



MANUAL TÉCNICO

Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida

A gente transforma o aço.
E o aço transforma você.

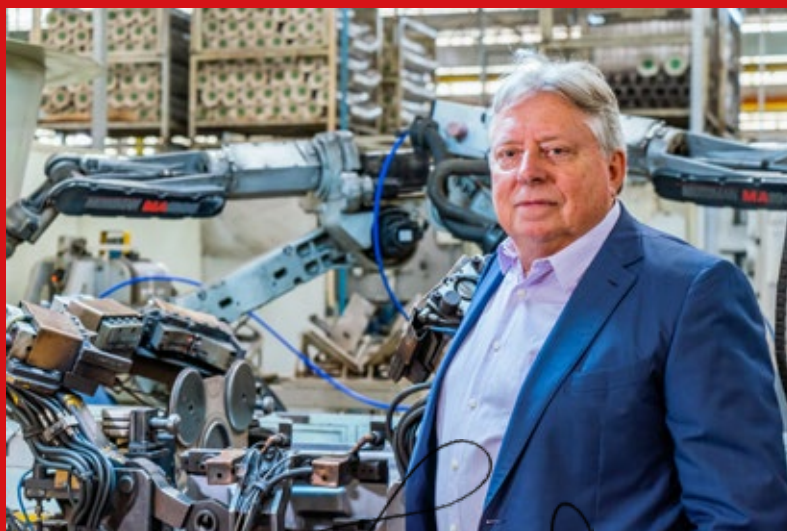


MANUAL TÉCNICO

Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida



INOVAÇÃO COM A FORÇA DO AÇO




Frank Bollmann
Presidente e CEO
Tuper

Com 50 anos completados em 2021, a Tuper percorreu nesse período uma trajetória de incessante busca por formas inovadoras e eficientes de utilização do aço. O maior símbolo desse processo é o desenvolvimento de mais de 30 pedidos de patentes, nacionais e internacionais.

Criar nossos próprios produtos e equipamentos, sempre inspirados pela necessidade de conciliar eficiência e qualidade, é um processo que ocorre desde a fundação da empresa, inicialmente para suprir o mercado de reposição de escapamentos veiculares. Hoje, somos uma das maiores transformadoras de aço do país, processando aproximadamente 30 mil toneladas por mês em média.

A atuação da Tuper foi sendo gradualmente ampliada para outros segmentos, incluindo a Construção Civil, no qual a empresa já soma mais de três décadas de experiência. Com o mesmo propósito de ampliar as possibilidades de aplicação do aço nesse segmento, investimos na criação e produção das Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida.

Essa linha de produtos apresenta uma série de vantagens, desde a facilidade para o transporte até a maior segurança na obra. O resultado é mais agilidade na execução de fundações. A qualidade está alinhada aos parâmetros internacionais mais exigentes, a exemplo de todo o portfólio de produtos que a Tuper produz nos diversos mercados em que atua.

Para o desenvolvimento das Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida, contamos com a participação essencial do Professor Nelson Aoki, grande referência na área de fundações.

Engenheiro civil com doutorado pela Universidade de São Paulo (USP), Aoki atuou no projeto e execução de diversas obras no Brasil e presidiu a comissão de risco da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Estabelecemos uma profícua parceria com o Centro de Inovação em Construção Sustentável (CICS) do Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP. A parceria inclui a construção da nova sede do CICS, no campus Butantã da USP, em São Paulo, com fundações executadas com as Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida, fornecidas pela empresa.

A maior utilização de aço pela Construção Civil está sintonizada com a tendência de grande ampliação do uso de aço no Brasil. Essa tendência se verifica, principalmente, pelo potencial que o país ainda tem a alcançar quando comparado a outras grandes economias.

Temos um consumo anual per capita de aço bruto na ordem de 109 kg por habitante. Na Coreia do Sul, líder do ranking, esse número é mais de dez vezes superior – 1.171 kg por habitante. Na China, a média é 706 kg; no Japão, 563 kg; na Alemanha, 502 kg; nos Estados Unidos, 342 kg; no México, 209 kg.

Em todos esses países, o consumo é em grande parte impulsionado pela Construção Civil, processo ainda incipiente no Brasil. A Tuper está contribuindo para impulsioná-lo com toda a sua linha de produtos – especialmente as Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida, que orgulhosamente apresentamos em detalhes neste Manual.

PREFÁCIO

A fundação por estaca tubular é o grupo constituído por elementos estruturais de tubos circulares de aço instalados no maciço geotécnico de solos e rochas local que deve atender à carga admissível de projeto definida no item 3.30 da Norma ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. A NOTA do item 1 desta norma reconhece 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” e, portanto, os produtos e serviços inerentes a essa atividade devem obedecer ao Código de Proteção e Defesa do Consumidor (CDC), que responsabiliza o fornecedor pela informação adequada e clara sobre os diferentes produtos e serviços, com especificação correta de quantidade, características, composição, qualidade e preço, bem como sobre os riscos que apresentam de não atender à carga admissível, valor que sintetiza o objetivo da atividade de fundações.

Neste novo cenário legal, o Manual de Produtos e Serviços de Fundação por Estaca Tubular da Tuper apresenta as vantagens técnico-legais e comerciais da associação de um produto diferenciado e serviço de cravação de alta qualidade comprovado nas pesquisas efetuadas no campo experimental do Centro de Inovação em Construção Sustentável, CICS/USP, que é um ecossistema de empresas e academia dedicado a acelerar a inovação, a sustentabilidade e a produtividade na construção civil.

Por meio desta parceria com o CICS/USP, além da avaliação do desempenho da conexão rápida e de procedimentos de controle de qualidade durante a cravação, também foi investigado o aproveitamento da energia geotérmica superficial disponível no terreno pelas fundações por estacas tubulares da Tuper, com o objetivo de reduzir o consumo de energia elétrica para a climatização de ambientes. O uso desta fonte de energia ambientalmente amigável por meio das fundações, tecnologia bem-sucedida e eficiente em diversos países, apresenta vantagens econômicas e ambientais.

O objetivo básico das fundações por estacas tubulares é não negligenciar o perigo de ruína procedendo-se a avaliação do risco geotécnico em qualquer ponto da superfície resistente do estaqueamento durante a execução, aplicando-se a metodologia (S+D) na interpretação do tradicional diagrama de cravação alicerçado em ensaios dinâmicos de energia constante e crescente (DIET – *Dynamic Increasing Energy Test*) com a metodologia PDA (*Pile Driving Analyzer*) prevista no item 8.2.1.4 da Norma NBR 6122. Este novo procedimento permite otimizar o projeto de fundação uma vez que ao custo direto pode ser adicionado o custo das consequências da ruína associado aos fatores de segurança adotados, garantindo-se a carga admissível do ponto de vista técnico, legal, econômico e de mercado. Outra inovação nesta área deve-se ao engenheiro mecânico Frank Bollmann, da Tuper, inventor, tuneleiro, ambientalista, político e empresário de sucesso que brindou o meio técnico de fundações com o diferencial que é a emenda de conexão rápida por luva de pressão interna como alternativa à tradicional emenda por soldagem.

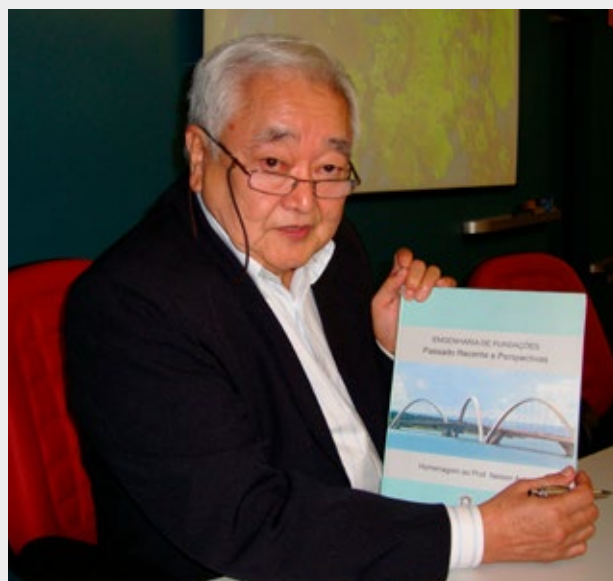
Os diversos capítulos do Manual abordam e ilustram as características do produto e dos serviços que garantem a carga admissível da estaca Tuper:


- A qualidade do aço aliada às vantagens da geometria simétrica da seção tubular;
- A rapidez da Conexão Rápida Tuper que resulta em aumento de produtividade;

- A metodologia (S+D) para comprovação da carga admissível durante a execução;
- A relação entre fatores de segurança, probabilidade de ruína e risco geotécnico;
- A otimização da profundidade da superfície resistente da fundação;
- O baixo nível de vibração na cravação e distinção de danos estruturais e incomodidade;
- A comprovação da resistência estrutural e geotécnica das estacas com emenda Tuper.

A análise do comportamento de estacas tubulares foi pesquisada em recentes dissertações e teses acadêmicas desenvolvidas nas universidades UFES, UENF, UERJ, UFG, UFOP e, principalmente, na USP que constam das referências do Manual. Finalmente, o desenvolvimento dos conceitos que embasam essa nova filosofia de projeto e execução de fundações são apresentados nos trabalhos técnicos referenciados do consultor, engenheiro civil e professor Nelson Aoki, que colaborou na elaboração do Manual e que agradece o interesse, empenho e dedicação de toda a equipe da Tuper envolvida no processo de edição do Manual.

Nelson Aoki é engenheiro civil (1963) pela antiga Escola Nacional de Engenharia no Rio de Janeiro e doutor em engenharia (1997) pela USP/SC. Atuou no projeto e execução de diversas obras brasileiras e foi diretor técnico das ESTACAS FRANKI e da SCAC. Foi professor de Equações Diferenciais e Fundações, no Instituto de Matemática e Escola de Engenharia da UFRJ, e de Fundações no IME/RJ e no Departamento de Geotecnia USP/SC. É detentor dos prêmios Terzaghi e Manuel Rocha e presidiu a Comissão de Risco da ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. É coautor de seis livros de fundações e atua como consultor de obras de fundações.




Prof. Dr. Nelson Aoki

Título

**Manual de Estacas Tubulares Tuper
com Conexão Rápida**

1ª edição

2021

Consultoria

Prof. Dr. Nelson Aoki

Eng. Inácio Kotovicz

Equipe Técnica Tuper

Eng. Fabio Weihermann

Eng. Jaqueline Fontana

Eng. Heber Henrique Penow Campos



ÍNDICE

PREFÁCIO.....	5	7.4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM AMOSTRAS COM CONEXÃO RÁPIDA.....	74
1. A TUPER.....	8	7.4.1 – ENSAIO DE FLEXÃO.....	75
2. SIMBOLOGIA E UNIDADES.....	10	7.4.2 – ENSAIO DE TRAÇÃO.....	76
2.1 – SIMBOLOGIA.....	10	7.4.3 – ENSAIO DE COMPRESSÃO.....	77
2.1.1 – SUBGRUPO DE SÍMBOLOS PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO S+D – CAP. 6.....	11	7.4.4 – GRÁFICOS FORÇA X DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS DA CONEXÃO RÁPIDA.....	78
2.2 – ABREVIÇÕES.....	12	8. DEFINIÇÃO DE FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL E PARCIAL NBR 6122.....	84
2.2.1 – SUBGRUPO DE ABREVIATURAS PARA ENSAIOS E MONITORAMENTO DINÂMICO.....	12	8.1 – CENÁRIO DE ANÁLISE.....	84
2.3 – UNIDADES DE MEDIDA.....	12	8.2 – FILOSOFIA DOS FATORES DE SEGURANÇA.....	85
3. APRESENTAÇÃO E PROPÓSITO.....	13	8.2.1 – FATOR DE SEGURANÇA TRADICIONAL.....	86
4. ESTACA TUBULAR TUPER.....	16	8.2.2 – FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL.....	87
4.1 – VANTAGENS DAS ESTACAS TUBULARES TUPER.....	17	8.2.3 – FATORES DE SEGURANÇA PARCIAIS.....	87
4.2 – MATERIAIS.....	21	8.2.4 – DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE SOLICITAÇÃO E RESISTÊNCIA.....	87
4.3 – ESPESSURAS DE SACRIFÍCIO DE CORROSÃO.....	21	8.3 – DETERMINAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	89
4.4 – TABELA DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	21	8.3.1 – INTERPRETAÇÃO SUBJETIVA DA PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	91
4.5 – CONDIÇÕES DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL – TUBO METÁLICO.....	21	8.4 – FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO E PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	91
4.6 – CONDIÇÕES DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL – ESTACAS MISTAS.....	26	8.4.1 – FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO.....	91
4.7 – TABELAS DE CAPACIDADES DE CARGA.....	27	8.4.2 – INTER-RELAÇÃO FATORES DE SEGURANÇA E PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	92
4.8 – LIGAÇÃO COM O BLOCO – FRETAGEM.....	29	8.5 – PLANILHA DETERMINAÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA E RISCO.....	92
4.9 – CUIDADOS E LIMITAÇÕES.....	30	8.6 – CONCLUSÕES.....	95
5. EMENDAS ENTRE ESTACAS.....	32	9. DETERMINAÇÃO DA SUPERFÍCIE RESISTENTE DO ESTAQUEAMENTO.....	98
5.1 – EMENDAS POR CONEXÃO RÁPIDA.....	32	9.1 – EXEMPLO DE SUPERFÍCIE RESISTENTE NA OBRA DO CICS/USP.....	98
5.2 – EMENDA COM SOLDA.....	35	10. VIBRAÇÃO DO SOLO NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS.....	104
5.3 – ESTUDO COMPARATIVO DO FATOR BTA EM ESTACAS COM EMENDAS POR CONEXÃO RÁPIDA E SOLDADA.....	35	10.1 – PRINCIPAIS FATORES INFLUENCIADORES.....	105
5.4 – CUIDADOS E LIMITAÇÕES.....	44	10.2 – NORMAS DE REFERÊNCIA.....	106
6. COMPROVAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL DE ESTACAS TUBULARES TUPER.....	46	10.3 – DIFERENCIAÇÃO ENTRE INCOMODIDADE E RISCO DE DANOS A ESTRUTURAS.....	109
6.1 – CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL E GEOTÉCNICA.....	46	10.4 – CASO PRÁTICO DE MEDIDA DE VIBRAÇÕES.....	110
6.2 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS TUBULARES TUPER.....	46	10.5 – CONCLUSÕES DAS VIBRAÇÕES EM ESTAQUEAMENTOS.....	114
6.3 – COMPROVAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL PELO MÉTODO (S+D).....	51	ANEXO A.....	116
6.4 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA GEOTÉCNICA AO LONGO DO TEMPO.....	57	OBRAS DE REFERÊNCIA.....	118
6.5 – COMPORTAMENTO NA CRAVAÇÃO DA EMENDA POR CONEXÃO RÁPIDA TUPER.....	60	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122
6.6 – CONCLUSÕES.....	62	TABELAS AUXILIARES.....	128
7. ENSAIOS E PROVAS DE CARGA DA CONEXÃO RÁPIDA.....	64		
7.1 – PROJETO CICS/USP.....	64		
7.2 – PROVA DE CARGA DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE.....	65		
7.3 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA – PCE.....	69		
7.3.1 – RELAÇÃO DA CURVA DE CARREGAMENTO MEDIDA COM A EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA ESTÁTICA (INFORMATIVO).....	72		



1. A TUPER

Consolidada como uma das maiores processadoras de aço do Brasil, a Tuper acompanha a evolução do mercado com amplas e modernas linhas de produtos.

Em mais de 50 anos de atuação, a empresa conquistou um **alto padrão de qualidade e excelência**, participando de importantes projetos para o desenvolvimento do Brasil.

Com seu moderno parque fabril e alta capacidade produtiva, a Tuper **atende às mais exigentes normas nacionais e internacionais, sempre comprometida com o cliente.**

Além de atuar no setor da **construção civil**, a Tuper também opera nos setores da **indústria, óleo e gás, agronegócio, escapamentos e catalisadores (para o mercado de reposição) e automotivo original.**

A TUPER TEM ALTA CAPACIDADE DE TRANSFORMAR O AÇO EM SOLUÇÕES PARA INÚMERAS APLICAÇÕES.

3 PLANTAS INDUSTRIAIS

826 MIL/t CAPACIDADE DE TRANSFORMAÇÃO DO AÇO

120 MIL/m² DE ÁREA CONSTRUÍDA

20+ CENTROS DE DISTRIBUIÇÃO

R\$ 3 BI FATURAMENTO 2021 (ESTIMATIVA)



LINHA DE PRODUTOS

COM TECNOLOGIA E EVOLUÇÃO
HÁ MAIS DE 50 ANOS.

Tubos Estruturais
e Industriais



Tubos de aço-carbono com bitolas de 15,87 até 339,70mm. Redondos, quadrados e retangulares.

Tubos de Condução



Tubos de aço-carbono pretos, galvanizados e pintados. NBR 5580 e NBR 5590.

Tubos Galvanizados



Revestimento de zinco por imersão a quente e com posterior acabamento por sopro.

Eletrodutos Galvanizados



Eletrodutos rígidos galvanizados.

Tubos para Andaimos



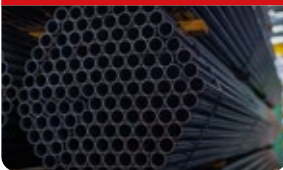
Conforme especificações da NR 18.

Tubos para Caldeiras, Condensadores e Trocadores de Calor



ASTM A178 e ASTM A214.

Tubos Trefilados



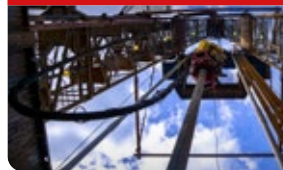
Tubos trefilados de alta precisão.

Line Pipe API 5L



Tubos de aço-carbono de 5 9/16" até 12 3/4", para condução de óleo, minerais, gases e combustíveis.

Casing API 5CT



Tubos de aço-carbono de 5 1/2" até 13 3/8", para revestimento de poços de petróleo ou gás.

Tubos para Fundações



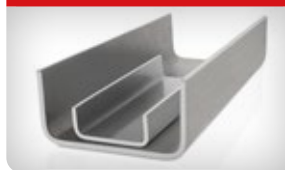
ASTM A252 Grau 3.

Coberturas Metálicas em Aço



Telhas tradicionais, decorativas, termoacústicas e acabamentos.

Perfis Estruturais



Perfilados e Dobrados.

Lajes Nervuradas



Sistema composto por vigotas metálicas e EPS.

Andaimos



Multidirecional e Fachadeiro.

Slitters



Corte longitudinal de bobinas de aço-carbono.

Escapamentos Aftermarket



Escapamentos, catalisadores e ponteiras automotivas.

Sistemas de Exaustão para Montadoras



Aplicação em veículos leves, pesados, máquinas agrícolas e máquinas de construção.

Peças e Componentes Automotivos



Tubos especiais e componentes para diversas aplicações, como: eixos de suspensão, amortecedores, jaquetas e colunas de direção, entre outros.

