreto utilizado;
- q) observações e anormalidades de execução;
- r) observações pertinentes.

Anexo I **(normativo)**

Estacas escavadas com uso de fluido estabilizante – Procedimentos executivos

I.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

I.2 Características gerais

São estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, que pode ser lama bentonítica ou polímero sintético para sustentação das paredes da escavação. A concretagem é submersa, com o concreto deslocando o fluido estabilizante em direção ascendente para fora do furo.

As estacas podem ter seções circulares (também denominadas estações), retangulares (também denominadas barretes) ou parede-diafragma, quando contínuas.

I.3 Escavação

Antes de iniciar a escavação da estaca e com o objetivo de guiar a ferramenta de escavação, deve ser cravada uma camisa metálica ou executada uma mureta-guia. Estas guias devem ser cerca de 5 cm maiores que a estaca projetada e devem ser embutidas no terreno com um comprimento não inferior a 1 m.

A escavação da estaca é feita simultaneamente ao lançamento do fluido, cuidando-se para que o seu nível esteja sempre no mínimo 1,50 m acima do lençol freático.

A perfuração deve ser contínua até a sua conclusão. Caso não seja possível, o efeito da interrupção deve ser analisado, devendo ser adotadas medidas que garantam a carga de projeto, como, por exemplo, o seu aprofundamento.

Uma vez terminada a escavação e antes da concretagem, deve ser verificada a porcentagem de areia em suspensão na lama e, em função deste valor, deve-se proceder à sua troca ou desarenação para garantir sua qualidade durante toda a concretagem.

Tratando-se do polímero, a decantação é imediata, não necessitando de desarenação, apenas limpeza do fundo.

Em função de especificação de projeto, podem ser necessários serviços adicionais para uma plena limpeza do fundo da escavação através de sistema *air lift* ou bombeamento submerso de eficiência equivalente, a fim de melhorar o contato concreto-solo ou rocha.

1.4 Colocação da armadura

Antes do início da concretagem, e estando o fluido dentro das especificações indicadas nas Tabelas I.1 e I.2, é feita a colocação da armadura de projeto. A armadura deve ser colocada com espaçadores para assegurar o cobrimento de projeto e sua centralização.

1.5 Concretagem

A técnica de concretagem é submersa e contínua. Utiliza-se tubo tremonha e a concretagem é executada imediatamente após as operações anteriores, devendo ser feita até no mínimo 50 cm acima da cota de arrasamento.

1.6 Seqüência executiva

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro. No caso de parede-diafragma o prazo para concretagem de painéis contíguos é de 24 h.

1.7 Controle do processo executivo

1.7.1 Controles executivos

Durante a execução de uma estaca escavada com fluido estabilizante devem ser controlados:

- a) a ferramenta de escavação (caçamba ou *clam-shell*) quanto a folgas e dimensões para evitar quaisquer desvios executivos durante a escavação;
- b) o nivelamento e o prumo do equipamento de escavação;
- c) o nível do fluido em relação ao nível do lençol freático;
- d) as características do fluido antes da concretagem;
- e) as características do concreto.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

1.7.2 Características da lama bentonítica

É uma lama formada pela mistura de bentonita com água limpa, em misturadores de alta turbulência, com uma concentração variável em função de viscosidade e densidade que se pretende obter.

A lama bentonítica, depois de misturada, deve ficar em repouso por 12 h para sua plena hidratação e deve possuir as características indicadas na Tabela I.1.

Tabela I.1 – Lama bentonítica

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s a 90 s	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3 %	<i>Baroid sand content</i> ou similar

I.7.3 Características do polímero

O fluido preparado com polímero deve apresentar as propriedades indicadas na Tabela I.2.

Tabela I.2 – Parâmetros para o fluido

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,005 g/cm ³ a 1,05 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35 s a 120 s	Funil Marsh
pH	8 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3 %	<i>Baroid sand content</i> ou similar

I.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

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. Podem-se empregar martelos de maior potência (potência > 1000 W). O acerto final do topo das estacas demolidas até a cota real de arrasamento deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

I.9 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento mínimo de 400 kg/m³;
- b) abatimento ou *slump test* igual a (22 ± 3) cm segundo ABNT NBR NM 67;
- c) fator água/cimento $\leq 0,6$;

- d) dimensão máxima do agregado: 19 mm (brita 1) ;
- e) % de argamassa em massa: ≥ 55 %;
- f) traço tipo bombeado;
- g) $f_{ck} \geq 20$ MPa.