2. SIMBOLOGIA E UNIDADES

2.1 - SIMBOLOGIA

A - área em geral;

A_c - área de concreto da seção transversal de tubos preenchidos;

A_g - área de aço da seção transversal de barras ou tubos;

A_s - área de aço da seção transversal de barras ou tubos;

A'_s - área de aço da seção transversal de barras ou tubos com redução da espessura de corrosão;

BTA - fator de integridade relativa da estaca;

C - custo de reparação do dano causado pela ruína;

d* - interferência de atrito entre aços do tubo e conexão rápida;

D - diâmetro do tubo metálico/deslocamento;

D' - diâmetro do tubo metálico quando reduzido pela espessura de sacrifício de corrosão;

E - módulo de elasticidade do aço;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão;

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto a compressão;

f_y - tensão de escoamento do aço;

f_u - tensão última de ruptura do aço;

FS_g - fator de segurança global;

FS_{trad} - fator de segurança tradicional;

H - altura de queda do martelo do bate-estacas; altura em geral;

I_x, I_y - momento de inércia de uma seção nos eixos X e Y;

I_c - momento de inércia da seção de concreto em estacas mistas;

K - coeficiente de reação horizontal do solo, coeficiente de flambagem por flexão, coeficiente geral;

L - comprimento da estaca; comprimento em geral;

N_{c,Rd} - força axial de compressão resistente de cálculo;

N_{pl,Rd} - força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal a plastificação total;

N_e - força axial de flambagem elástica;

N_{SPT} - resistência do solo pelo número de golpes N do ensaio tipo SPT;

P_{adm} - carga admissível na estaca;

p_f - probabilidade de ruína de um elemento isolado da fundação;

p_{fl} - carga crítica de flambagem;

P_r - carga de ruptura convencional, tomada como a carga de ruptura **R_{NBR}**;

Q - fator de redução total associado à flambagem local;

r - raio de giração;

R_{estr} - carga-limite de ruptura estrutural;

R_{NBR} - carga de ruptura geotécnica pelo método NBR;

R_{VDV} - carga de ruptura geotécnica pelo método de Van Der Veen;

R_{ye} - carga-limite de escoamento;

R_k - resistência característica;

S_k - sollicitação característica;

t - espessura de parede do tubo metálico;

t' - espessura de parede do tubo metálico quando reduzida pelo sacrifício por corrosão;

V - vulnerabilidade da obra face à ocorrência do evento;

v_R - coeficiente de variação da resistência;

v_S - coeficiente de variação da sollicitação;

V_{x,máx}, V_{y,máx}, V_{z,máx} - máxima velocidade de partícula nos eixos x, y e z;

χ - fator de redução associado à resistência de compressão;

W - peso do martelo do bate-estacas;

W_{ur} - onda ascendente no início da reflexão causada pela resistência do solo;

W_{ud} - onda ascendente devida à reflexão do dano;

W_{di} - máxima onda descendente devida ao impacto;

Z - impedância;

α - probabilidade de ocorrência de um evento / fator em geral;

β - fator de confiabilidade / fator em geral;

λ_0 - índice de esbeltez reduzido;

δ - fator de contribuição do aço / coeficiente em geral;

γ_{a1} - coeficiente de ponderação da resistência do aço estrutural;

γ_c - coeficiente de ponderação que divide a resistência à compressão característica do concreto;

γ_f - coeficiente de ponderação que multiplica as ações características;

γ_m - coeficiente de ponderação que divide as resistências características dos materiais;

γ_s - coeficiente de ponderação que divide a resistência característica do aço (barras);

ξ_1 - fator que divide a resistência média determinada por método semiempírico para fixação da resistência característica;

ξ_2 - fator que divide a resistência mínima determinada por método semiempírico para fixação da resistência característica;

ξ_3 - fator que divide a resistência média determinada por provas de carga, para fixação da resistência característica;

ξ_4 - fator que divide a resistência mínima determinada por provas de carga, para fixação da resistência característica;

\emptyset - diâmetro do tubo metálico;

\emptyset_{int} , \emptyset_{ext} - diâmetros interno e externo de tubos metálicos, respectivamente;

q - massa específica;

Δ_r - recalque de ruptura convencional;

μ - média, em uma curva estatística de distribuição normal;

μ_R - resistência média, valor esperado mais provável de resistência;

μ_S - solicitação média, valor esperado mais provável de solicitação;

σ - desvio padrão, em uma curva estatística de distribuição normal;

σ_R - desvio padrão da resistência;

σ_S - desvio padrão da solicitação.

2.1.1 - SUBGRUPO DE SÍMBOLOS PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO S+D - CAP. 6

a, b - parâmetros da equação da reta que permitem determinar o deslocamento D_{mx} ;

C_2 - parcela devida à deformação elástica do fuste;

C_3 - parcela devida à deformação elástica do solo sob a ponta;

D - deslocamento;

e_{f1} - eficiência do sistema de cravação (tipos de martelo);

e_{f2} - eficiência do sistema de amortecimento;

H - altura de queda do martelo do bate-estacas;

K - deslocamento elástico devido à ação das forças conservativas (repique);

N - número de golpes do martelo;

R - resistência estática;

R_d - força total de reação do solo;

S - deslocamento permanente devido às forças não conservativas (nega);

T - energia cinética total do sistema;

V - energia potencial de deformação acumulada no sistema;

V_e - energia de deformação elástica;

W - peso do martelo do bate-estacas;

W_{nc} - trabalho das forças não conservativas;

η - eficiência do impacto;

ζ - fator variável com a natureza e magnitude da reação do solo;

Δ_L - Comprimento cravado correspondente ao número de golpes N de altura H .

2.2 – ABREVIATÓES

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM - *American Society of Testing and Materials*;
CDC - Código de Defesa do Consumidor;
CICS - Centro de Inovação em Construção Sustentável - USP;
DIET - *Dynamic Increasing Energy Test*;
ELS - Estado-limite de serviço;
ELU - Estado-limite último;
EOD - *End Of Driving*;
ISO - *International Organization for Standardization*;
NBR - Norma Brasileira Regulamentadora;
PCE - Prova de carga Estática;
PCD - Prova de carga Dinâmica;
PDA - *Pile Driving Analyzer*;
PPV - *Peak Particle Velocity*;
SPT - *Standard Penetration Test*.

2.2.1 – SUBGRUPO DE ABREVIATURAS PARA ENSAIOS E MONITORAMENTO DINÂMICO

BN = Número sequencial do golpe (*Blow Number*);
RMX = Resistência mobilizada;
DMX = Deslocamento máximo da seção com os sensores (elástico + plástico);
EMX = Energia máxima transferida pelo golpe na região dos sensores;
CSX = Tensão máxima de compressão na região dos sensores (média das leituras da seção);
CSI = Tensão máxima de compressão na região dos sensores (leitura máxima);
TSX = Máxima tensão de tração ao longo do fuste da estaca;
BTA = Fator de integridade estrutural do elemento de fundação;
LTD = Profundidade de ocorrência de variação de impedância, medida nos sensores;

Nega = Deslocamento plástico medido em campo (ou obtido na curva de deslocamento);

Queda = Altura de queda do pilão;

Efic = Eficiência do golpe (relação entre a energia medida e a teórica).

2.3 – UNIDADES DE MEDIDA

cm - centímetro;
cm² - centímetro quadrado;
cm³ - centímetro cúbico;
cm⁴ - centímetro biquadrado;
Hz - Hertz, para medida da frequência de vibração do solo;
kg - quilograma;
kg/m - quilograma por metro;
kgf - quilograma-força;
kgf/cm² - quilograma-força por centímetro quadrado;
kN - quilonewton;
kN/cm² - quilonewton por centímetro quadrado;
m - metro;
m² - metro quadrado;
mm - milímetros;
mm/s - milímetros por segundo;
MPa - megapascal;
t - tonelada;
1 MPa = 10,2 kg/cm² = 102 tf/m² = 1000 kN/m²
tf - tonelada-força;
tf/cm² - tonelada-força por centímetro quadrado;
1 tf = 9,81 kN ou 1 kN = 0,102 tf
lb - libra;
in - polegada;
s ou sec - segundo.

3. APRESENTAÇÃO E PROPÓSITO

Neste Manual Técnico de Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida você encontrará amplo conteúdo sobre esta linha inovadora de produtos, resultado de fortes investimentos em pesquisas e testes.

Produzidas em aço-carbono, as Estacas Tubulares Tuper contribuem para a eficiência e a economia na etapa de fundação das obras. Elas trazem o conceito de Conexão Rápida – trata-se da utilização de uma peça pronta, de fácil manuseio e fabricada com precisão para acoplagem interna.

Essa inovação permite que as emendas sejam executadas com mais rapidez, simplicidade e segurança, eliminando a necessidade de solda – com isso, o processo de cravação se torna até duas vezes mais ágil. Outras vantagens estão descritas nos capítulos 4 e 5, mas a mais importante é o aumento de eficiência na obra, trazendo não só benefícios financeiros, mas de tempo e segurança para nossos clientes.

Em conformidade com o alto padrão de segurança e de performance dos produtos Tuper, o processo de desenvolvimento envolveu uma ampla bateria de ensaios e de provas de carga. O compromisso com a qualidade em todas as fases do processo incluiu rigorosas análises das propriedades mecânicas e químicas da matéria-prima.

Essas qualidades foram comprovadas em pesquisas realizadas pelo Centro de Inovação em Construção Sustentável da Universidade de São Paulo (CICS/USP). A análise do comportamento de estacas tubulares também tem sido objeto de pesquisas em dissertações e teses em várias outras universidades importantes do Brasil.

Princípios consagrados de engenharia nortearam a elaboração deste Manual. É fundamental, entretanto, que a aplicação das informações e das orientações aqui presentes seja realizada por profissionais devidamente habilitados, com o conhecimento técnico necessário para tomar as decisões relacionadas aos dados e conceitos apresentados.

Ao completar meio século de existência, a Tuper segue cada vez mais empenhada em ajudar a construir o nosso país. É um orgulho colocar no mercado uma linha de produtos com a qualidade e a confiabilidade das Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida.

PATENTES REQUERIDAS PARA A CONEXÃO RÁPIDA TUPER:

<p>PATENTES REQUERIDAS EM ANDAMENTO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Argentina • Brasil • Canadá • Estados Unidos da América • Europa • Índia • México
<p>PATENTEADO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • China





CAPÍTULO 4

ESTACA TUBULAR TUPER

4. ESTACA TUBULAR TUPER

O baixo risco da estaca metálica, em comparação a outras soluções de fundação, é seu principal diferencial. São estacas estruturalmente muito resistentes e aplicáveis em todos os tipos de solos e profundidades, gerando confiança ao projetista e ao executor responsáveis pela obra.

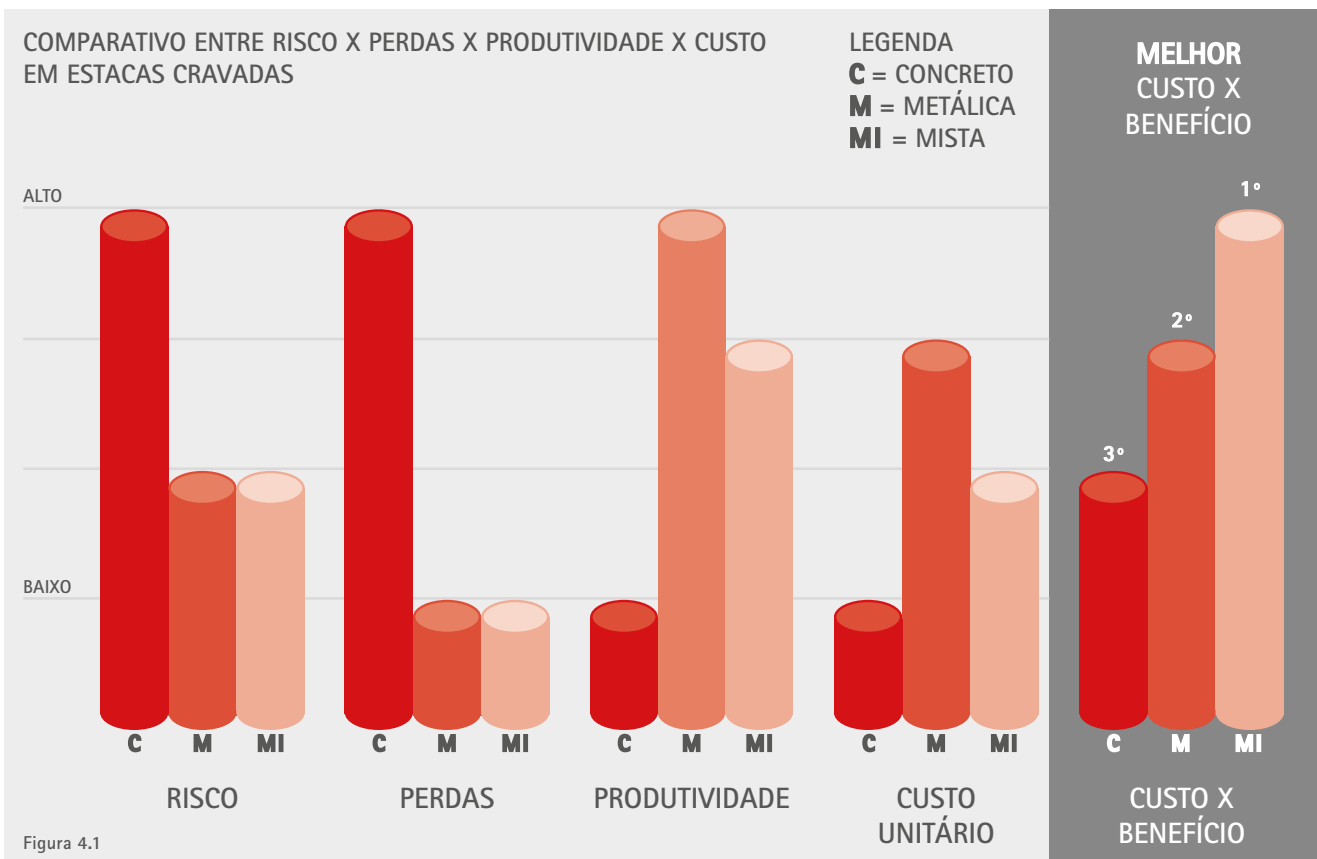
O proprietário da obra também se beneficia das vantagens da solução metálica como o baixo risco, porém, o entendimento isolado do custo unitário elevado faz com que se busquem soluções aparentemente mais baratas. A inovação apresentada pela Tuper vem ao encontro desta necessidade porque, além das estacas vazadas, a Tuper oferece ao mercado as estacas em estrutura mista de aço e concreto fazendo com que o custo da solução seja intermediário em relação a estacas executadas apenas com concreto ou aço, mantendo, assim, as vantagens das estacas metálicas com possibilidade de otimização de tempo se forem utilizadas as Conexões Rápidas Tuper.

O *range* das Estacas Tubulares Tuper compreende inicialmente três diferentes diâmetros e cinco diferentes espessuras para cada um deles, gerando

uma gama de 15 estacas de linha e variadas capacidades de carga em função das diferentes resistências de concreto de preenchimento.

- **Diâmetros de produção:** 219 mm - 244 mm - 339 mm;
- **Espessuras:** 6,35 mm (1/4") - 8,00 mm (5/16") - 9,50 mm (3/8") - 11,20 mm (7/16") - 12,50 mm (1/2");
- **Outros diâmetros:** poderão ser fornecidos outros diâmetros sob encomenda, de acordo com as capacidades técnicas de máquina da Tuper.

Outro ponto interessante da solução Tuper é a inovação desenvolvida para a emenda. A Tuper desenvolveu um sistema de conexão rápida que dispensa a soldagem convencional. Trata-se de uma conexão interna que será o elo entre os tubos em uma estaca. A conexão é montada sob pressão com o peso do martelo do bate-estacas. No Capítulo 5 apresentamos o sistema de Conexão Rápida Tuper.



4.1 – VANTAGENS DAS ESTACAS TUBULARES TUPER

As características que tornam as estacas tubulares Tuper uma vantajosa escolha na tomada de decisão em relação ao tipo de fundação estão descritas nas seguintes categorias:

- Vantagens de projeto/cálculo;
- Vantagens executivas;
- Vantagens ao empreendimento/proprietário.

VANTAGENS DE PROJETO/CÁLCULO

- Momento de inércia simétrico: a forma geométrica tubular é simétrica para todo eixo passante pelo centro da seção transversal para os quais o momento de inércia é sempre o mesmo, facilitando análises de flambagem. Vigas laminadas nos formatos "I" e "H" possuem um eixo de grande inércia e outro de baixa, sendo que em análises de flambagem considera-se o menor, o que pode resultar em minoração da carga de cálculo. Outra vantagem do formato tubular é que não apresenta bordos livres ou almas muito esbeltas, que são pontos críticos para flambagem local.
- Permite aplicar menores Fatores de Segurança: os menores coeficientes de ponderação do material metálico (γ_m), variando de 1,10 a 1,35, resultam em maior aproveitamento do material aplicado. Em estacas de concreto este ponderador pode chegar a 5.
- A utilização do método S+D (descrito no Capítulo 6) para acompanhamento de carga admissível geotécnica durante todo o processo de cravação, que resulta em garantia de carga e identificação da variabilidade desta mesma resistência.
- Maior valor calculado dos fatores de redução χ e Q . Segundo a NBR 8800, item 5.3.2, a força axial resistente de cálculo para barras prismáticas comprimidas é dada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

em que:

χ é o fator de redução associado à resistência de compressão (intervalo de valores: $0,1 \leq \chi \leq 1$);

Q é o fator de redução total associado à flambagem local (intervalo de valores: $0,667 \leq Q \leq 1$).

- Para a estaca tubular, o cálculo destes fatores de redução resulta em valores maiores em relação a outros formatos geométricos. Isso por não haver um eixo de momento de inércia baixo e pela estabilidade da seção tubular sem bordos livres. Com estes dois fatores tendo valores iguais ou muito próximos de 1,0, a redução da capacidade de carga estrutural calculada é muito menor, gerando melhor aproveitamento do material.
- Contato homogêneo de todo o perímetro da estaca com o solo.
- Superfície plana de contato na área da emenda, com perfeita transmissão de compressão.
- Não há corrosão interna nas estacas totalmente enterradas com o topo ancorado no bloco ou preenchidas com concreto porque, em solos normais, não há presença significativa de oxigênio livre disponível para reação de oxidação interna.
- Maior área de ponta: as estacas são cravadas com a ponta fechada ou o processo de cravação causa o "embuchamento" da ponta da estaca com o solo e, em ambos os casos, resulta no aproveitamento total da área transversal de apoio no solo resistente.
- Quando cravado com a ponta fechada, o tubo causa o deslocamento de solo igual ao seu volume, gerando compactação do solo ao seu redor e melhorando o contato entre solo e estaca.
- Ampla faixa de cargas atendidas: de 66 a 355 t.
- As estacas de concreto são constituídas de material frágil enquanto as estacas de aço apresentam a vantagem de serem constituídas de material dúctil e larga faixa de comportamento elástico antes da ruptura. Estas propriedades tornam as estacas de aço especialmente aplicáveis no caso de carregamentos horizontais cíclicos, por exemplo, nas fundações de obras marítimas e torres eólicas. O número de ciclos nos ensaios de fadiga mostra que o concreto se deteriora significativamente antes do aço.
- Capacidade de atingir grandes profundidades e atravessar solos rijos/compactos sem necessidade de pré-furo.