3

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

I.10 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) identificação ou número da estaca;
- c) diâmetro ou dimensões da estaca;
- d) comprimento real da estaca abaixo da cota de arrasamento;
- e) cota da parede guia ou camisa, cota do fundo e de arrasamento;
- f) controle de posicionamento da armadura durante a concretagem;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) identificação das características do equipamento;
- i) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- j) consumo de materiais por estaca e comparação trecho a trecho do consumo real em relação ao teórico;
- k) anotação dos horários de início e fim de cada etapa da escavação;
- l) anotação dos horários de início e fim de cada etapa de concretagem;
- m) resultados dos ensaios do fluido;
- n) observações e anormalidades de execução;
- o) observações pertinentes.

Anexo J (normativo)

Tubulões a céu aberto – Procedimentos executivos



J.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

J.2 Características gerais

Trata-se de uma fundação profunda, escavada manual ou mecanicamente, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoal para alargamento da base ou limpeza do fundo quando não há base.

Neste tipo de fundação as cargas são transmitidas essencialmente pela base a um substrato de maior resistência.

Este tipo de fundação é empregado acima do lençol freático, ou mesmo abaixo dele, nos casos em que o solo se mantenha estável sem risco de desmoronamento e seja possível controlar a água do interior do tubulão, respeitando-se as Normas de segurança, em particular conforme a Portaria 3 214 do Ministério do Trabalho e Emprego - NR 18.

J.3 Escavação do fuste

O fuste pode ser escavado manualmente por poceiros ou através de perfuratrizes até a profundidade prevista em projeto. Quando escavado a mão, o prumo e a forma do fuste devem ser conferidos durante a escavação.

J.4 Alargamento da base

A base pode ser escavada manual ou mecanicamente. Quando mecanicamente, é obrigatória a descida de poceiro para remoção do solo solto que o equipamento não consegue retirar.

Antes da concretagem, o material de apoio das bases deve ser inspecionado por engenheiro, que confirmará *in loco* a capacidade suporte do material, autorizando a concretagem. Esta inspeção pode ser feita com penetrômetro de barra manual.

Quando a base do tubulão for assente sobre rocha inclinada, vale o descrito em 7.5.1.

J.5 Colocação da armadura

A armadura do fuste deve ser colocada tomando-se o cuidado de não permitir que, nesta operação, torrões de solo sejam derrubados para dentro do tubulão.

Quando a armadura penetrar na base, ela deve ser projetada de modo a permitir a concretagem adequada da base, devendo existir aberturas na armadura de pelo menos 30 cm x 30 cm. 

J.6 Concretagem

A concretagem do tubulão deve ser feita imediatamente após a conclusão de sua escavação.

Em casos excepcionais, nos quais a concretagem não tenha sido feita imediatamente após o término do alargamento e sua inspeção, nova inspeção deve ser feita, removendo-se material solto ou eventual camada amolecida pela exposição ao tempo ou por águas de infiltração.

A concretagem é feita com o concreto simplesmente lançado da superfície, através de funil com comprimento mínimo de 1,5 m.

Não é necessário o uso de vibrador. Por esta razão o concreto deve ter plasticidade suficiente para assegurar a ocupação de todo o volume da base.

J.7 Seqüência executiva

Quando previstas cotas variáveis de assentamento entre tubulões próximos, a execução deve ser iniciada pelos tubulões mais profundos, passando-se a seguir para os mais rasos.

Não pode ser feito trabalho simultâneo em bases alargadas em tubulões cuja distância, de centro a centro, seja inferior a 2,5 vezes o diâmetro da maior base.

J.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

Os tubulões devem ser concretados até a cota de arrasamento.

No caso de tubulões com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento. O material a ser utilizado na recomposição dos tubulões deve apresentar resistência não inferior à do concreto do tubulão. O topo do tubulão acima da cota de arrasamento deve ser demolido. A seção resultante deve ser plana e perpendicular ao eixo do tubulão e a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos.