- Quando a estaca é mista, o concreto fica confinado pelas paredes do tubo, que agem como forma incorporada e trabalham em estado triaxial de tensões. Apesar de não considerado este efeito nos cálculos, sabe-se do potencial de elevação da capacidade de carga estrutural.
- Alta capacidade de carga frente a seu diâmetro. Isso permite a redução do tamanho dos blocos e possibilidade de redução do número de estacas para a mesma carga.
- Fácil ligação da estaca no bloco através de barras de aço soldadas na lateral das estacas vazadas ou ancoradas no concreto das estacas mistas.
- Redução do efeito de punção da estaca no bloco em relação ao perfil metálico que apresenta baixa área de seção transversal.
- Emendas podem ser realizadas pelo processo de solda.
- Outra possibilidade é a utilização da emenda por conexão rápida desenvolvida pela Tuper com a possibilidade de reforço nas emendas cujas solicitações de tração e flexão superem os valores recomendados pela fabricante. Leia mais sobre as conexões no Capítulo 5.
- Processo inovador da emenda por conexão rápida está em conformidade com a norma NBR 8800 - item 6.1.6.2 para "Barras comprimidas transmitindo esforços por contato".
- Capacidade de carga das estacas mistas de aço e concreto em conformidade com o Anexo P da NBR 8800.

VANTAGENS EXECUTIVAS

- Aumento de produtividade: quando forem aplicadas as emendas por Conexões Rápidas Tuper, a execução da cravação poderá ter produtividade 100% maior, ou seja, o dobro da velocidade em relação ao processo tradicional de solda. Isso se deve ao fato da emenda por conexão rápida apenas necessitar do posicionamento e alinhamento dos segmentos e, então, a acoplagem ocorre pela energia do golpe do martelo bate-estacas. O tempo que a equipe trabalharia fazendo a emenda por solda, que em média é de 20 minutos durante a cravação além dos outros 20 minutos de pré-preparo da emenda, é convertido em tempo de produção. Com isso, o aumento de produtividade total do serviço pode chegar a 100%.
- Simetria da seção elimina risco de troca dos eixos de maior e menor resistência à flexão durante o posicionamento e locação.
- Redução de acidentes de trabalho por choque elétrico: a segurança da equipe é essencial e todo executor de obras conhece o risco de cabo elétrico esmagado ou exposto dentro do canteiro. Neste sentido, as emendas por conexão rápida estão livres do risco de choque elétrico, pois não é utilizada máquina de solda.
- Permite trabalho em dias de chuva: na mesma linha de não utilizar máquina de solda, o risco de descarga elétrica é o motivo pelo qual as obras que precisam de solda são paradas em dias de chuva, chuveiro ou mesmo solo encharcado. A execução de obras com a emenda por conexão rápida pode continuar trabalhando normalmente nesses casos.
- Menor equipe e equipamentos: o serviço de cravação pode ser feito com apenas um ajudante e sem a necessidade de um soldador.
- Sem gasto de tempo com corte de talas e pré-preparo de emendas: as emendas chegam prontas na obra, pois são peças industrializadas com grande precisão nas dimensões. Esta é uma grande vantagem sobre as emendas soldadas que precisam de corte de talas e pré-soldagem das talas nos elementos antes do início do serviço de cravação.
- A rápida execução da emenda elimina o tempo de descanso da estaca. Isto é importante na cravação de estacas profundas ou solos que rapidamente aderem ao fuste e dificultam muito a retomada da cravação, em alguns casos causando quebras ou impossibilidade de prosseguir a cravação.
- O equipamento bate-estacas não precisa mudar de posição, o que é uma prática comum quando há soldas demoradas e inicia-se a cravação de outra estaca durante a emenda da primeira para tentar otimizar tempo.
- Sem quebras de estacas, problema típico de estacas pré-moldadas de concreto.
- Possibilidade de verificar a integridade da estaca: a tubular vazada é a única estaca que após a cravação permite a verificação visual do fuste, internamente.
- Concretagem posterior à cravação, não simultânea: nas estacas mistas, o concreto pode

ser adicionado posteriormente, pois o tubo cravado serve como fôrma incorporada. Assim, eliminam-se os problemas logísticos dos serviços ocorrendo simultaneamente, como o de concretos aguardando dentro de caminhões, espaço insuficiente para caminhão-betoneira, caminhão-bomba e bate-estacas no mesmo local, defeito em algum equipamento deixar outros ociosos etc.

- Estacas sem solda oferecem um menor risco e, com isso, são mais indicadas para cravação em solos com gases inflamáveis, como aterros sanitários, por exemplo. Nessas situações uma análise mais criteriosa deve ser realizada para definir qual a melhor solução para cada caso.
- Fácil ligação da estaca com bloco através de barras de aço ancoradas no concreto.
- Mobilidade facilitada das estacas tubulares na obra, visto que podem ser roladas facilmente.
- Possibilidade do controle de cravação pelo método S+D que permite, em tempo real, conhecer a capacidade de carga da estaca, o perfil de resistência do solo e decidir-se sobre o ponto ideal de interrupção da cravação.

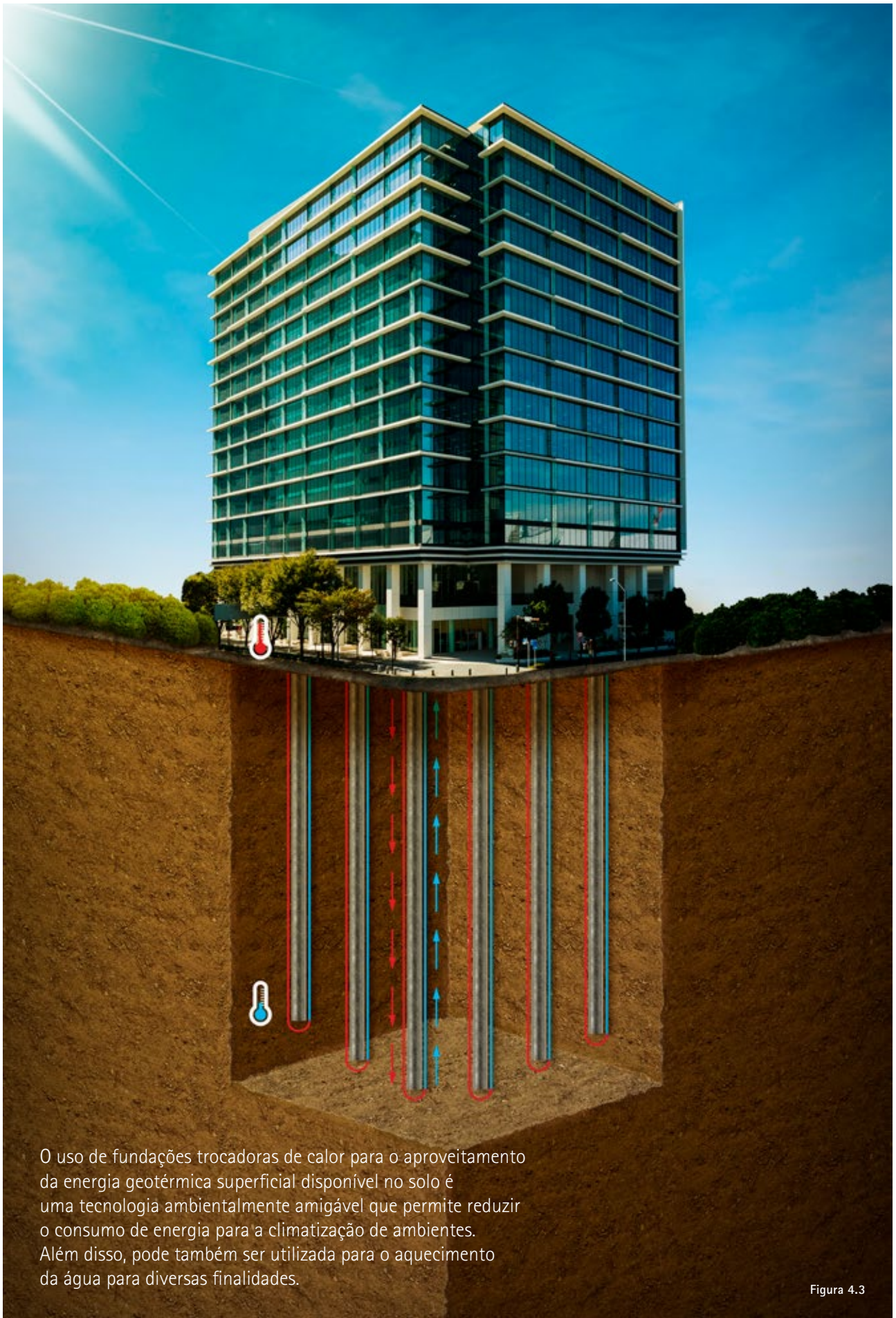
VANTAGENS AO EMPREENDIMENTO/ PROPRIETÁRIO

- Otimização do tempo e avanço no cronograma: o aumento de produtividade do cravador significa tempo ganho no cronograma e economia para o proprietário. A execução da fundação com a estaca tubular e Conexão Rápida Tuper pode ser concluída em até metade do tempo em relação a outras soluções de estacas cravadas e, até mesmo, em menor tempo do que em estacas-hélice.
- Economia: por apresentar boa resistência de ponta, em geral, a estaca tubular apresenta menor comprimento final em relação a perfis "H", resultando em menos material e mão de obra, além de permitir o reaproveitamento de todos os segmentos cortados, praticamente sem perdas quando comparadas a estacas pré-moldadas. No caso das estacas mistas, alia-se o baixo risco das metálicas com a economia de estacas de concreto, resultando em uma estaca mista de alta capacidade de carga com baixo consumo de concreto permitindo redução no dimensionamento dos blocos de coroamento.
- Grande capacidade de entrega da fabricante Tuper, que possui capacidade de produção instalada de 826 mil t/ano e é líder de mercado em vários ramos de sua atuação.

- Possibilidade de implantação de Sistema geotérmico (fig.4.3): o estudo da troca térmica entre o ambiente construído e o solo está em fase avançada de desenvolvimento. Gerando economia de energia com climatização de ambientes, este sistema já é utilizado em outros países e é promissor também no Brasil. A execução depende da instalação de tubos trocadores de calor no interior das estacas, o que apresenta grande facilidade e baixo custo de instalação com a estaca tubular Tuper, já que o interior da estaca apresenta-se livre.
- O sistema realiza a troca térmica com o solo resfriando o ambiente nos dias quentes e aquecendo-o nos dias frios, reduzindo o consumo de energia para climatização artificial. A temperatura do solo é aproximadamente constante ao longo da profundidade das estacas e normalmente em torno da média da temperatura atmosférica anual do local. Um esquema do sistema é apresentado na página seguinte.
- Rastreabilidade do aço desde a usina siderúrgica.



Figura 4.2 - Obra do terminal portuário da Eldorado. Santos, São Paulo.



O uso de fundações trocadoras de calor para o aproveitamento da energia geotérmica superficial disponível no solo é uma tecnologia ambientalmente amigável que permite reduzir o consumo de energia para a climatização de ambientes. Além disso, pode também ser utilizada para o aquecimento da água para diversas finalidades.

Figura 4.3

4.2 – MATERIAIS

As estacas tubulares são fabricadas utilizando-se de aços-carbono ou aços de baixa liga com elevadas resistências, laminados continuamente a quente através de laminação de acabamento, visando um apropriado aperfeiçoamento das condições superficiais.

Além de possuírem composição química restrita, os materiais dedicados a essa aplicação possuem limite de escoamento superior a 310 MPa e limite de resistência acima de 455 MPa, atendendo aos requisitos da norma ASTM A252 - Grade 3.

Seu baixo teor de carbono alinhado a controles de composição de elementos como manganês, silício, cromo, vanádio, cobre e níquel, proporciona um baixo Carbono equivalente à liga fornecida, tornando o material apto a todos os processos de soldagem sem necessidades de aplicações de procedimentos especiais.

4.3 – ESPESSURAS DE SACRIFÍCIO DE CORROSÃO

Estacas metálicas devem ser dimensionadas considerando-se a seção reduzida, sendo a espessura de sacrifício de corrosão uma função da classe do solo onde a estaca é cravada. Veja abaixo, tabela conforme ABNT NBR 6122.

Tabela 4.1	
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 *	3,2

* Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.

Estacas que estiverem total e permanentemente enterradas, independentemente do nível d'água, dispensam tratamento especial, apenas que seja considerada conforme indicado na tabela. Já para estacas em que o topo ficar desenterrado, é obrigatória a proteção com camisa de concreto ou outro recurso de proteção do aço ou aumento de espessura de sacrifício definida em projeto. Trata-se, neste caso, de uma proteção extra além da especificada na tabela.

Nas estacas vazadas, deve-se manter o interior isolado do ambiente externo, assim como ocorre no caso de estacas totalmente enterradas e com o topo ancorado no bloco. Assim, não há oxigênio disponível

para oxidação interna e a espessura de sacrifício pode ser considerada apenas na face externa da estaca.

Caso seja feito dimensionamento específico para a fase de construção, recomenda-se utilizar a seção plena da estaca metálica, ou seja, descarta-se para análise de fase construtiva a redução da seção por corrosão, pois este é um evento de curta duração em relação ao tempo necessário para oxidação da espessura de sacrifício tomada no projeto em condições permanentes.

4.4 – TABELA DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Apresentam-se em formas de tabelas as propriedades geométricas da seção transversal das estacas tubulares Tuper, considerando a seção plena e três seções reduzidas por sacrifício de corrosão de 1; 1,5 e 2 milímetros. (ver tabelas na página seguinte)

4.5 – CONDIÇÕES DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL – TUBO METÁLICO

Para o dimensionamento estrutural à compressão das estacas tubulares Tuper foi adotado o cálculo segundo o item 5.3 da NBR 8800 - Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, através do qual

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde:

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo;

χ é o fator de redução associado à resistência de compressão;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra (para estacas utiliza-se a seção reduzida por corrosão);

f_y é a tensão de escoamento do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências do aço estrutural.

TABELA DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER									
			Seção plena, sem corrosão									
Ø	Espessura	Massa	Øint	Área Plana	Área Concreto	Área Aço	Perim. Externo	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		d	A	A _c	A _s	U	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	mm	cm ²	cm ²	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	206,4	377	335	42,4	69	2.403	219	7,53	35	1,00
	8,00	41,6	203,1	377	324	53,1	69	2.960	270	7,47	27	1,00
	9,50	49,1	200,1	377	314	62,6	69	3.442	314	7,42	23	1,00
	11,20	57,4	196,7	377	304	73,2	69	3.964	362	7,36	20	1,00
	12,50	63,7	194,1	377	296	81,1	69	4.345	397	7,32	18	1,00
Ø244	6,35	37,3	231,8	469	422	47,5	77	3.370	276	8,42	39	1,00
	8,00	46,7	228,5	469	410	59,4	77	4.159	340	8,37	31	1,00
	9,50	55,1	225,5	469	399	70,1	77	4.848	397	8,31	26	1,00
	11,20	64,4	222,1	469	387	82,1	77	5.596	458	8,26	22	1,00
	12,50	71,5	219,5	469	378	91,1	77	6.146	503	8,21	20	1,00
Ø339	6,35	52,2	327,0	906	840	66,5	107	9.240	544	11,79	53	1,00
	8,00	65,4	323,7	906	823	83,4	107	11.472	675	11,73	42	1,00
	9,50	77,4	320,7	906	808	98,5	107	13.442	791	11,68	36	1,00
	11,20	90,7	317,3	906	791	115,6	107	15.609	919	11,62	30	1,00
	12,50	100,9	314,7	906	778	128,5	107	17.220	1.014	11,58	27	1,00

Tabela 4.2

TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER					
			Reduzidas por corrosão = 1 mm					
Ø	Espessura	Massa	Área Aço	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		A _s	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	35,6	1.996	184	7,49	41	1,00
	8,00	41,6	46,2	2.552	235	7,43	31	1,00
	9,50	49,1	55,7	3.035	280	7,38	26	1,00
	11,20	57,4	66,3	3.556	328	7,32	21	1,00
	12,50	63,7	74,3	3.937	363	7,28	19	1,00
Ø244	6,35	37,3	39,9	2.803	231	8,39	45	1,00
	8,00	46,7	51,8	3.593	296	8,33	35	1,00
	9,50	55,1	62,5	4.281	353	8,28	29	1,00
	11,20	64,4	74,4	5.030	415	8,22	24	1,00
	12,50	71,5	83,4	5.579	460	8,18	21	1,00
Ø339	6,35	52,2	55,9	7.715	457	11,75	63	1,00
	8,00	65,4	72,7	9.946	589	11,69	48	1,00
	9,50	77,4	87,9	11.916	706	11,64	40	1,00
	11,20	90,7	104,9	14.084	834	11,58	33	1,00
	12,50	100,9	117,9	15.695	929	11,54	29	1,00

Tabela 4.3

TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER					
			Reduzidas por corrosão = 1,5 mm					
Ø	Espessura	Massa	Área Aço	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		A _s	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	32,2	1.796	166	7,47	45	1,00
	8,00	41,6	42,8	2.353	218	7,41	33	1,00
	9,50	49,1	52,3	2.835	262	7,36	27	1,00
	11,20	57,4	62,9	3.357	311	7,31	22	1,00
	12,50	63,7	70,9	3.738	346	7,26	20	1,00
Ø244	6,35	37,3	36,1	2.525	209	8,37	50	1,00
	8,00	46,7	48,0	3.314	275	8,31	37	1,00
	9,50	55,1	58,7	4.003	332	8,26	30	1,00
	11,20	64,4	70,6	4.751	394	8,20	25	1,00
	12,50	71,5	79,6	5.301	439	8,16	22	1,00
Ø339	6,35	52,2	50,6	6.962	414	11,73	69	1,00
	8,00	65,4	67,4	9.193	546	11,68	52	1,00
	9,50	77,4	82,6	11.164	663	11,62	42	1,00
	11,20	90,7	99,6	13.331	792	11,57	35	1,00
	12,50	100,9	112,6	14.942	888	11,52	31	1,00

Tabela 4.4

TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER					
			Reduzidas por corrosão = 2 mm					
Ø	Espessura	Massa	Área Aço	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		A _s	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	28,8	1.600	149	7,45	49	1,00
	8,00	41,6	39,4	2.156	200	7,40	36	1,00
	9,50	49,1	48,9	2.639	245	7,34	29	1,00
	11,20	57,4	59,5	3.160	294	7,29	23	1,00
	12,50	63,7	67,5	3.541	329	7,24	20	1,00
Ø244	6,35	37,3	32,3	2.250	187	8,35	55	1,00
	8,00	46,7	44,2	3.040	253	8,29	40	1,00
	9,50	55,1	54,9	3.728	310	8,24	32	1,00
	11,20	64,4	66,8	4.477	372	8,18	26	1,00
	12,50	71,5	75,9	5.026	418	8,14	23	1,00
Ø339	6,35	52,2	45,3	6.216	370	11,72	77	0,984
	8,00	65,4	62,1	8.447	503	11,66	56	1,00
	9,50	77,4	77,3	10.418	621	11,61	45	1,00
	11,20	90,7	94,4	12.585	750	11,55	36	1,00
	12,50	100,9	107,3	14.196	846	11,50	32	1,00

Tabela 4.5

Conforme ASTM A252, o diâmetro pode variar em +/- 1% do valor nominal e a espessura em 12,5% do nominal da estaca.

São facilmente obtidos os valores de A_g pelas características geométricas da seção, o de f_y , que é uma propriedade mecânica do material fornecida pelo fabricante e γ_{a1} , que é tabelado em norma e ao qual adiciona-se, para obter como resultado a carga admissível, o coeficiente de ponderação das ações.

Os fatores χ e Q são adimensionais e com valores $\leq 1,0$.

O fator Q para seções tubulares é obtido de acordo com o Anexo F da NBR 8800, item F.4, sendo uma função do módulo de elasticidade E do aço, da tensão de escoamento f_y e da relação entre diâmetro e espessura do elemento, D/t .