Nesta operação pode-se empregar martelotes de maior potência (potência > 1 000 W). O acerto final do topo até a cota de arrasamento deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

J.9 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³;

- b) abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67 entre 8 cm e 12 cm;
- c) agregado: diâmetro máximo 25 mm (brita 2);
- d) $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

A integridade dos tubulões deve ser verificada em no mínimo um por obra, por meio da escavação de um trecho do seu fuste.

J.10 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada tubulão, devendo conter pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data e horário do início e fim da escavação e da concretagem;
- c) identificação ou número do tubulão;
- d) cota do terreno;
- e) cota de arrasamento;
- f) dimensões do fuste e da base;
- g) profundidade ou cota de apoio da base;
- h) desaprumo e desvio de locação;
- i) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- j) consumo de materiais por tubulão;
- k) volume de concreto real e teórico;
- l) anormalidades de execução;
- m) observações pertinentes.

Anexo K (normativo)

Tubulões a ar comprimido – Procedimentos executivos

K.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

K.2 Características gerais

Trata-se de uma fundação profunda, escavada manual ou mecanicamente, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoal para alargamento da base ou limpeza do fundo quando não há base.

Neste tipo de fundação as cargas são transmitidas essencialmente pela base a um substrato de maior resistência.

Este tipo de solução é empregado sempre que se pretende executar tubulões abaixo do nível d'água em solos que não atendam às condições de J.2. A escavação do fuste destes tubulões é sempre realizada com auxílio de revestimento que pode ser de concreto ou de aço (perdido ou recuperado).

K.3 Trabalho sob ar comprimido

Em qualquer etapa de execução dos tubulões, deve-se atender à legislação trabalhista em vigor para trabalho em ambiente sob ar comprimido (Portaria 3 214 do Ministério do Trabalho e Emprego – NR 18).

Só se admitem trabalhos sob pressões superiores a 0,15 MPa quando as seguintes providências forem tomadas:

- a) equipe permanente de socorro médico à disposição na obra;
- b) câmara de descompressão equipada disponível na obra;
- c) compressores e reservatórios de ar comprimido de reserva;
- d) renovação de ar garantida, sendo o ar injetado em condições satisfatórias para o trabalho humano.

K.4 Escavação

Inicialmente deve ser concretado o primeiro segmento ou aprumado o revestimento metálico diretamente sobre a superfície do terreno ou em uma escavação preliminar de dimensões maiores que o diâmetro do revestimento (poço primário).

A seqüência deve ser feita com a concretagem ou soldagem sucessiva dos segmentos metálicos de revestimento à medida que a escavação manual vai sendo executada. Revestimentos de concreto só podem ser introduzidos no terreno depois que o concreto estiver com resistência suficiente para suportar a escavação.

Quando o nível d'água for atingido, deve ser instalada no topo da camisa a campânula de ar comprimido, o que permite a execução a seco dos trabalhos. Para camisas de concreto, a aplicação da pressão de ar comprimido só pode ser feita quando o concreto atingir a resistência especificada em projeto.

Deve-se evitar a aplicação de pressão excessiva para eliminar água eventualmente acumulada no tubulão.

K.5 Alargamento da base

A base é escavada manualmente. Durante esta operação, a camisa deve ser escorada de modo a evitar sua descida.

Antes da concretagem, o material de apoio das bases deve ser inspecionado por engenheiro que confirmará *in loco* a capacidade suporte do material, autorizando a concretagem. Esta inspeção pode ser feita com penetrômetro de barra manual. Atingida a cota prevista para a implantação da camisa, abre-se a base.

Quando a base do tubulão for assente sobre rocha inclinada, vale o descrito em 7.5.1.

K.6 Colocação da armadura

A armadura de ligação fuste-base é colocada pela campânula e montada no interior do tubulão, devendo ser projetada de modo a permitir a concretagem adequada da base, deixando-se aberturas na armadura de pelo menos 30 cm x 30 cm.

K.7 Concretagem

Em obras dentro d'água a camisa pode ser concretada sobre estrutura provisória e descida até o terreno com auxílio de equipamento, ou concretada em terra e transportada para o local de implantação. O mesmo procedimento pode ser adotado para camisas metálicas.

Em casos especiais, principalmente em obras em que se passa diretamente da água para rocha, a camisa de concreto pode ser confeccionada com a forma e a dimensão da base. Neste caso devem ser previstos recursos que assegurem a ligação ou vedação de todo o perímetro da base com a superfície da rocha, a fim de evitar fuga ou lavagem do concreto.