O fator Q é dado por:

$$Q = 1$$

quando

$$\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$$

ou calculado pela expressão

$$Q = \frac{0,038}{D/t} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$$

para o intervalo

$$0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$$

Como apresentado na tabela de propriedades geométricas das Estacas Tubulares Tuper, o valor de Q é sempre igual a 1, com a única exceção para a combinação da estaca de maior diâmetro quando na menor espessura e aplicado sacrifício de corrosão de 2 mm sendo, neste caso, $Q = 0,984$ (caso mais desfavorável para efeitos de flambagem local desta edição das estacas Tuper). Em síntese, as estacas tubulares Tuper apresentadas nesta edição não estão sujeitas à flambagem local de acordo com os critérios da NBR 8800 e não há redução de sua capacidade estrutural pelo fator Q , salvos os casos especiais em que precise ser considerada uma espessura de sacrifício de corrosão superior a 2,0 milímetros para os quais o fator Q não foi calculado.

O fator χ é uma função do índice de esbeltez reduzido λ_0 , dado por:

$$\chi = 0,658^{(\lambda_0)^2}$$

(expressão válida nos casos em que $\lambda_0 \leq 1,50$) e

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$$

sendo N_e a força axial de flambagem elástica conforme o Anexo E da NBR 8800, calculada por

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2}$$

Com relação ao fator χ , há projetistas que defendem que estacas totalmente enterradas não estão sujeitas a flambagem e, portanto, consideram este fator sempre igual a 1,0. De fato, é preciso existir um comprimento L livre ou com confinamento lateral de baixa resistência para que exista a possibilidade de flambagem da estaca. Embora a consideração que o fator χ possa ser tomado igual a 1 atenda à maioria dos casos, especialmente aqueles de solos de média resistência ou superior, ela não atende a todos. Isso foi abordado por DAVIDSON, M.T. e ROBINSON, K. E., que avaliaram um comprimento L_s do corpo da estaca sujeito a flambagem abaixo da cota da superfície, até que a base deste segmento da estaca simplificada pode ser considerada fixa na continuidade do elemento enterrado.

A figura 4.4 apresenta: em (a) a situação real de uma estaca com a cabeça livre sujeita às forças de carga axial P , momento M e lateral Q ; em (b) o modelo de comportamento simplificado proposto pelos autores; e em (c) uma modelagem bastante utilizada nos dias atuais onde admite-se que o solo se comporte como mola.

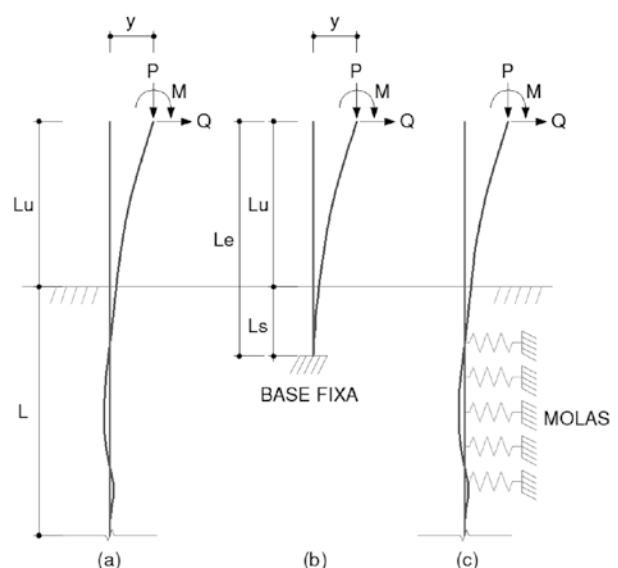


Figura 4.4

De acordo com o método proposto por DAVIDSON, M.T. e ROBINSON, K. E., o comprimento de engastamento equivalente L_s pode ser obtido por:

$$L_s = S_T \cdot T \quad \text{onde} \quad T = \sqrt[5]{(EI / n_h)}$$

Nesta expressão, n_h é a constante de reação horizontal do subleito, para a qual no caso prático mais crítico de argilas muito moles os autores sugerem $n_h=2 \text{ lb/in}^3 = 0,0554 \text{ kg/cm}^3$.

Atendidas às demais verificações do método que não são apresentadas neste texto, verifica-se que S_T pode ser tomado como um valor constante de 1,75.

Os comprimentos L_s foram calculados para todas as estacas apresentadas na tabela de capacidade de carga. Dado que a reação do solo é bastante sensível entre as diferentes camadas e que as estacas mais procuradas do portfólio Tuper são as de parede fina para as quais se verificou que o comprimento L_s é, com boa aproximação, igual a 10x o diâmetro do tubo, adotou-se uma simplificação. Para o cálculo de capacidade de carga em suas tabelas, a Tuper considerou o comprimento de flambagem L igual a 10x o diâmetro da estaca ou à maior dimensão de sua seção, e que a base deste elemento se encontra engastada na continuidade da estaca abaixo ($K=0,7$). Nesta situação, o fator X resulta em média igual a 0,969. A título de conhecimento, se o comprimento L fosse adotado igual a 20x o diâmetro da estaca, o que seria possível no caso de estaca com um trecho desenterrado, por exemplo, o valor médio do fator X seria 0,882. Isso serve para se ter noção da interferência do comprimento L adotado no resultado da capacidade de carga calculada. Baseado neste modelo, o projetista poderá avaliar outros comprimentos, a seu critério. A capacidade de carga apresentada nas tabelas pela Tuper deverá atender com segurança todos os casos de estacas totalmente enterradas em solos mais favoráveis que argilas moles.

Embora apresentado acima o modelo de cálculo adotado pela Tuper, não está solucionado o problema do projetista em saber se as estacas de seu projeto estão ou não sujeitas a flambagem no trecho enterrado. Para isto, se utilizou o modelo apresentado por Ilo Dias Borba da Costa, ao IX Congresso Brasileiro de Pontes de Estruturas, pelo qual a carga crítica de flambagem P_{fl} da estaca com contenção lateral do solo é:

$$P_{fl} = EI \cdot (\pi / L)^2 \cdot (n^2 + m / n^2)$$

e

$$m = K \cdot (L / \pi)^4 / (EI)$$

A carga crítica de flambagem está ligada ao valor mínimo da expressão

$$(n^2 + m / n^2)$$

e é sensível ao Coeficiente de Reação Horizontal K do solo.

Quando o número de meias ondas n em que tende a ocorrer a flambagem é igual a 1:

$$P_{fl} = EI \cdot (\pi/L)^2 + K \cdot (L/\pi)^2$$

Utilizando estas equações e uma planilha, foi calculada a carga crítica de flambagem P_{fl} para várias combinações de comprimento, do número de meias ondas em que a flambagem tende a ocorrer e do coeficiente de reação horizontal K do solo. O coeficiente K crítico é o de argilas muito moles, sendo considerado $K=2 \text{ kgf/cm}^2 = 20 \text{ tf/m}^2$. Foi ainda adotado o fator de segurança igual a 1,60 sobre o resultado calculado da carga crítica de flambagem.

O resultado obtido foi que a carga crítica de flambagem é superior à carga máxima admissível para todas as estacas da tabela Tuper. Em outras palavras, mesmo as estacas tubulares trabalhando em solo muito mole ($K=2,0 \text{ kgf/cm}^2$) e sob a máxima carga admissível, não estão sujeitas a flambagem por compressão no trecho enterrado.

Salienta-se que este resultado foi obtido para as seções tubulares metálicas, devido ao momento de inércia simétrico do tubo já citado como uma vantagem do sistema e que pode não se repetir para outros formatos de seção transversal.

Mesmo com esta análise, fator X não foi considerado como sempre igual a 1 pela Tuper, pois é descrito pela norma como "fator de redução associado a resistência de compressão", o que pode considerar outras variáveis além da flambagem.

No cálculo das cargas admissíveis foram também consideradas as seguintes premissas:

- Compressão axial;
- Tratando-se de carga admissível, o coeficiente de ponderação das resistências dado no cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) é composto de uma parcela relativa ao coeficiente de ponderação das ações γ_f e outra relativa ao coeficiente de ponderação das resistências do material γ_m . Sendo $\gamma_f = 1,50$ e $\gamma_m = 1,1$ dados pelas Tabelas 1 e 3 da NBR 8800 em combinações normais, respectivamente. Assim, o coeficiente de ponderação das resistências adotado é $\gamma_f \times \gamma_m = 1,50 \times 1,10 = 1,65$;

- Espessura de sacrifício de corrosão considerada nos cálculos de A_g , χ e Q para todos os valores apresentados na tabela de cargas admissíveis, pois a espessura de sacrifício de corrosão não somente reduz a área efetiva de aço mas altera outras características do elemento como, por exemplo, a espessura e momento de inércia, influenciando assim nos valores dos fatores de redução.

4.6 - CONDIÇÕES DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL - ESTACAS MISTAS

O dimensionamento estrutural à compressão das estacas mistas foi realizado segundo o Anexo P da NBR 8800 - Pilares submetidos à compressão axial, através do qual,

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

e

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos;

χ é o fator de redução associado à resistência de compressão;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal a plastificação total;

$N_{pl,a,Rd}$, $N_{pl,c,Rd}$, $N_{pl,s,Rd}$ são respectivamente as parcelas das forças axiais resistentes de cálculo dos elementos componentes da seção transversal, tubo de aço, concreto de preenchimento e armadura longitudinal interna.

As parcelas das forças axiais dos componentes da seção são dadas por

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a$$

$$N_{pl,c,Rd} = \alpha f_{cd} A_c$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s$$

em que:

A_a , A_c , A_s são respectivamente as áreas de aço do tubo, área de concreto e área da armadura longitudinal.

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares

circulares preenchidas com concreto.

O coeficiente de ponderação das resistências do concreto foi adotado $\gamma_c=1,4$ porque a estaca mista é uma estaca cravada na qual o tubo age como fôrma incorporada, ou seja, a concretagem ocorre dentro de uma fôrma, livre de detritos ou risco de contaminação com solo, como ocorre para estacas escavadas.

A aplicação e assentamento do concreto são serviços do executor da fundação. Podem ser utilizados concretos com maior teor de argamassa, maior abatimento (SLUMP) e bombeáveis, a fim de facilitar o serviço e reduzir riscos de falhas.

O fator de redução χ é calculado tal como no caso de estacas de aço, em que $\chi=0,658(\lambda_{0,m})^2$ (expressão válida nos casos em que $\lambda_0 \leq 1,50$) e o índice de esbelteza reduzido da seção mista é

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

em que:

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s$$

e

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(K.L)^2}$$

onde:

$N_{pl,R}$ é a força axial resistente a plastificação total tomando-se as resistências características dos materiais, ou seja, sem coeficientes de ponderação das resistências dos materiais;

N_e é a força axial de flambagem elástica;

$(K.L)$ é o comprimento de flambagem do elemento;

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista.

A rigidez efetiva à flexão da seção mista é dada por

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

sendo também uma rigidez composta pela soma da rigidez dos componentes da seção, multiplicando-se o módulo de elasticidade pelo momento de inércia de cada material. O detalhe fica por conta da redução da rigidez do concreto que é multiplicada por 0,6 e calculada utilizando-se o módulo de elasticidade reduzido do concreto ($E_{c,red}$) para simular os efeitos de retração e fluência, sendo

$$E_{c, red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)}$$

onde:

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

φ é o coeficiente de fluência do concreto.

Simplificadamente admite-se que este coeficiente seja tomado igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto.

A relação

$$\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}$$

pode simplificadamente ser tomada igual a 0,6.

Com as simplificações, $\varphi=0$, resta que nas seções tubulares

$$E_{c,red} = E_c$$

e o módulo de elasticidade reduzido é igual ao módulo de elasticidade, restando a multiplicação pelo coeficiente 0,6 para sua redução na rigidez total da seção.

No cálculo do módulo de elasticidade do concreto E_c foi considerado $\alpha_E = 1,0$, para brita de rocha granítica. Para outros valores de α_E , consulte item 8.2 da NBR 6118.

O dimensionamento das estacas mistas segundo os parâmetros do Anexo P da NBR 8800 é adequado porque atende perfeitamente às condições das hipóteses básicas do método e aos limites de aplicabilidade constantes nos itens P.1.2 e P.1.3, tais como:

- Interação completa entre o aço e o concreto;
- O fato de a flambagem local não ser um estado-limite último predominante;
- Seção transversal constante e com dupla simetria;
- Entre outras.

Atenção especial ao fator de contribuição do aço para resistência total da seção mista que não pode ser inferior a 0,20 e nem superior a 0,90. Isso significa que deve haver um equilíbrio entre a contribuição do concreto e a contribuição do aço para a resistência total do conjunto. Se a resistência do aço no conjunto for inferior ou igual a 0,20 significa que deve ser dimensionada de acordo com a NBR 6118 de estruturas em concreto armado e, se a resistência

do aço no conjunto for superior ou igual a 0,9, significa que a contribuição do aço prevalece muito sobre a contribuição do concreto e a seção deve ser dimensionada como pilar de aço apenas. O fator de contribuição do aço é dado por

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl, Rd}}$$

sendo os componentes da equação os já vistos anteriormente.

No caso da flambagem local, para garantia de que todos os elementos vão atingir a resistência sem que ocorra a flambagem local do tubo de aço, as seções tubulares preenchidas com concreto devem atender a

$$\frac{D}{t} \leq \frac{0,15 E}{f_y}$$

As estacas mistas, quando cravadas, são elementos de aço e posteriormente são preenchidas com concreto quando, então, os elementos passam a trabalhar juntos. Durante a cravação, as estacas podem ser levadas ao limite de 90% da sua capacidade resistente, tal como na cravação de estacas metálicas, mas com a vantagem de que, após concretadas, aumentam muito sua capacidade estrutural.

4.7 – TABELAS DE CAPACIDADES DE CARGA

As tabelas de Carga Estrutural Admissível das Estacas Tubulares Tuper seguem as condições de dimensionamento estrutural descritas nos itens 4.5 e 4.6 e os valores foram calculados considerando-se a espessura de sacrifício de corrosão indicada em cada tabela e um fator de segurança igual a 1,65. Para outras variações da espessura de corrosão ou do fator de segurança, consulte nossa equipe técnica.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)		DIÂMETROS		
Peso teórico (kg/m)		Ø219	Ø244	Ø339
ESPESURAS	6,35	95 ← Carga Admissível		
	7,93			
	9,52	46,3 ← kg/m		
	11,2			
	12,7			

Tabela 4.6 – Modelo de apresentação de cargas admissíveis.

O esquema acima apresenta como ler a capacidade de carga corretamente. No exemplo está demonstrada a carga admissível da estaca Ø244 mm com espessura de 8,00 mm para estacas vazadas e corrosão de 1,0 mm cuja carga admissível é de 95 tf e o peso de aço por metro igual a 46,3 kg/m.

Tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 1,0 mm, sendo esta a ser utilizada para classe de solos em estado natural e aterros controlados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
6,35	66	74	104	110	130	215	125	148	251
	33,3	37,3	52,2	33,3+80	37,3+101	52,2+202	33,3+80	37,3+101	52,2+202
8,00	85	95	134	128	150	243	142	167	278
	41,3	46,3	64,9	41,2+78	46,3+98	64,9+198	41,2+78	46,3+98	64,9+198
9,50	104	116	164	145	169	271	159	186	305
	49,2	55,2	77,5	49,2+75	55,1+96	77,5+194	49,2+75	55,1+96	77,5+194
11,20	123	138	195	163	189	300	176	206	334
	57,4	64,4	90,7	57,4+73	64,4+93	90,7+190	57,4+73	64,4+93	90,7+190
12,50	138	155	219	177	205	322	190	221	355
	63,7	71,5	100,9	63,7+71	71,5+90	100,9+186	63,7+71	71,5+90	100,9+186

Tabela 4.7

Abaixo, Tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 1,5 mm, sendo esta a ser utilizada para solos classe argila orgânica e solos porosos não saturados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
6,35	59	67	93	104	123	205	118	141	241
	33,3	37,3	52,2	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202
8,00	78	88	124	122	142	233	136	160	268
	41,3	46,3	64,9	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198
9,50	97	109	153	139	162	261	152	179	295
	49,2	55,2	77,5	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194
11,20	116	131	185	157	182	290	170	199	324
	57,4	64,4	90,7	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190
12,50	131	148	209	171	198	312	183	214	345
	63,7	71,5	100,9	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186

Tabela 4.8

Abaixo, tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 2,0 mm, sendo esta a ser utilizada para classe de solos de aterros não controlados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
6,35	53	59	82	98	116	195	112	134	231
	33,3	37,3	52,2	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202
8,00	72	81	113	115	135	223	129	153	258
	41,3	46,3	64,9	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198
9,50	91	102	143	133	155	251	146	172	285
	49,2	55,2	77,5	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194
11,20	110	124	175	151	175	280	164	192	314
	57,4	64,4	90,7	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190
12,50	125	140	199	164	191	302	177	207	336
	63,7	71,5	100,9	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186

Tabela 4.9

Nota: o consumo de concreto por metro das estacas é de: Ø219 = 0,033 m³/m, Ø244 = 0,042 m³/m e Ø339 = 0,084 m³/m.

4.8 - LIGAÇÃO COM O BLOCO - FRETAGEM

A ligação das estacas com o bloco de coroamento deve obedecer ao projeto e ao detalhamento das armaduras de cada caso. O projeto do bloco deve atender especialmente ao item 22.7 da NBR 6118.

O bloco é o elemento estrutural responsável por distribuir a carga advinda do pilar para as estacas, seja ela compressão, tração ou flexão. Ele deve preferencialmente ser elaborado de modo a garantir uma distribuição uniforme das cargas, ou seja, bloco rígido. Quando o bloco não tem altura suficiente para ser considerado rígido, ele é classificado como bloco flexível, cujo dimensionamento é muito mais complexo.

O principal esforço resistido pelo bloco é o de flexão, cuja armadura para o caso de pilares transmitindo compressão ao bloco é posicionada na parte inferior, e por exigência de norma, no mínimo 85% desta armadura deve estar posicionada nas faixas sobre as estacas. Como a norma também exige que estas armaduras sejam estendidas até as faces laterais do bloco e terminadas em ganchos de ambos os lados, respeitadas as espessuras de cobertura, praticamente eliminam-se as ligações entre estaca e bloco em que a estaca penetra no bloco. Assim, a cota de arrasamento das estacas é comumente uma medida entre 5 e 30 cm acima da cota de fundo do bloco. É também obrigatória a regularização do fundo do bloco com lastro de concreto magro de, no mínimo, 5 cm.