Sempre que a concretagem não for feita imediatamente após o término do alargamento e sua inspeção, nova inspeção deve ser feita, limpando-se cuidadosamente o fundo da base e removendo-se a camada eventualmente amolecida pela exposição ao tempo ou por água de infiltração.

O concreto é lançado através do cachimbo de concretagem da campânula, devendo-se planejar cuidadosamente esta operação, de forma a não interrompê-la antes do previsto.

O concreto é lançado sob ar comprimido, no mínimo até uma altura que impeça o seu levantamento pelo empuxo hidrostático.

Não é necessário o uso de vibrador. Por esta razão o concreto deve ter plasticidade suficiente para assegurar a ocupação de todo o volume da base.

K.8 Seqüência executiva

Quando previstas cotas variáveis de assentamento entre tubulões próximos, a execução deve ser iniciada pelos tubulões mais profundos, passando-se a seguir para os mais rasos.

Não pode ser feito trabalho simultâneo em bases alargadas em tubulões cuja distância, de centro a centro, seja inferior a 2,5 vezes o diâmetro da maior base.

K.9 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

Os tubulões devem ser concretados até a cota de arrasamento.

No caso de tubulões com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento. O material a ser utilizado na recomposição dos tubulões deve apresentar resistência não inferior à do concreto do tubulão. O topo do tubulão acima da cota de arrasamento deve ser demolido. A seção resultante deve ser plana e perpendicular ao eixo do tubulão e a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos.

Nesta operação pode-se empregar martelotes de maior potência (potência > 1 000 W). O acerto final do topo até a cota de arrasamento deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

K.10 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³;
- b) abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67: entre 8 cm e 12 cm;
- c) agregado: diâmetro máximo 25 mm (brita 2);
- d) $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

K.11 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada tubulão, devendo conter pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e do executor;
- b) data e horário do início e fim da concretagem;

- c) data de término da escavação da base;
- d) identificação ou número do tubulão;
- e) nível d'água;
- f) dimensões do fuste e da base;
- g) profundidade ou cota de apoio da base;
- h) consumo de materiais por tubulão;
- i) desaprumo e desvio de locação;
- j) identificação das características do equipamento (compressores, campânulas etc.);
- k) tempos de compressão e de descompressão; jornadas de trabalho;
- l) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- m) volume de concreto real e teórico;
- n) anormalidades de execução;
- o) observações pertinentes.

Anexo L (normativo)

Estacas raiz – Procedimentos executivos

L.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

L.2 Características gerais

A estaca raiz é uma estaca moldada *in loco*, em que a perfuração é revestida integralmente, em solo, por meio de segmentos de tubos metálicos (revestimento) que vão sendo rosqueados à medida que a perfuração é executada. O revestimento é recuperado.

A estaca raiz é armada em todo o seu comprimento e a perfuração é preenchida por uma argamassa de cimento e areia.

L.3 Perfuração

L.3.1 Em solo

A perfuração em solo é executada por meio de perfuratriz rotativa ou rotoperfussiva que desce o revestimento através de rotação com o uso de circulação direta de água injetada no seu interior.

Quando ocorrerem solos muito duros ou muito compactos, pode-se executar pré-perfuração avançada por dentro do revestimento.

Diâmetro nominal é o diâmetro acabado que serve como designação para projeto de fundação. Os diâmetros externos, em milímetros, dos tubos de revestimento utilizados na perfuração para obtenção dos diâmetros nominais constam na Tabela L.1.

Tabela L.1 – Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos

Diâmetro nominal da estaca	mm	150	160	200	250	310	400	450
Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento	mm	127	141	168	220	273	355	406

L.3.2 Em solos com matacões ou embutimento em rocha

Deve-se repetir os procedimentos constantes em L.3.1 até que se atinja matacão ou topo rochoso.

A seguir a perfuração é prosseguida por dentro do revestimento mediante emprego de equipamento adequado para perfuração de rocha. Esta operação, necessária para atravessar o matacão ou embutir a estaca na rocha, causa, usualmente, uma diminuição do diâmetro da estaca que deve ser considerada no dimensionamento.

L.4 Colocação da armadura

Após o término da perfuração e antes do início do lançamento da argamassa, limpa-se internamente o furo através da utilização da composição de lavagem e posteriormente procede-se à descida da armadura, que pode ser montada em feixe ou em gaiola, que é apoiada no fundo do furo.

L.5 Injeção de preenchimento

O furo é preenchido com argamassa mediante bomba de injeção, através de um tubo descido até a ponta da estaca. O preenchimento é feito de baixo para cima até a expulsão de toda a água de circulação contida no interior do revestimento.

L.6 Retirada do revestimento

Após o preenchimento do furo, inicia-se a extração do revestimento.

Periodicamente, coloca-se a cabeça de injeção no topo do revestimento e aplica-se pressão que pode ser de ar comprimido ou através da bomba de injeção de argamassa. Após a aplicação da pressão e retirada dos tubos de revestimento, o nível da argamassa é completado.

L.7 Seqüência executiva

Não se deve executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

L.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com argamassa inadequada abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à da argamassa da estaca.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado às estacas cuja seção seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

L.9 Argamassa

A argamassa a ser utilizada deve ter $f_{ck} \geq 20$ MPa e deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 600 kg/m³;
- b) fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- c) agregado: areia e/ou pedrisco.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

L.10 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo conter pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local e nome do contratante e executor;
- b) data da execução com anotação dos horários de início e fim da cada etapa;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) diâmetro do revestimento e nominal da estaca executada;
- e) cota do terreno;
- f) comprimento executado;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) características dos equipamentos de perfuração e injeção;
- i) consumo de materiais (armadura e argamassa) por estaca;
- j) verificação da integridade de no mínimo uma estaca da obra por meio da escavação de um trecho do seu fuste;
- k) pressão aplicada sobre a argamassa;
- l) anormalidades de execução;
- m) observações pertinentes.

Anexo M (normativo)

Estaca hélice de deslocamento monitorada – Procedimentos executivos



M.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

M.2 Características gerais

É uma estaca de deslocamento, de concreto moldado *in loco*, mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado com características tais que ocasionem um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta, não havendo retirada de solo. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central.

M.3 Equipamento

Devido à grande resistência desenvolvida durante a perfuração, o equipamento deve ter um torque compatível com o diâmetro da estacas e características do terreno, sendo de no mínimo de 200 kNm.

Os diâmetros usuais das estacas hélice de deslocamento são: 310 mm, 360 mm, 410 mm, 510 mm e 610 mm.

M.4 Perfuração

O equipamento de escavação deve ser posicionado e nivelado para assegurar a centralização e verticalidade da estaca. O diâmetro do trado deve ser verificado para assegurar as premissas de projeto.

A haste é dotada de ponta fechada por uma tampa metálica recuperável ou não.

A perfuração se dá de forma contínua por rotação, até a cota prevista em projeto.

M.5 Concretagem

O concreto é bombeado pelo interior da haste com sua simultânea retirada por rotação. A pressão do concreto deve ser sempre positiva para evitar a interrupção do fuste e é controlada pelo operador durante toda a concretagem.

A concretagem é executada até a superfície do terreno.

M.6 Colocação da armadura

A colocação da armadura, em forma de gaiola, deve ser feita imediatamente após a concretagem. Sua descida pode ser auxiliada por peso ou vibrador sobre o seu topo. A armadura deve ser convenientemente enrijecida para facilitar a sua colocação.

A estaca hélice de deslocamento permite ainda que a armadura seja colocada pelo tubo central do trado antes da concretagem e neste caso a tampa metálica será perdida.

M.7 Seqüência executiva

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

M.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado às estacas cuja área de concreto seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

M.9 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;
- b) abatimento ou *slump test* igual a (22 ± 3) cm segundo ABNT NBR NM 67;
- c) fator água/cimento $\leq 0,6$;
- d) agregado: areia e pedrisco;
- e) % de argamassa em massa: ≥ 55 %;
- f) traço tipo bombeado;
- g) $f_{ck} \geq 20$ MPa conforme ABNT NBR 5738.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

M.10 Controles do processo executivo

Todas as fases de execução da estaca devem ser monitoradas eletronicamente a partir de sensores instalados na perfuratriz:

- a) nivelamento do equipamento e prumo do trado;
- b) pressão no torque;
- c) velocidade de avanço do trado;
- d) rotação do trado;
- e) cota de ponta do trado;
- f) pressão de concreto durante a concretagem;
- g) sobreconsumo de concreto;
- h) velocidade de extração do trado.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste.