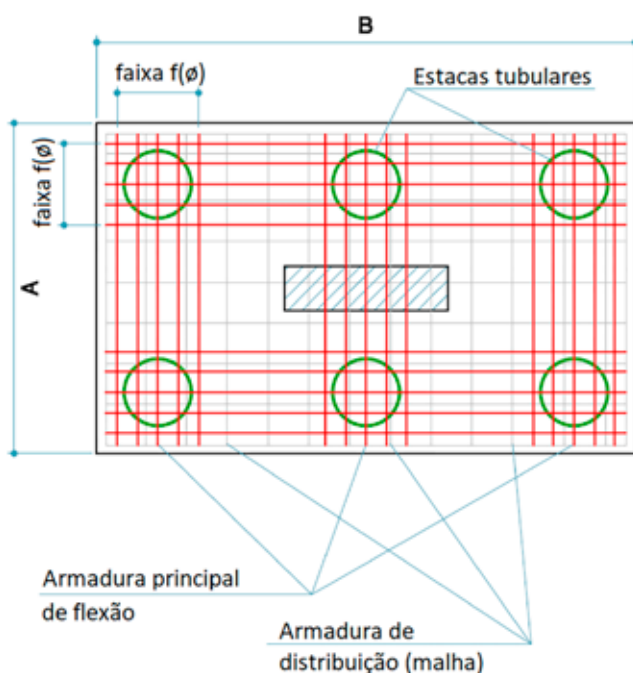


Figura 4.5

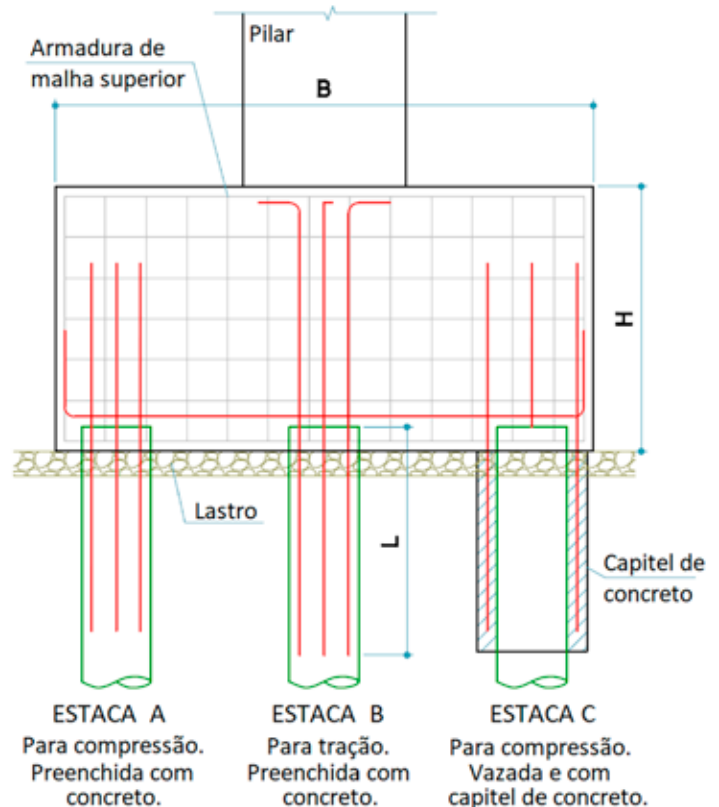


Figura 4.6

A Figura 4.5 ilustra a configuração típica das armaduras de um bloco retangular de dimensões em planta $A \times B$ e altura H . Na Figura 4.5 em planta, foram ilustradas as armaduras principais de flexão do bloco distribuídas sobre as faixas das estacas, sendo a largura de cada faixa uma função do diâmetro da estaca. Foi também ilustrada a armadura de distribuição em formato de malha.

Na Figura 4.6, tem-se uma vista em corte do bloco, ilustrando 3 situações hipotéticas distintas de estacas ligando-se ao bloco:

I) Estaca A, representa a armadura de ligação bloco-estaca para uma estaca trabalhando a compressão e que possui preenchimento com concreto. A ligação neste caso pode ser feita pela ancoragem das barras de aço dentro do concreto da estaca e do bloco. Também, as cargas de compressão são transmitidas diretamente pelas bielas, uma vez que toda área plana da estaca contribui recebendo a carga do bloco. Esta solução também pode ser utilizada para estacas vazadas, preenchendo-se com concreto apenas o topo da estaca em um comprimento adequado à transmissão dos esforços, sendo esta mais indicada para estacas tubulares vazadas do que à solução exemplificada na "Estaca C";

II) **Estaca B**, representa a armadura de ligação de uma estaca preenchida com concreto e sendo solicitada à tração. Neste caso, as barras devem se estender do topo do bloco até um comprimento "L" dentro da estaca suficiente para garantir a transmissão dos esforços;

III) **Estaca C**, representa uma estaca trabalhando à compressão que não é preenchida, ou seja, vazada. Neste caso, deve ser providenciado o fechamento do topo da estaca para impedir que a concretagem do bloco a preencha enquanto a ligação pode ser feita por um capitel de concreto que envolve o topo da estaca, situado abaixo do fundo do bloco. A armadura que parte do capitel para dentro do bloco pode ser soldada à face externa da estaca, a critério do projetista. Nessa solução de ligação é também muito importante o dimensionamento dos estribos do capitel. Dependendo do modo que for realizado o tamponamento da estaca, a área plana também irá contribuir recebendo diretamente esforço de compressão do bloco.

O preenchimento da estaca tubular com concreto, além de várias outras vantagens, facilita a ligação com o bloco e reduz muito os efeitos de punção, uma vez que a área de contato deixa de ser a área transversal de aço e passa a ser a área total da seção da estaca.

4.9 - CUIDADOS E LIMITAÇÕES

As Estacas Tubulares Tuper devem ser utilizadas com atendimento aos seguintes itens:

a) Em estacas cujo projeto não indique a concretagem interna deverá ser executado o fechamento do topo da estaca e das emendas próximas à superfície, por estarem sujeitas a contato com o ambiente externo, de modo a

bloquear a entrada de oxigênio na parte vazada da estaca e não permitir a corrosão interna.

b) Nas estacas tubulares de paredes finas, em especial aquelas de 6,35 mm, as alturas de queda dos martelos devem respeitar a capacidade do elemento de modo a não danificá-lo. Por exemplo, estacas Ø339 mm x 6,35 mm cravadas por martelo de 5 t devem ter altura de queda máxima de 60 cm, mas isto depende de cada martelo e da resistência de cada terreno, sendo indispensável a experiência do cravador.

c) Estacas que tiverem um trecho de seu comprimento não confinado pelo solo que seja superior a 10x seu diâmetro, como, por exemplo, estacas em locais com lâmina d'água, deverão receber dimensionamento estrutural apropriado. As cargas apresentadas na tabela da fabricante são válidas para estacas totalmente enterradas.

d) Evitar a falsa nega na cravação de estacas leves. A cravação de estacas leves, principalmente as de espessura 6,35mm, ao se aproximar do final ou ao atravessar solos com $N_{spt} > 30$ (onde ocorrem os maiores esforços de cravação) deve ser realizada com segmentos de comprimento reduzidos, a fim de evitar a flambagem do elemento e evitar também que o amortecimento elástico do golpe do martelo pelo material da estaca seja interpretado como nega de cravação. Recomenda-se que seja verificada a sondagem, e:

I) se a estaca estiver próxima da profundidade projetada final deverá ser cortada acima da cota do terreno em comprimento suficiente ao término da cravação;

II) se devido a uma camada resistente que deverá ser ultrapassada, utilizar segmentos com comprimentos reduzidos para 6 - 8 metros ou utilizar tubo com espessura superior.

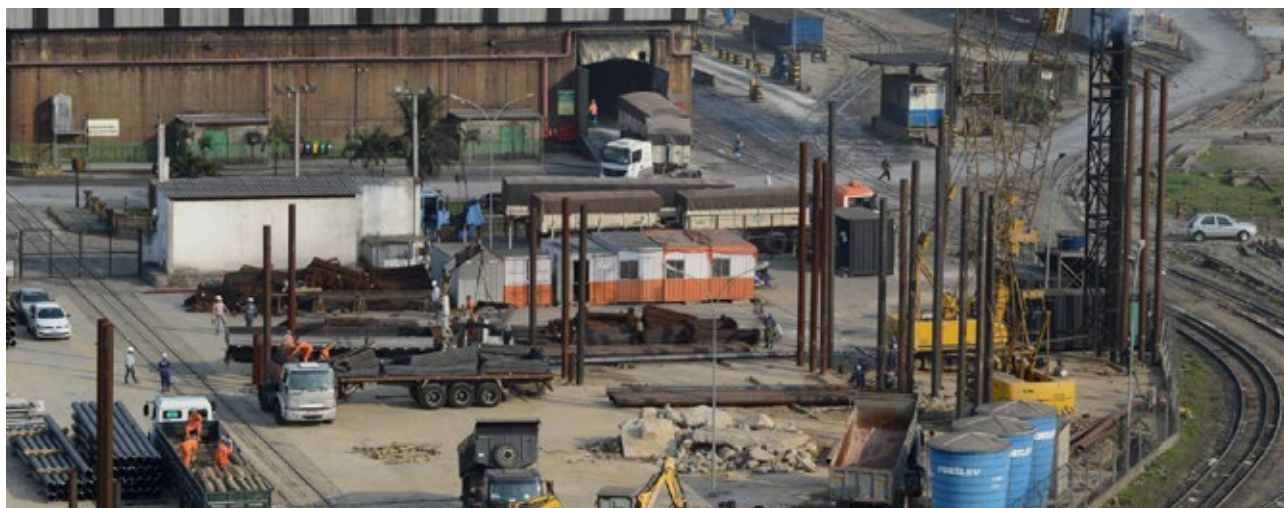


Figura 4.7 – Obra do terminal portuário da Eldorado. Santos, São Paulo.



CAPÍTULO 5

EMENDAS ENTRE ESTACAS

Conexão rápida em estaca
244 x 9,5 mm, instantes
antes da acoplagem.

5. EMENDAS ENTRE ESTACAS

5.1 - EMENDAS POR CONEXÃO RÁPIDA

Frequentemente, emendas de estacas metálicas são realizadas por processo de soldagem de topo dos elementos com adição de talas laterais de reforço, também soldadas. Este tipo de emenda é conhecido por ser um processo demorado, pouco padronizado, por muitas vezes de alto custo e associado a riscos de acidentes no trabalho.

Pela primeira vez no mercado de fundações, a Tuper desenvolveu e patenteou uma emenda rápida e eficiente, proporcionando alto rendimento com custo e risco reduzidos. Esta emenda transmite integralmente os esforços de compressão e possui desempenho adequado ao mercado de fundações, suportando os esforços de manuseio e cravação, mantendo a linearidade dos elementos. A emenda por conexão rápida pode também atender estacas com solicitações de tração e flexão, respeitados os valores-limite indicados pela fabricante. Além disso, a emenda criada pela Tuper permite aplicação de reforço para atender solicitações de tração e flexão de projeto superiores a sua resistência característica, sendo, portanto, aplicável praticamente na totalidade das situações de projeto.

A critério do projetista, as emendas também podem ser realizadas pelo processo de soldagem porque os aços das estacas tubulares Tuper são aços de alta qualidade e com boa soldabilidade.

Confira a seguir mais detalhes sobre as emendas por conexão rápida das estacas Tuper:

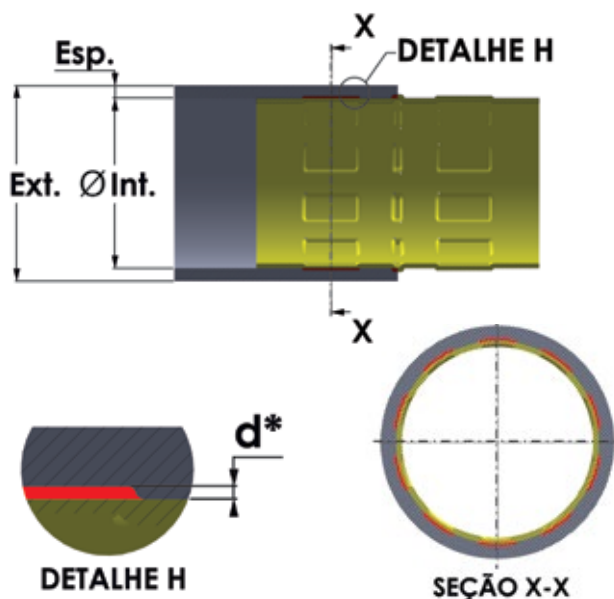


Figura 5.1

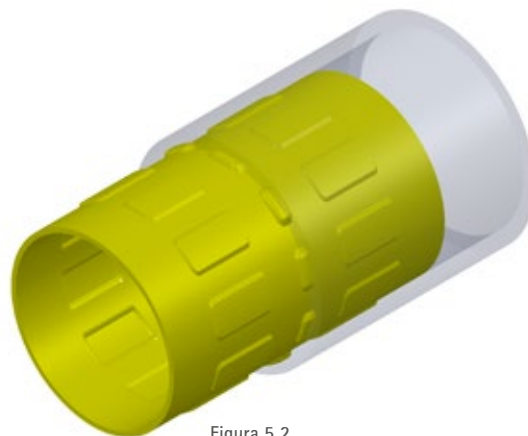


Figura 5.2

A conexão rápida é uma peça fornecida pronta para a obra e de fácil manuseio, tem seu diâmetro externo fabricado com precisão para acoplamento ao diâmetro interno da estaca tubular e possui em suas laterais ressaltos fabricados por processo de prensagem que causam alto atrito entre a conexão e o tubo. A área de interferência "d*" entre conexão e a face interna do tubo é mostrada no detalhe H. Cada um dos ressaltos possui dimensão de 35 mm de largura, 63 mm de comprimento e sua espessura de 6,35 mm é mantida no processo de prensagem. O número de ressaltos varia de acordo com o diâmetro externo da conexão, conforme descrito abaixo:

- Conexão para estaca Ø339 - 14 ressaltos por linha;
- Conexão para estaca Ø244 - 10 ressaltos por linha;
- Conexão para estaca Ø219 - 08 ressaltos por linha.

Na obra, após o posicionamento e alinhamento, é feita a acoplamento, que ocorre por prensagem utilizando a energia do golpe do martelo com massa superior a 2,5 toneladas. Em geral, menos de 5 golpes do martelo são necessários para propiciar o completo encaixe da emenda por conexão rápida. O principal meio de transmissão da carga de compressão é pelo contato direto das superfícies das pontas dos tubos (ponta contra ponta), e outra parte da carga pelo alto atrito, gerado na prensagem da emenda. Os ressaltos que formam essa área de alto atrito geram uma superfície uniforme de contato distribuída radialmente pela face interna do tubo. O alto atrito é responsável pela totalidade da resistência de tração e flexão da emenda durante a cravação da estaca e durante a vida estrutural do elemento quando não concretado ou reforçado.

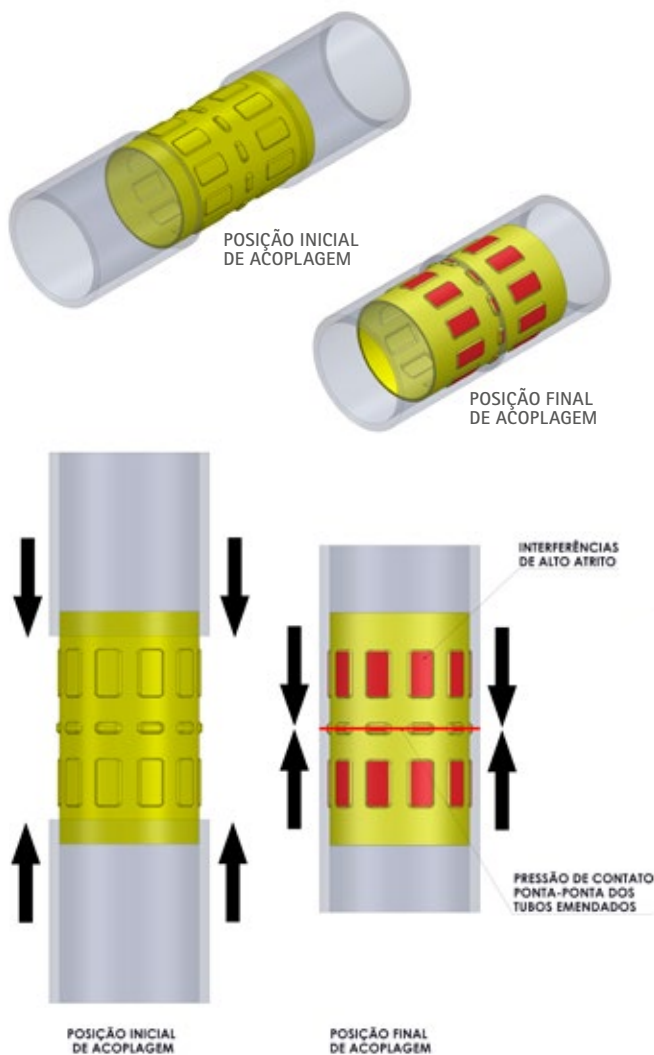


Figura 5.3

Na linha de centro da emenda existe uma segunda série de ressaltos centrais que agem como limitadores da penetração da emenda em cada ponta de tubo. Eles são responsáveis por garantir que cada metade da emenda fique perfeitamente acoplada em cada um dos elementos unidos, pois é necessária mais energia para acoplar o limitador do que os ressaltos de atrito lateral, resultando em uma emenda perfeitamente centralizada.

As emendas são fabricadas em aço-carbono com limite de escoamento mínimo de 310 MPa atendendo à norma ASTM A252 - Grade 3, com comprimento total de 380 mm e espessura de 6,35 mm. São fornecidas em três modelos, sendo um para cada diâmetro de estaca (219 mm, 244 mm e 339 mm) independentemente da espessura, pois a estaca tubular com parede superior a 8 mm recebe um processo adicional de preparo das pontas, o que padroniza as dimensões dos diâmetros internos possibilitando que a mesma emenda seja aplicada em tubos de diferentes espessuras dentro de um mesmo diâmetro nominal.

Os resultados de ensaio da emenda podem ser encontrados no Capítulo 7.

Quando os esforços solicitantes de projeto de tração e flexão forem superiores aos resistentes pela emenda, existem duas possibilidades de reforço, que são:

- preenchimento do tubo com concreto e armadura adicional longitudinal interna;
- soldagem de talas de reforço lateral.

Em se tratando de reforço da emenda por conexão rápida, recomenda-se a concretagem interna que tem baixo custo e conduz a outros benefícios, entre eles o grande aumento da capacidade estrutural da estaca. A armadura interna pode ser, a critério do projetista, disposta ao longo de toda a estaca ou somente nas regiões das emendas utilizando-se o modelo da ilustração abaixo.

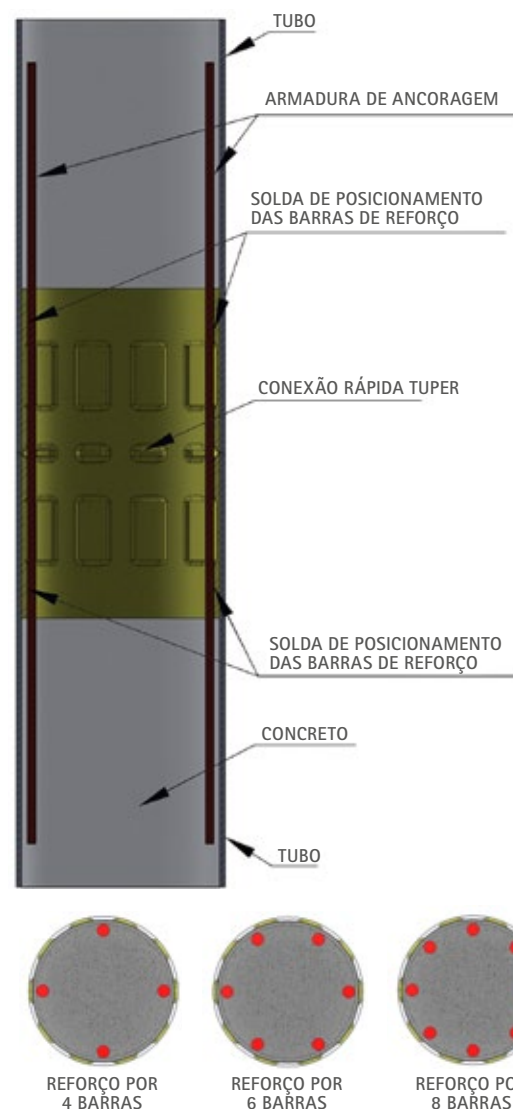
ESTACAS TUBO TUPER PREENCHIDAS COM CONCRETO
SOLUÇÃO POSSÍVEL PARA ESFORÇOS DE TRAÇÃO

Figura 5.4

Este modelo de armadura de reforço com barras de aço prefixadas na conexão economiza aplicação de aço em regiões onde ele não é necessário e não exige procedimento dificultoso de inserção das armaduras após a concretagem, basta apenas que as barras de aço sejam fixadas previamente à emenda para cravação da estaca. Quando a concretagem for realizada, as barras de aço farão uma conexão adicional entre os elementos através da ancoragem no concreto. Este reforço depende da carga de cisalhamento na superfície de contato entre o tubo e o concreto, uma vez que a armadura não é contínua em toda a estaca, e também do comprimento de ancoragem das barras, sendo adotado o comprimento de ancoragem básico conforme item 9.4.2.4 da NBR 6118 em barras retas, ou seja, sem ganchos. O cisalhamento na superfície tubo/concreto foi verificado de acordo com o item P.2 da NBR 8800 e ensaiado em laboratório para comprovação da tensão admissível proposta pela norma na Tabela P.1. Assim, conhecidas todas as variáveis, apresenta-se a tabela de armadura de reforço desta solução.

A tabela 5.1 é válida para tração axial. Quando a emenda estiver próxima do bloco podem existir momentos na estaca e a solicitação ser de flexo-tração. Neste caso, verificar o deslocamento da linha neutra e se a flexão é suficiente para causar compressão em parte da seção tracionada. Caso a resposta seja sim, a área de aço necessária para a solicitação de tração deverá ser considerada distribuída na área tracionada da seção.

Normativamente, a emenda desenvolvida pela Tuper encontra-se caracterizada como barra comprimida transmitindo esforço por contato, segundo item 6.1.6 da NBR 8800. Este item de norma

estabelece o requisito mínimo de desempenho a ser atendido quanto à tração ou flexão (a condição menos severa) de ligações por pressão de contato, além de ser capaz de manter alinhadas todas as partes da ligação. Esta solução é uma inovação e, como tal, adequou-se às normas em vigor sem deixar de atender às condições já estabelecidas e foi submetida a uma série de ensaios e provas de carga que atestam sua capacidade. A emenda por conexão rápida tem características distintas das conhecidas emendas soldadas ou parafusadas. Veja no capítulo 7 os resultados dos testes.

A emenda por conexão rápida atende aos esforços para barras comprimidas calculados segundo o item 5.3 da NBR 8800, conforme já demonstrado no item de dimensionamento estrutural deste manual, atende ao desempenho especificado em 6.1.6.2.b da NBR 8800 quanto ao momento fletor e força cortante em ligações por pressão de contato e atende a todos os requisitos da NBR 6122 quanto à segurança, manuseio, cravação e alinhamento dos elementos da estaca. Assim, a emenda encontra resguardo nas normas brasileiras pertinentes.

Complementarmente ao dimensionamento estrutural da estaca, porém, específico sobre a região da emenda, uma vez caracterizada como emenda por pressão de contato, procedeu-se a verificação quanto à força resistente de cálculo à pressão de contato em superfícies, em acordo com item 6.6.2 da NBR 8800, resultando em uma força resistente para pressão de contato calculada superior à carga admissível para todas as estacas da tabela da fabricante, ou seja, as cargas admissíveis da estaca estão em conformidade com a máxima força de pressão de contato.

Possibilidade de reforço de tração para emendas rápidas

Conjunto de barras de reforço em aço CA-50		Carga adicional de tração admissível de cálculo ($\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$)	Comprimentos de barra para Ø 219			Comprimentos de barra para Ø 224			Comprimentos de barra para Ø 339			Área de aço de reforço [A _s]		Peso do aço de reforço por emenda		
			Cada lado	Conexão	Total de cada barra	Cada lado	Conexão	Total de cada barra	Cada lado	Conexão	Total de cada barra	Por barra	Total por emenda	Ø 219	Ø 244	Ø 339
Nº barras	Ø barra	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm²)	(cm²)	kg	kg	kg
4	Ø 10	9,7	48	38	134	42	38	122	40	38	118	0,785	3,14	3,30	3,00	2,90
6		14,6	72	38	182	62	38	162	44	38	126	0,785	4,71	6,80	6,00	4,70
8		19,5	95	38	228	84	38	206	60	38	158	0,785	6,28	11,30	10,20	7,80
4	Ø 12,5	15,1	74	38	186	65	38	168	46	38	130	1,220	4,88	7,20	6,50	5,00
6		22,7	110	38	258	98	38	234	70	38	178	1,220	7,32	15,00	13,60	10,40
8		30,3	146	38	330	130	38	298	92	38	222	1,220	9,76	25,60	23,10	17,20
10	Ø 16	37,8	184	38	406	162	38	362	115	38	268	1,220	12,20	39,40	35,10	26,00
4		25	122	38	282	108	38	254	76	38	190	2,010	8,04	17,80	16,10	12,00
6		37	180	38	398	160	38	358	112	38	262	2,010	12,06	37,70	33,90	24,80
8	Ø 20	50	240	38	518	215	38	468	152	38	342	2,010	16,08	65,50	59,20	43,20
10		62	-	-	-	266	38	570	190	38	418	2,010	20,10	-	90,10	66,00
4		39	-	-	-	-	-	-	120	38	278	3,140	12,56	-	-	27,60
6	Ø 20	58	-	-	-	-	-	-	176	38	390	3,140	18,84	-	-	58,00
8		78	-	-	-	-	-	-	235	38	508	3,140	25,12	-	-	100,80

Tabela 5.1

1) Tabela válida para tração axial, utilizando concreto 30 MPa ou superior e barras de aço CA-50 nervurado sem ganchos.

2) Atentar-se para dificuldades de montagem nos casos em que o comprimento da barra de reforço é superior a 200 cm.

3) Ø 10 mm = 0,62 kg/m
Ø 12,5 mm = 0,97 kg/m
Ø 16 mm = 1,58 kg/m
Ø 20 mm = 2,48 kg/m

5.2 – EMENDA COM SOLDA

A emenda por solda típica de estacas tubulares ocorre como na ilustração abaixo. Na maioria dos casos tem-se a solda de topo que une as pontas dos tubos somada a talas laterais soldadas, que além de reforçarem a emenda reduzem o risco em fazê-la por um único filamento linear.

A emenda por solda pode também ser realizada sem talas de reforço, a critério do projetista. Neste caso, os tubos podem conter chanfros que garantem a penetração da solda ou tubos de parede fina cuja espessura reduzida também garante a penetração. Ainda, a emenda soldada sem talas de reforço ocorre na maioria dos casos onde o tubo serve como revestimento (camisa perdida) e não tem função estrutural.

As especificações de emendas soldadas variam em função da composição química do material, da carga de projeto e das dimensões dos elementos sendo emendados. Elas devem ser dimensionadas de acordo com o que determina a NBR 8800, em especial o item 6.2 da citada norma, e também em acordo com os cuidados da NBR 6122 específicos para elementos de fundação.

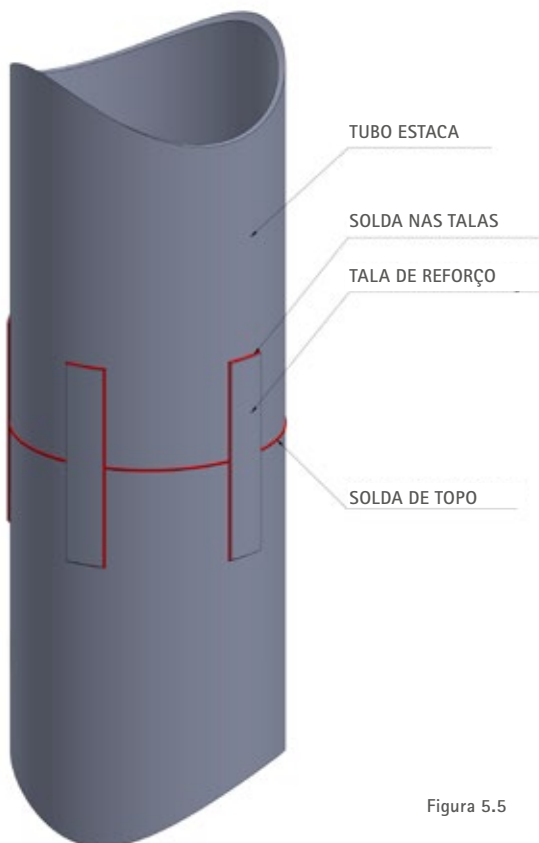


Figura 5.5

5.3 – ESTUDO COMPARATIVO DO FATOR BTA EM ESTACAS COM EMENDAS POR CONEXÃO RÁPIDA E SOLDADA

No estado atual de conhecimento da prática da cravação de estacas de aço destaca-se a necessidade de maior cuidado na interpretação do fator de integridade relativa BTA que mede a variação da impedância Z ao longo do comprimento de uma estaca. A impedância Z relaciona a área da seção transversal A com o módulo de elasticidade E e a massa específica ρ do material da estaca sendo definido pela relação:

$$Z = A\sqrt{E \cdot \rho}$$

Durante a cravação o fator de integridade BTA que mede a variação da impedância ao longo do comprimento da estaca é definido pela expressão:

$$BTA = \frac{1 - A}{1 + A}; \quad \text{em que:} \quad A = \frac{(W_{ur} - W_{ud})}{2(W_{di} - W_{ur})}$$

onde:

W_{ur} = onda ascendente no instante do início da reflexão causada pela resistência do solo;

W_{ud} = onda ascendente à reflexão do dano;

W_{di} = a máxima onda descendente devida ao impacto.

O fator de integridade relativa BTA é igual a 100% se não houver mudança de impedância sendo igual a zero na ponta da estaca. O ensaio de carregamento dinâmico do sistema PDA (*Pile Driving Analyzer*) mede o fator BTA no trecho entre a cota do topo e da ponta da estaca traduzindo o comportamento do sistema estaca-solo em cada golpe do martelo durante a cravação.

A existência de camadas de alta resistência sobrepostas a camadas moles propicia o aparecimento de forças de tração e de deslocamentos da ordem de milímetros nas emendas para cada impacto com duração de milissegundos do martelo. No caso da cravação de estaca metálica emendada por solda o alongamento resultante depende das propriedades da solda e do grau de resfriamento após soldagem e, na estaca com emenda por Conexão Rápida Tuper, o comportamento é semelhante à emenda soldada até o valor máximo de resistência da emenda à tração que foi determinada nos ensaios efetuados no IPT de São Paulo. No final da cravação predominam as ondas de força de compressão e os deslocamentos resultantes tendem a aproximar as seções emendadas até que as duas superfícies das pontas dos tubos se juntem e passem a se comportar como seção contínua. Se a tensão de compressão for maior que a de escoamento,

ocorre um aumento da área de contato devido à plastificação do aço sob volume constante e à simetria da seção tubular.

Por serem compostas de material frágil, as estacas cravadas pré-fabricadas de concreto armado perdem continuidade física na passagem da onda de tração e o dano causado é permanente, fazendo com que a fissura não se recupere depois da passagem da onda e, ao final da cravação, a onda de compressão que passa na região danificada por sucessivas fissuras promove a ruptura por compressão e destrói a continuidade física dessa região. Este fato não ocorre no material dúctil das estacas de aço que não perdem a continuidade física e se alongam na passagem da onda de tração fazendo com que, no final da cravação, o material da seção tracionada volte a se comprimir sem perda da continuidade física. Portanto, há necessidade de analisar com cuidado os valores do fator de integridade relativa BTA no caso de estacas de aço.

A seguir, apresentam-se resultados de ensaios realizados em campo monitorando a cravação de estacas tubulares e ilustrando as forças, resistências e BTA analisados. Ao todo, foram ensaiadas seis estacas e seus comportamentos mostram que:

- As forças FMX (em azul) variam ao longo do comprimento cravado e dependem da energia aplicada e da resistência do solo;
- As resistências RMX (em preto) do solo dependem apenas da resistência de ponta e atrito na profundidade analisada;
- O fator de integridade BTA (em vermelho) varia ao longo da seção e profundidade onde esta seção se localiza durante a cravação. Assim, no momento da emenda há uma variação brusca do fator BTA;
- O BTA é mais constante para emenda soldada do que para a Conexão Rápida Tuper, que sofre

deslocamentos maiores que a seção soldada por impacto do martelo ao longo da profundidade cravada.

Análise de variação de FMX, RMX e BTA nas estacas da obra CICS/USP			
ESTACA	TIPO	EMENDA	BTA
T1	PERFIL	SOLDA	81%
T2	TUBO	SOLDA	45%
T3	TUBO	CONEXÃO RÁPIDA	100%
T4	TUBO	CONEXÃO RÁPIDA	74%
T5	TUBO	SOLDA	100%
T6	TUBO	CONEXÃO RÁPIDA	84%

Tabela 5.2

No caso de estacas tubulares de aço, a simetria das seções transversais soldadas ou o contato direto (caso da conexão rápida), permite a ocorrência de mudança de volume por deformação plástica ao se atingir o limite de escoamento, com aumento da área da seção transversal em contato sem atingir o limite de ruptura.

Neste caso o fator BTA que relaciona as forças ascendentes e descendentes na seção da emenda é menor que 100% e mede a variação da impedância devido ao aumento e não à diminuição da área no contato.

Para exemplificar apresenta-se na tabela 5.3 os valores de BTA da estaca T2 do CICS de diâmetro Ø339 mm com emenda soldada que apresentou BTA igual a 45% no ensaio de energia crescente.

Resultados do ensaio DIET da estaca T2 no final da cravação												
Estaca: T2 (0h00)									Pilão (tf): 5,0			
BN	RMX	DMX	EMX (tn-m)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	TSX (MPa)	BTA (%)	LTD (m)	FMX (tf)	Nega (mm)	Queda (cm)	Efic (%)
1	138	13,0	1,16	133	260	22	100	0,00	140	1,0	25	93
2	172	18,0	1,95	161	306	36	66	8,00	169	2,0	44	89
3	183	21,0	2,55	169	305	42	48	8,00	178	3,0	60	85
4	203	28,0	4,01	182	344	43	47	7,80	191	9,0	90	89
5	207	31,0	4,62	184	368	48	45	6,90	194	10,0	109	85

Tabela 5.3

A Figura 5.6 apresenta os diagramas de força-velocidade-tempo e impedância do impacto BN5.

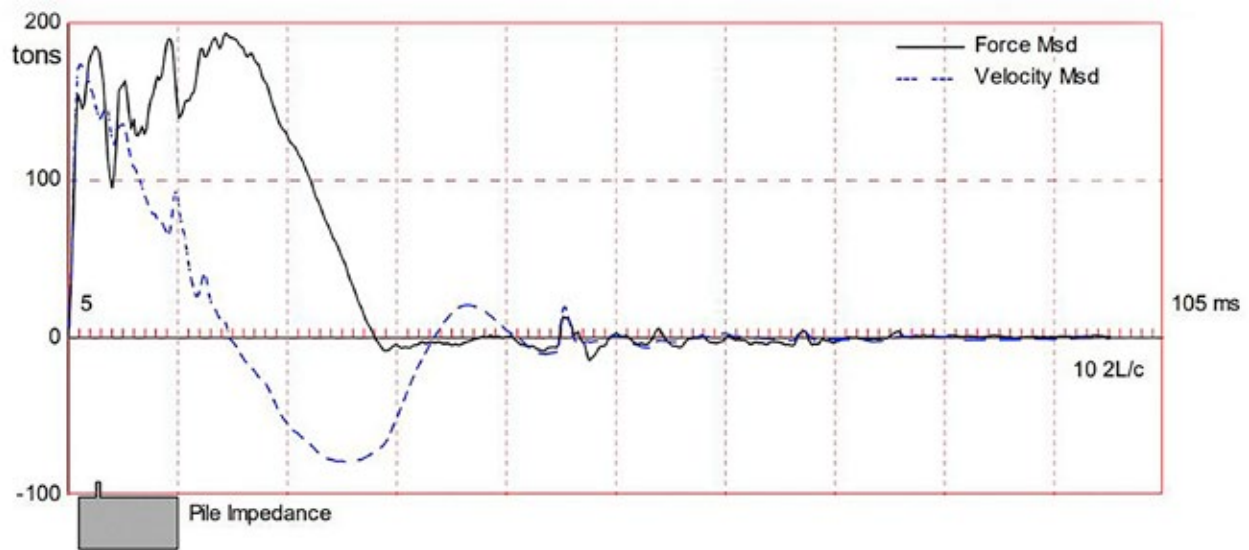


Figura 5.6 – Diagramas força-velocidade-tempo e impedância impacto BN5.

Neste caso o diagrama de impedância da estaca apresenta valor BTA menor que 100% e não representa dano e sim um aumento da impedância devido à presença da seção soldada que, ao se escoar durante a cravação, resulta em um aumento da área de contato entre os tubos.

Conclui-se que nas estacas tubulares, a simetria da seção anelar emendada sob ação de tensões de compressão maiores que a de escoamento do aço proporciona aumento da impedância com valores BTA menores que 100% com aumento e não diminuição da resistência estrutural da emenda.

CONCLUSÃO

Em relação à integridade, as emendas por Conexão Rápida Tuper apresentam desempenho equivalente ao das emendas soldadas e, de acordo com os ensaios, concluiu-se que o fator BTA, apesar de ser extremamente importante no caso da cravação de estacas de concreto, é muito menos importante na cravação de estacas tubulares de aço com emenda por conexão rápida. Além disso, verificou-se que, em todos

os casos, as provas de carga estática aparentemente indicaram resistência de ruptura geotécnica maior que ruptura por escoamento do aço sem correlação com o valor do fator BTA. Portanto, os valores de BTA não têm relação com a resistência na ruptura geotécnica, que é o valor fundamental que garante a carga admissível da estaca, fator fundamental na escolha do tipo de fundação.