M.11 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo conter as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) data e horário do início e fim da concretagem;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) cota do terreno;
- e) diâmetro da estaca;
- f) comprimento executado da estaca;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) características do equipamento;
- i) especificação dos materiais e insumos utilizados;
- j) consumo de materiais por estaca;
- k) inclinação do trado;
- l) volume de concreto real e teórico;

- m) torque durante perfuração;
- n) rotação do trado;
- o) velocidade de avanço do trado;
- p) pressão de injeção do concreto;
- q) velocidade de extração do trado;
- r) anormalidades de execução;
- s) observações pertinentes.

Anexo N (normativo)

Estacas cravadas a reação (estacas prensadas ou mega) – Procedimentos executivos

N.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

N.2 Características gerais

As estacas cravadas a reação, também denominadas estacas prensadas, ou ainda estacas mega, são constituídas por segmentos de concreto armado ou metálicos. A principal característica deste tipo de estaca é a sua cravação estática através de macaco hidráulico, reagindo contra cargueira ou estrutura existente, se esta resistir aos esforços que serão aplicados.

N.3 Cravação

Deve ser realizada através de macaco hidráulico acionado por bomba elétrica ou manual. A escolha do macaco hidráulico deve ser feita de acordo com o tipo e dimensão da estaca, características do solo, carga especificada no projeto e peculiaridades do local.

Em solos porosos a cravação pode ser auxiliada através da saturação do solo e em areia compactas com jatos de água pelo interior do segmento. Quando os segmentos forem de concreto, a emenda será feita por simples superposição ou através de solidarização especificada em projeto. As emendas de segmentos metálicos serão feitas por solda ou rosca.

Finalizada a cravação, é colocado o cabeçote sobre a estaca para permitir o encunhamento que deve ser feito por cunhas e calços.

N.4 Carga de cravação

As cargas de cravação e de encunhamento devem ser especificadas em projeto, devendo ser de no mínimo 1,5 vez a carga admissível.

N.5 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra, local, número da estaca e nome do contratante e executor;

- b) data da cravação;
- c) tipo de estaca e características geométricas;
- d) ensaios de resistência do concreto, quando for o caso;
- e) comprimento cravado da estaca;
- f) quantidade de segmentos utilizados;
- g) carga de encunhamento;
- h) características do cabeçote e da estrutura de reação;
- i) desaprumo e desvio de locação;
- j) características e identificação do equipamento de cravação;
- k) número e dimensão de calços;
- l) número e dimensão de cunhas;
- m) descrição da eventual armadura;
- n) características da calda ou argamassa de preenchimento quando empregadas;
- o) anormalidades de execução;
- p) observações pertinentes.

Anexo O (normativo)

Estacas trado vazado segmentado – Procedimentos executivos

O.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

O.2 Características gerais

A estaca trado vazado segmentado é uma estaca moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal constituído por segmentos rosqueados com comprimento de cerca de 1,0 m e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada.

O.3 Perfuração

A introdução do trado se dá de forma contínua, por rotação. O trado é dotado de uma tampa na sua extremidade inferior para evitar que haja entrada de solo ou água na haste tubular central.

O.4 Colocação da armadura

Após o término da perfuração e antes do início do lançamento da argamassa, procede-se à descida da armadura no interior da haste central do trado. A armadura pode ser montada em feixe ou em gaiola.

O.5 Injeção de preenchimento

A haste central é preenchida com argamassa, mediante bomba de injeção, através de tubo plástico. O preenchimento é feito de baixo para cima. A tampa é então aberta.

O.6 Retirada do trado

Após o preenchimento da haste central, inicia-se a extração do trado com o emprego de perfuratriz, complementando-se o volume de argamassa por gravidade, sempre que houver necessidade.