CICS/USP-ESTACA T1: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA PERFIL Ø310x93 / SOLDA

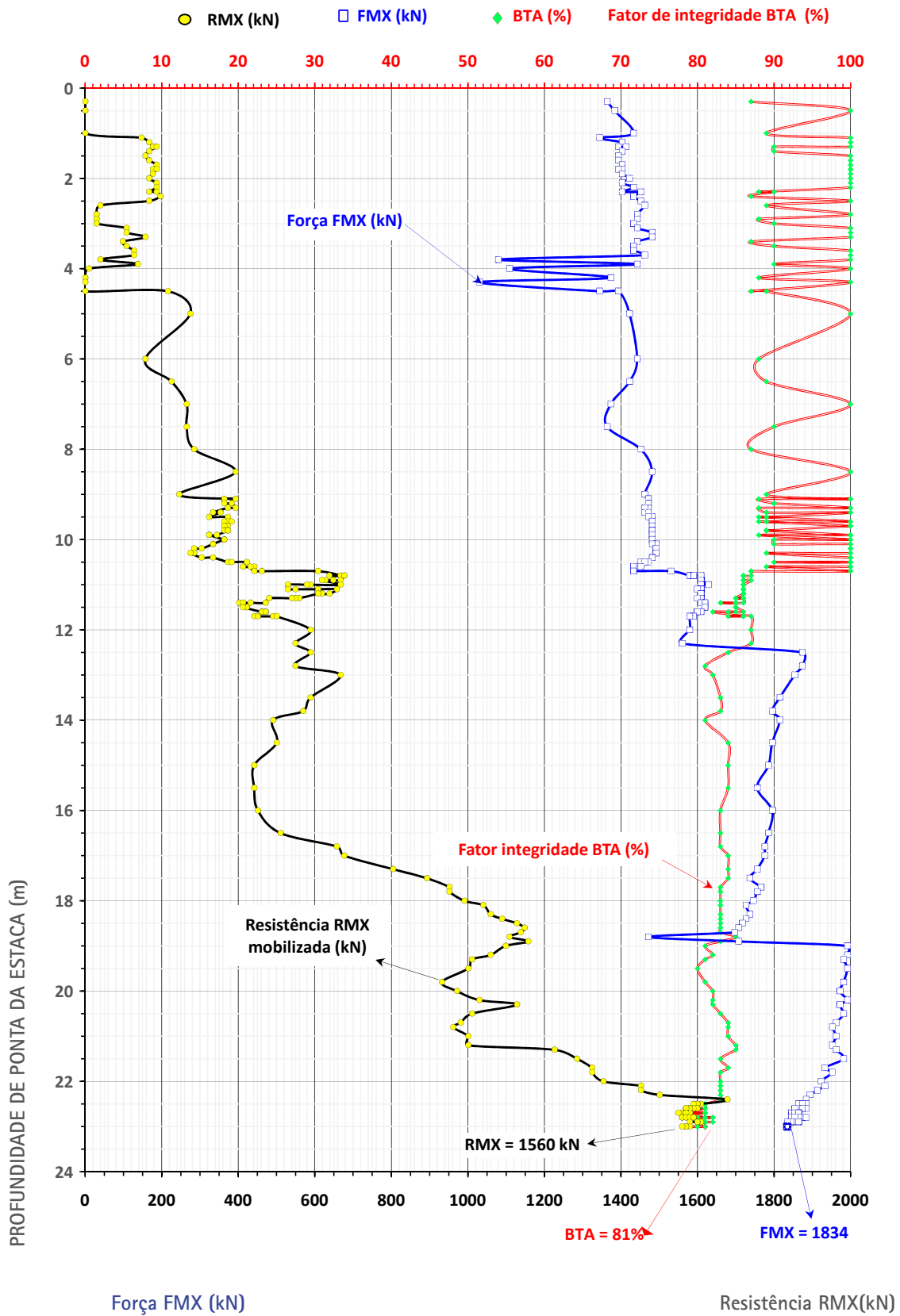


Figura 5.7

CICS/USP-ESTACA T2: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø339x9,50 mm / PONTA ABERTA / SOLDA

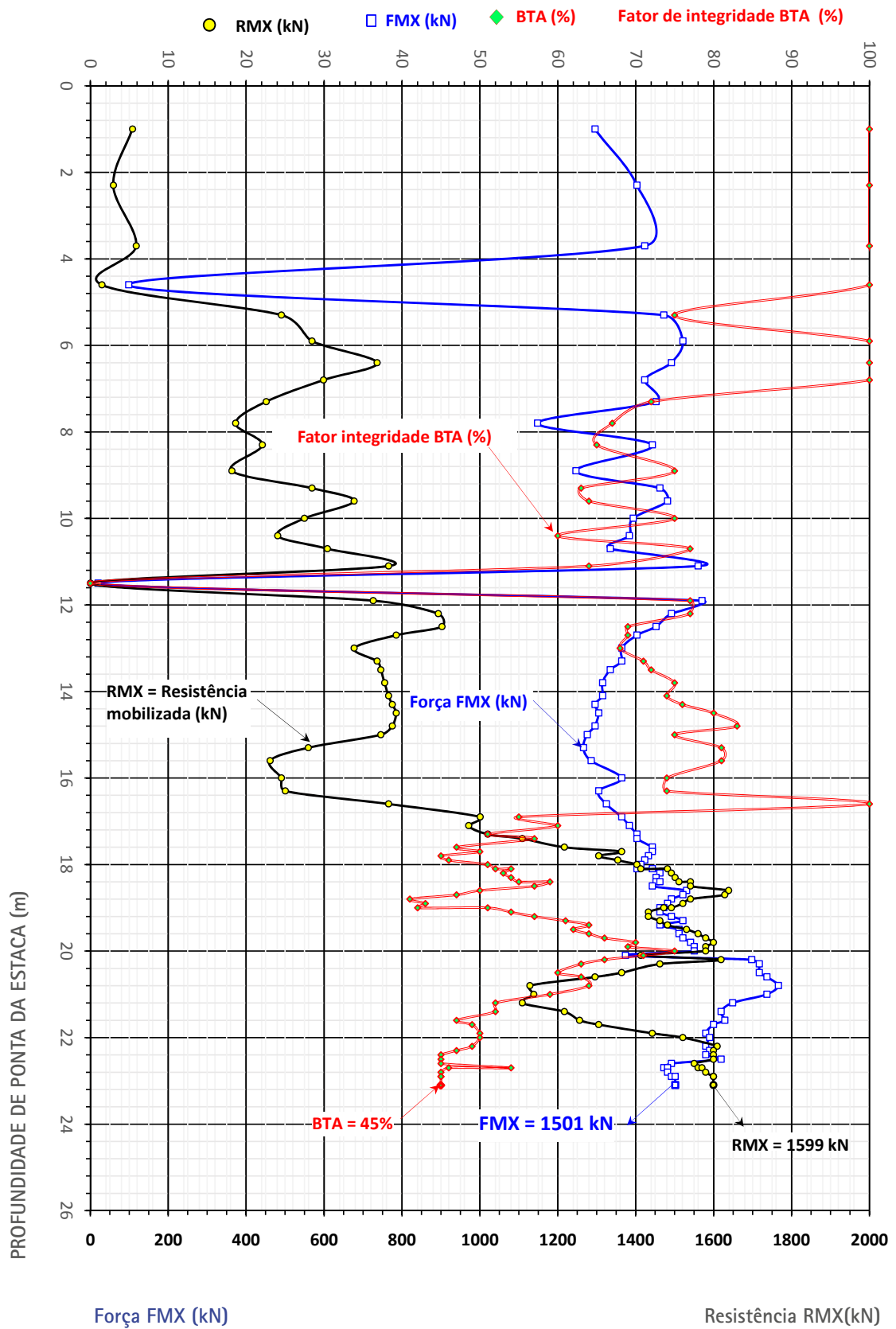


Figura 5.8

CICS/USP-ESTACA T3: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø339x9,50 mm / PONTA FECHADA / CONEXÃO RÁPIDA TUPER

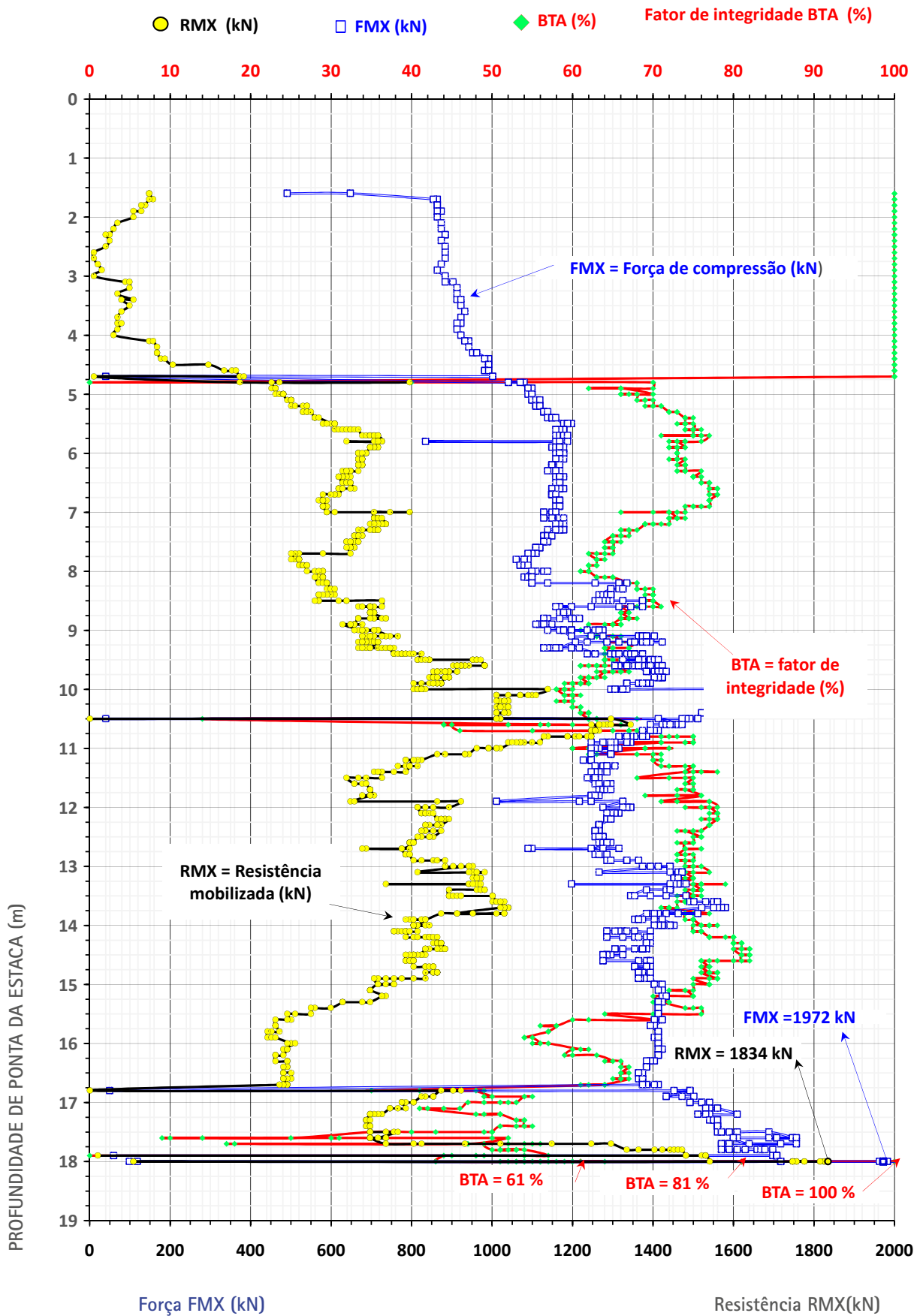


Figura 5.9

CICS/USP-ESTACA T4: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø244x9,50 mm / PONTA ABERTA / CONEXÃO RÁPIDA TUPER

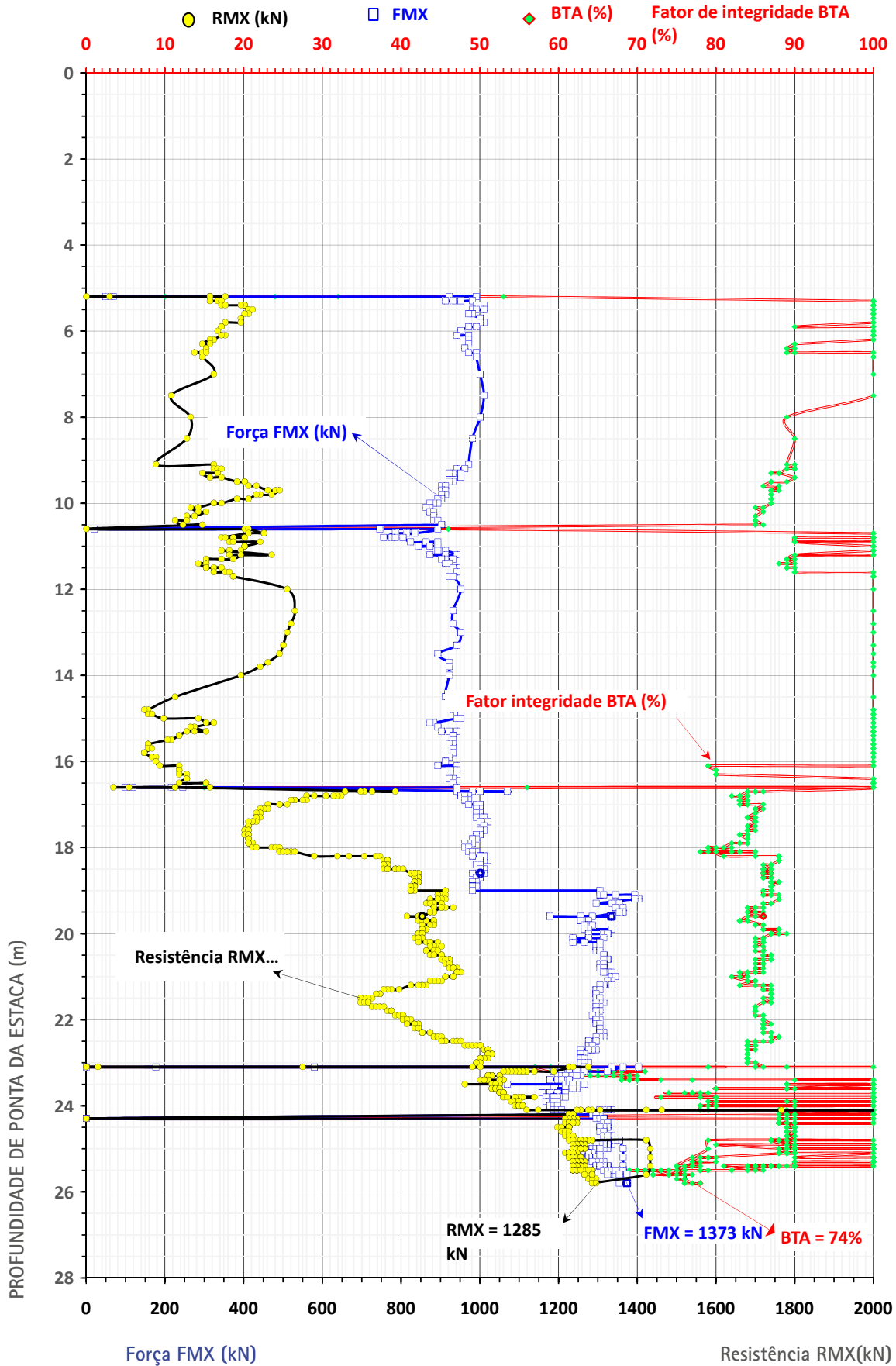


Figura 5.10

CICS/USP-ESTAÇÃO T5: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø244x9,50 mm / PONTA FECHADA / COM SOLDA

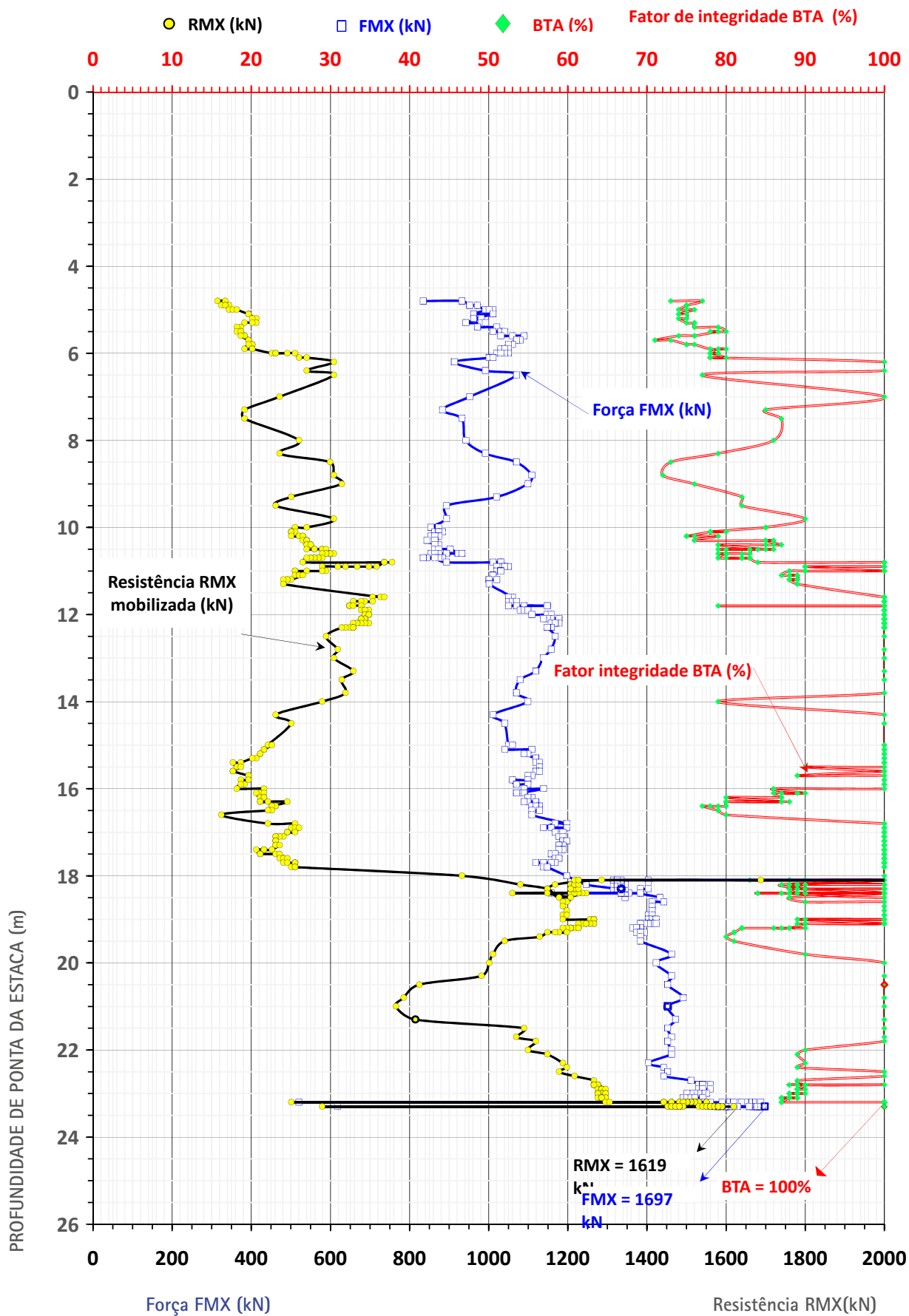


Figura 5.11

CICS/USP-ESTACA T6: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA/FORÇA/INTEGRIDADE
 MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø244x9,50 mm / PÔNTA FECHADA / CONEXÃO RÁPIDA TUPER