O.7 Seqüência executiva das estacas

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

O.8 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com argamassa inadequada abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à da argamassa da estaca.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W) para seções de até 900 cm². O uso de marteletes maiores fica limitado às estacas cuja área de concreto seja superior a 900 cm². O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

O.9 Argamassa

A argamassa a ser utilizada deve ter $f_{ck} \geq 20$ MPa e deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 600 kg/m³;
- b) fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- c) agregado: areia e pedrisco.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

O.10 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local e nome do contratante e executor;
- b) data da execução com anotação dos horários de início e fim da cada etapa;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) diâmetro do revestimento e nominal da estaca executada;
- e) cota do terreno;
- f) comprimento executado;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) características dos equipamentos de perfuração e injeção;

- i) consumo de materiais (armadura e argamassa) por estaca;
- j) verificação da integridade de no mínimo uma estaca da obra, por meio da escavação de um trecho do seu fuste;
- k) pressão aplicada sobre a argamassa;
- l) anormalidades de execução;
- m) observações pertinentes.

Anexo P (normativo)

Estacas escavadas com injeção ou microestacas – Procedimentos executivos



P.1 Introdução

Este Anexo descreve os procedimentos executivos para:

- a) complementar a Seção 8;
- b) especificar os insumos;
- c) detalhar as diretrizes construtivas.

P.2 Características gerais

A microestaca é uma estaca moldada *in loco*, executada através de perfuração rotativa com tubos metálicos (revestimento) ou rotopercussiva por dentro dos tubos, no caso de matacão ou rocha. Esta estaca é armada e injetada, com calda de cimento ou argamassa, através de tubo "manchete", visando aumentar a resistência do atrito lateral.

Este tipo de estaca comporta duas variantes com relação à armadura: na primeira delas introduz-se um tubo metálico com função estrutural, dotado de manchetes para a injeção e na segunda a armadura é constituída de barras (ou gaiola) e a injeção é feita através de um tubo plástico também dotado de manchetes.

P.3 Perfuração

P.3.1 Em solo

A perfuração em solo é executada por meio de perfuratriz rotativa que desce o revestimento através de rotação com o uso de circulação direta de água injetada no seu interior.

Quando ocorrerem solos muito duros ou muito compactos, pode-se executar pré-perfuração avançada por dentro do revestimento.

P.3.2 Em solos com matacões ou embutimento em rocha

Deve-se repetir os procedimentos descritos em L.3.1 até que se atinja matacão ou topo rochoso.

A seguir a perfuração é prosseguida por dentro do revestimento mediante emprego de martelo de fundo ou sonda rotativa. Esta operação, necessária para atravessar o matacão ou embutir a estaca na rocha causa, usualmente, uma diminuição do diâmetro da estaca que deve ser considerada no dimensionamento.

P.4 Colocação da armadura

Antes da colocação da armadura, limpa-se internamente o furo através de lavagem. Posteriormente é descida a armadura constituída de tubo metálico mancheteado ou gaiola que é apoiada no fundo do furo. Quando em gaiola, as barras são montadas com um tubo de PVC mancheteado. As válvulas manchete devem ser espaçadas no máximo 1,0 m.

P.5 Injeção

A calda de cimento é aplicada por meio de bomba de injeção, através de hastes dotadas de obturadores duplos. A primeira injeção, chamada injeção da bainha ou preenchimento, deve ser feita a partir da extremidade inferior do tubo e deve preencher o espaço anelar entre o tubo e o furo.

O revestimento é retirado após a injeção da bainha.

As injeções posteriores (primária, secundária etc.) são feitas de baixo para cima em cada manchete, verificando-se os volumes, as pressões e critérios de injeção previstos em projeto.

P.6 Seqüência executiva

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

P.7 Preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com argamassa inadequada abaixo da cota de arrasamento ou estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento.

O material a ser utilizado na recomposição das estacas deve apresentar resistência não inferior à da argamassa da estaca.

Na demolição podem ser utilizados ponteiros ou marteletes leves (potência < 1 000 W).

P.8 Calda ou argamassa

A argamassa a ser utilizada deve ter $f_{ck} \geq 20$ MPa e deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) consumo de cimento não inferior a 600 kg/m³;
- b) fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- c) agregado: areia.

Os corpos-de-prova de concreto devem ser moldados de acordo com a ABNT NBR 5738 e ensaiados de acordo com a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908, ABNT NBR 11768 e ABNT NBR 12317.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7212.

P.9 Registros da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo conter pelo menos as seguintes informações:

- a) identificação da obra e local e nome do contratante e executor;
- b) data da execução com anotação dos horários de início e fim da cada etapa;
- c) identificação ou número da estaca;
- d) diâmetro do revestimento e nominal da estaca executada;
- e) cota do terreno;
- f) comprimento executado;
- g) desaprumo e desvio de locação;
- h) características dos equipamentos de perfuração e injeção;
- i) características da armadura e do tubo a manchete;
- j) consumo de materiais (armadura e argamassa) por estaca;
- k) verificação da integridade de no mínimo uma estaca da obra, por meio da escavação de um trecho do seu fuste;
- l) pressão aplicada sobre a argamassa;
- m) anormalidades de execução;
- n) observações pertinentes.

Anexo Q (informativo)

Simbologia

i

Q.1 Letras gregas

α	deformação angular de um trecho de uma estrutura ou ângulo com a vertical da reta que une a borda de duas sapatas em níveis diferentes
β	distorção angular ou ângulo com a horizontal da inclinação da face de blocos de fundação
γ_c	coeficiente de minoração da resistência à compressão de projeto do concreto
γ_f	coeficiente de majoração das ações características ou fator de majoração das ações
γ_m	coeficiente de minoração da tensão de ruptura (última) para sapatas ou tubulões ou da carga de ruptura (última) para estacas
γ_s	coeficiente de minoração da resistência de projeto do aço
σ_{adm}	tensão admissível do terreno
γ_x	fator de minoração das resistências
δ_s	recalque diferencial entre dois pontos de uma estrutura
ξ_1	fator de minoração da resistência
ξ_2	fator de minoração da resistência
ω	rotação ou desaprumo quando estruturas se comportam como corpo rígido
θ	rotação relativa entre dois pontos adjacentes de uma estrutura
Δ	deflexão relativa de uma estrutura
Δ/l	razão de deflexão
Δ_r	recalque de ruptura convencional de uma estaca

Q.2 Letras minúsculas

h	umidade natural de um solo
f_{ct}	tensão de tração do concreto

f_{ctk}	tensão de tração característica do concreto
f_{ck}	tensão de compressão característica do concreto
$f_{ct,m}$	resistência à tração média do concreto
$f_{ctk,inf}$	resistência à tração inferior do concreto
$f_{ctk,sup}$	resistência à tração superior do concreto
f_{yk}	resistência característica à compressão do aço
i	raio de giração
s	recalque ou levantamento total de um ponto de uma estrutura

Q.3 Letras maiúsculas

A	área da seção transversal de uma estaca (estrutural)
A_d	ações em valores de projeto
A_k	ações características
C	valor-limite de serviço (admissível) do efeito das ações
CD	ensaio de compressão triaxial lento
CU	ensaio de compressão triaxial adensado rápido
D	diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal da estaca
E	módulo de elasticidade do material de uma estaca
E_k	valor do efeito das ações calculado considerando-se os parâmetros característicos e ações características
ELS	estado-limite de serviço
ELU	estado-limite último
FS_g	fator de segurança global
G_o	módulo de elasticidade transversal inicial do solo
L	comprimento de uma estaca
LL	de liquidez
LP	limite de plasticidade
N_{SPT}	índice de resistência à penetração de solos (medido em golpes/30 cm)

P	carga de ruptura convencional de uma estaca
P_{adm}	carga admissível de uma estaca
P_{at-lat}	carga devida exclusivamente ao atrito lateral na ruptura de uma estaca
P_{an}	parcela correspondente ao atrito lateral negativo na estaca na ruptura
P_l	parcela correspondente à resistência por atrito lateral positivo na estaca na ruptura
P_p	parcela correspondente à resistência de ponta da estaca na ruptura
P_{rd}	carga resistente de projeto da estaca
R_{adm}	tensão admissível de sapatas e tubulões ou carga admissível de estacas
$(R_{c,cal})_{med}$	resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros
$(R_{c,cal})_{min}$	resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros
$R_{c,k}$	resistência característica
R_d	tensão resistente de projeto para sapatas ou tubulões ou carga resistente de projeto para estacas
R_{ult}	tensão de ruptura (última) de sapatas e tubulões ou carga de ruptura (última) de estacas
RQD	índice de qualidade da rocha (medido em porcentagem)
UU	ensaio de compressão triaxial rápido
W_{min}	momento resistente mínimo