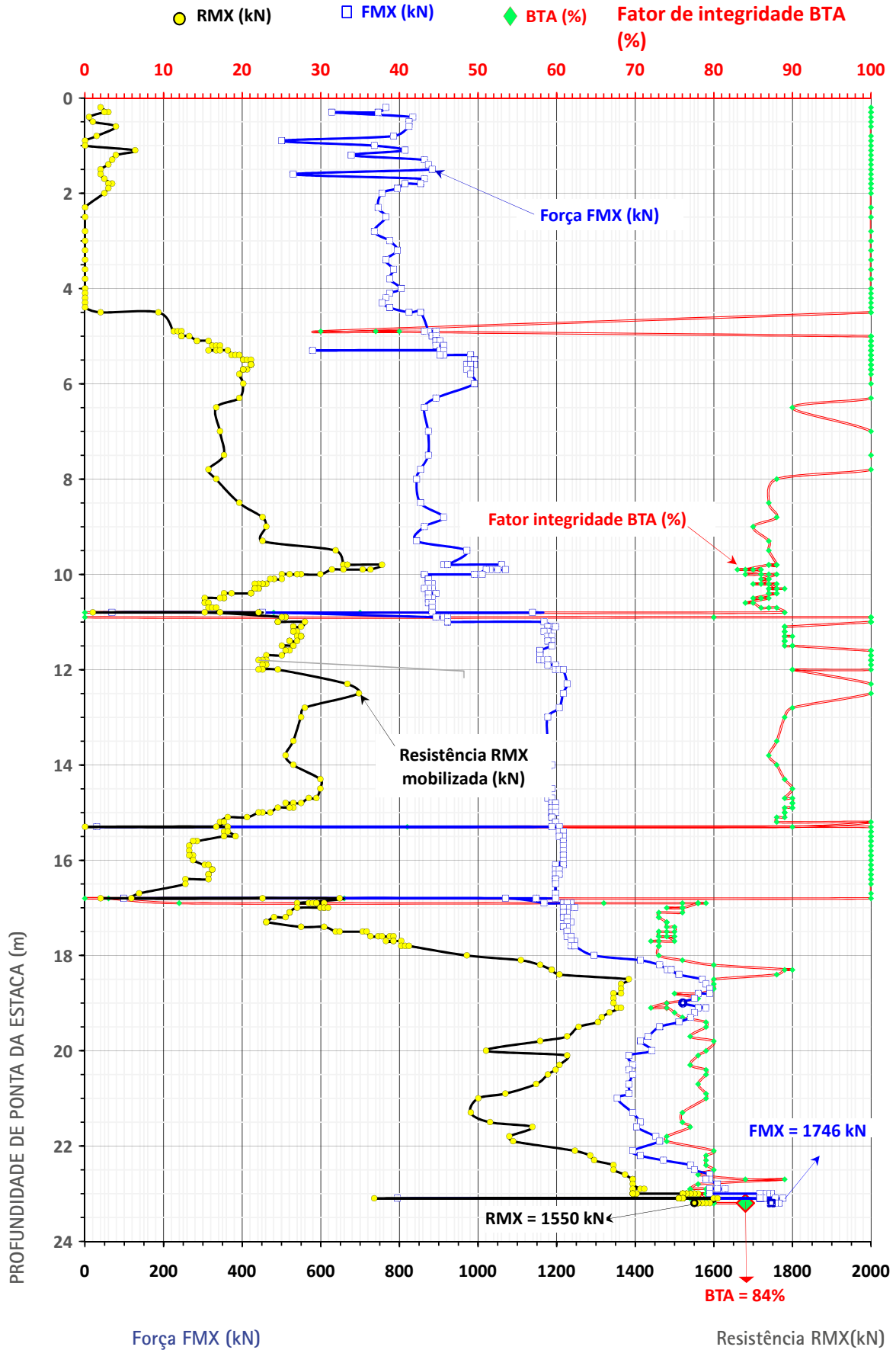


Figura 5.12

5.4 - CUIDADOS E LIMITAÇÕES

A emenda por conexão rápida deve ser utilizada com atendimento aos seguintes itens:

a) A conexão rápida depende do atrito para atingir seu desempenho projetado, portanto, todas as partes da emenda envolvidas devem estar livres de sujeira, óleos, graxas ou qualquer outro material que possa causar redução do atrito.

b) Os cortes de tubos em obra que visam o reaproveitamento de segmentos podem ser feitos desde que a ponta cortada seja a primeira a ser introduzida no solo na cravação da próxima estaca. Isto porque os cortes em obra resultam em superfícies sem acabamento, o que não garante o perfeito contato entre as pontas para que possam ser unidas pela emenda por conexão rápida.

c) O executor que desejar utilizar a emenda em estacas com pontas cortadas em obra deverá ter à sua disposição equipamentos capazes de proporcionar um corte com as mesmas características do corte original da peça com atenção especial à ortogonalidade do plano de corte em relação ao eixo do tubo. A ortogonalidade deve ser perfeita para não permitir que no fechamento da emenda partes da ponta do tubo tenham contato e outras não, o que ocasionaria num ponto de concentração de tensões e a provável redução da capacidade de carga da emenda.

d) As pontas dos tubos Ø339 mm e Ø244 mm com espessura igual ou superior a 9,50 mm e dos tubos Ø219 mm com espessura igual ou superior a 8,0 mm recebem um tratamento de padronização do diâmetro interno, realizado com equipamento especialmente desenvolvido. Estas estacas somente poderão ser emendadas pelas pontas fornecidas pela fabricante, pois o preparo não poderá ser feito em obra. Caso cortada ou danificada a ponta de fábrica destas estacas, a emenda deverá ser realizada por solda.

e) Não devem ser utilizados tubos com pontas chanfradas em conexões rápidas. A ponta do tubo em corte plano e ortogonal ao eixo da estaca é necessária para transmissão da pressão de contato.

f) Em solos de baixa resistência, o fechamento da conexão poderá ocorrer após ela ter penetrado ao solo e isto não deve ser motivo de preocupação pelo cravador. A cravação deve prosseguir

normalmente, mantendo-se os elementos alinhados. A emenda por Conexão Rápida Tuper precisa que o elemento inferior receba resistência geotécnica (resistência do solo) superior à força necessária para seu total acoplamento, o que ocorre ao atingir uma próxima camada de solo não mole.

g) Recomenda-se que a concretagem seja feita no menor tempo possível após a cravação a fim de evitar a entrada de água na estaca, o que pode prejudicar a integridade do concreto alterando a composição química do mesmo.

h) A conexão rápida não é impermeável, ou seja, não impede a passagem de água.

i) As resistências dos ensaios de tração e flexão da emenda apresentadas no item 7.4 deste manual são a resistência última, isto é, a ruptura da emenda, portanto não são resistências admissíveis para projeto. A utilização da capacidade de tração e flexão para atender esforços solicitantes de projeto deve estar associada a um fator de segurança aceito pelo projetista.

j) Estacas com conexão rápida não devem ter a cravação encerrada com a estaca "flutuante". É recomendada uma resistência mínima a fim de garantir o acoplamento.

l) Como apresenta-se em 4.5, estacas podem sofrer flexão logo abaixo da cota de fundo do bloco, até uma profundidade na qual podem ser consideradas fixas e o momento transferido ao solo. Para emendas rápidas que ao término da cravação estejam a uma distância igual ou inferior a 10x o diâmetro da estaca abaixo da cota de fundo do bloco, é obrigatório o reforço com armadura ou a extensão da armadura de ligação bloco-estaca até 1,50 m abaixo da cota do centro da emenda, para garantir a ancoragem. Em estacas não preenchidas por concreto, caso se encaixem nesta condição, deverão ter o topo da estaca preenchido. Esta armadura deverá atender à segurança da emenda rápida para a maioria dos casos de flexão e cargas horizontais de pequeno porte. No entanto, a flexão no topo da estaca é variável principalmente em função da magnitude das cargas horizontais. Os casos especiais de estacas com trechos desenterrados, com elevados momentos advindos do pilar ou com elevada carga horizontal devem ser verificados caso a caso, para os quais se sugere a teoria de Davidson e Robinson.



CAPÍTULO 6

COMPROVAÇÃO DA
CARGA ADMISSÍVEL DE
ESTACAS TUBULARES
TUPER

6. COMPROVAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL DE ESTACAS TUBULARES TUPER

6.1 – CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL E GEOTÉCNICA

A fundação por estaca de uma obra de engenharia civil é um sistema constituído pelo elemento estrutural de fundação e pelo contínuo maciço de solos e rochas que constitui o suporte geotécnico final das cargas funcionais e ambientais que sobre ele atuam.

A carga admissível estrutural ou geotécnica de uma estaca é a solicitação máxima que pode ser aplicada no topo do elemento isolado de fundação que atende com segurança (fator de segurança) e confiabilidade (probabilidade de ruína) ao estado-limite último de ruptura e ao estado-limite último de serviço prescritos nas normas brasileiras da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

A resistência última de um elemento isolado de fundação depende da resistência dos materiais naturais e artificiais que o constituem, da forma e dimensões do elemento e dos métodos e processos de execução e controle de cada tipo de estaca na fase de execução.

O controle da resistência do material do elemento estrutural de fundação e dos materiais naturais que suportam as cargas transmitidas ao longo de uma estaca, no instante de sua instalação, diminui a variabilidade da resistência e origina a classificação das fundações em dois grandes grupos: as estacas de fustes pré-fabricados e as estacas de fustes moldados *in situ*.

No caso particular das estacas pré-fabricadas a eficácia dos métodos de controle da resistência dos materiais pode ser visualizada pelo coeficiente de variação da resistência v_R nas instalações de fabricação que variam de $\pm 10\%$ no aço e 10% a 25% no caso de concreto.

A grande variabilidade das resistências dos materiais que constituem os maciços geotécnicos de solos e rochas que origina coeficientes de variação da resistência v_R das camadas de origem, formação, formas e dimensões muito diversificadas pode ser

visualizada pelos valores de resistência do solo ao longo da profundidade das sondagens de simples reconhecimento SPT de uma obra.

Note-se que a essa variabilidade original soma-se a variabilidade introduzida pelos métodos de instalação do elemento estrutural, ou seja, a cravação ou escavação que modificam as propriedades de resistência e rigidez dos solos *in situ* aumentam sua variabilidade natural.

Neste panorama os métodos de controle da resistência do sistema estaca-solo no final da instalação tornam-se um elemento de extrema importância uma vez que permitem medir a resistência geotécnica da estaca no final da instalação e em qualquer instante da execução de estacas cravadas.

De modo geral, a resistência geotécnica estática de um elemento isolado de fundação pode ser determinada por fórmulas teóricas, fórmulas empíricas baseadas em sondagens de simples reconhecimento do terreno, e por provas de carga estáticas e dinâmicas.

6.2 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS TUBULARES TUPER

A comprovação da carga admissível geotécnica de uma estaca realizada por meio de provas de carga estática constitui a forma mais adequada para determinar o comportamento do sistema estaca-solo sob ação de carga de compressão.

A comprovação da excelência do comportamento estrutural e geotécnico das estacas tubulares da Tuper foi realizada através do Convênio nº 44394 "Validação de estacas tubulares com luvas aplicadas em sistema de climatização por geotermia", entre Tuper S/A, FDTE e USP (Escola Politécnica e UFSCar - Escola de Engenharia de São Carlos), que promoveu extenso programa de pesquisas e, entre elas, a realização de provas de carga estáticas (PCE) em estacas tubulares cujas características encontram-se indicadas na Tabela 6.1.

Dados das provas de cargas estáticas nas estacas tubulares

Estaca (Número)	Dimensões (mm)	Espessura (mm)	Condições de ponta (-)	Emenda (-)	Comprimento cravado (m)	Data PCE	Carga máxima PCE (kN / tf)
T2	339	9,52	Aberta	Soldada	23,00	25/11/2019	3434 / 350
T3	339	9,52	Fechada	Conexão Tuper	17,95	19/11/2019	3434 / 350
T4	244	9,52	Aberta	Conexão Tuper	25,10	28/10/2019	2453 / 250
T5	244	9,52	Fechada	Soldada	23,00	12/12/2019	2698 / 275
T6	244	9,52	Fechada	Conexão Tuper	23,50	04/10/2019	2698 / 275

Tabela 6.1

O comprimento cravado discrepante da estaca T3 deve-se à grande variabilidade da superfície do topo da camada resistente nesta formação geotécnica onde as pontas das estacas se encontram embutidas em solo saprolítico de gnaiss.

As curvas carga-recalque estáticas obtidas nas

provas de carga estáticas realizadas encontram-se apresentadas nas Figuras 6.1 a 6.5 que se seguem.

Na Figura 6.1 encontram-se indicados os estágios de força aplicada na carga e descarga da estaca tubular T2 e a determinação das cargas de ruptura desta estaca por diversos critérios.

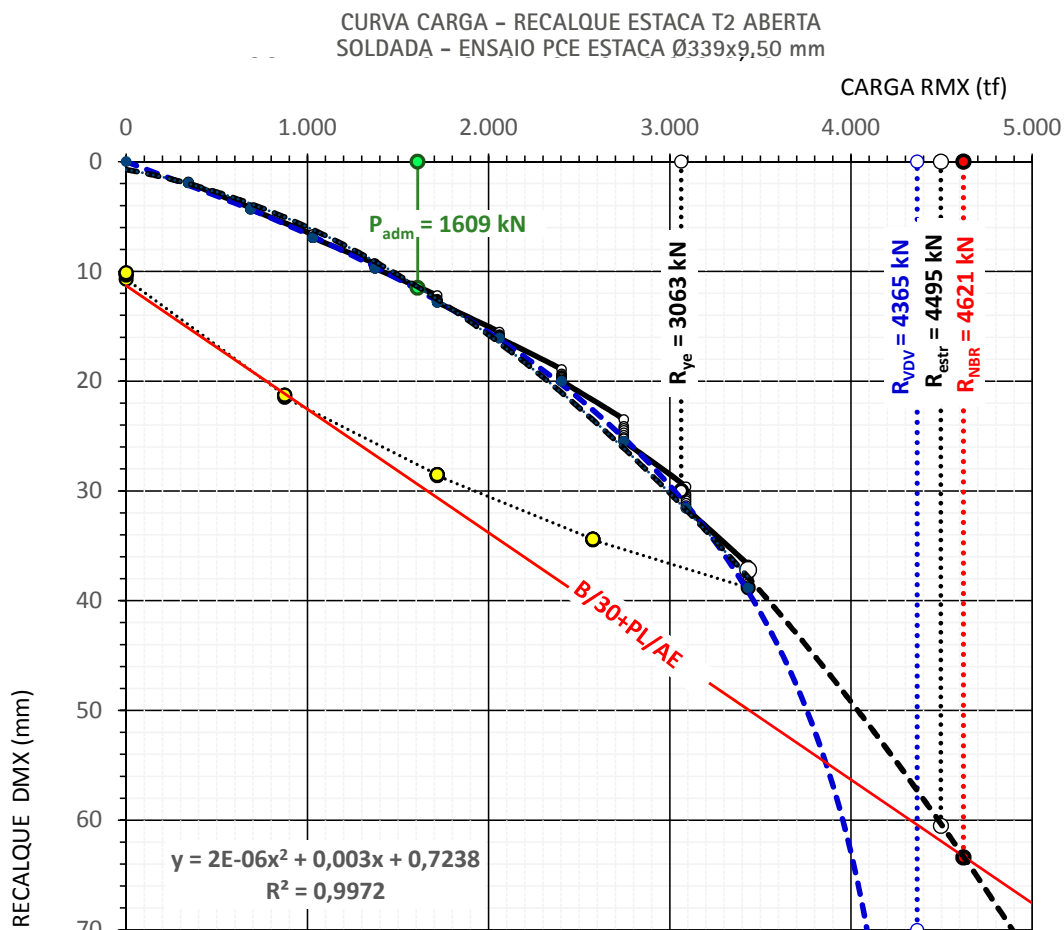


Figura 6.1

LEGENDA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
P_{adm}	Carga Admissível de catálogo
R_{ye}	Carga de escoamento da estaca
R_{VDV}	Carga de ruptura curva Van Der Veen
R_{estr}	Carga de ruptura estrutural da estaca
R_{NBR}	Carga de ruptura NBR 6122
●	Curva descarga PCE

No caso de estacas de material homogêneo, a carga admissível de uma estaca submetida a uma prova de carga estática deve ser feita a partir do estado-limite último da estaca determinada de acordo com o item 8.2.1 da norma NBR 6122 de Projeto e execução de fundações.

No caso desta estaca a ruptura não é nítida, sendo necessária a extrapolação da curva para se obter a carga de ruptura determinada pelo intercepto da curva extrapolada com a reta:

$$\Delta r = (Pr \cdot L)/(A \cdot E) + D/30$$

onde:

Δr é o recalque de ruptura convencional;
 Pr é a carga de ruptura convencional = R_{NBR} ;
 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 seção transversal da estaca.

A curva extrapolada representada pelo polinômio indicado na Figura 6.1 com coeficiente de correlação de 0,998 foi utilizada para determinação da carga de ruptura geotécnica de:

$$R_{NBR} = 4621 \text{ kN}$$

O segundo método utilizado foi a extrapolação da curva pelo critério de Van der Veen (1953), que indicou uma carga de ruptura geotécnica de:

$$R_{VDV} = 4365 \text{ kN}$$

Para fins de comparação, a Figura 6.1 apresenta os valores das cargas últimas estruturais correspondentes ao limite de escoamento R_{ye} e ao limite de ruptura R_{estr} :

$$R_{ye} = 3063 \text{ kN}$$

$$R_{estr} = 4495 \text{ kN}$$

Conclui-se que as cargas de ruptura geotécnicas são maiores que as resistências estruturais e que o aproveitamento da capacidade resistente da estaca tubular e consequente carga admissível são comandados pela resistência do elemento estrutural de fundação.

A Figura 6.2 apresenta a curva carga-recalque da estaca T3 cujo comprimento cravado é muito discrepante das demais estacas submetidas às provas de carga estáticas:

CURVA CARGA-RECALQUE
 ESTACA T3 FECHADA
 CONEXÃO RÁPIDA TUPER – ENSAIO PCE ESTACA Ø339x9,50 mm

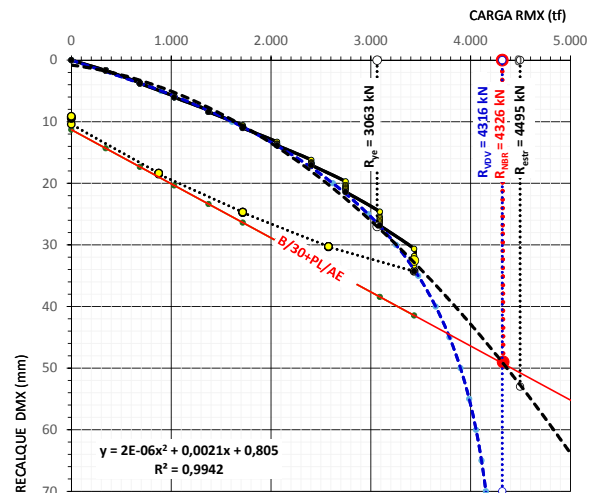


Figura 6.2

LEGENDA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
P_{adm}	Carga Admissível de catálogo
R_{ye}	Carga de escoamento da estaca
R_{VDV}	Carga de ruptura curva Van Der Veen
R_{estr}	Carga de ruptura estrutural da estaca
R_{NBR}	Carga de ruptura NBR 6122
●	Curva descarga PCE

A comparação da forma da curva carga-recalque da estaca T3 de ponta fechada e comprimento discrepante com a da estaca T2 de ponta aberta mostra que os recalques para a carga admissível de catálogo não foram afetados pelas condições da ponta aberta ou fechada do tubo.

As Figuras 6.1 e 6.2 demonstram ainda que as estacas cravadas com as emendas por Conexão Rápida Tuper apresentam igualdade de comportamento quando se comparam as cargas mobilizadas de ruptura geotécnica e estruturais destas estacas.

O comportamento das estacas T2, T3 e das demais estacas tubulares da Tuper mostradas nas Figuras 6.3 a 6.5 a seguir demonstram que os procedimentos de controle pelo método (S+D) da carga admissível utilizado nesta obra promovem a homogeneização de comportamento geotécnico, fato que é demonstrado pela semelhança das formas das curvas carga-recalque das provas de carga estáticas.

CURVA CARGA-RECALQUE
ESTACA T4 ABERTA
CONEXÃO RÁPIDA TUPER - ENSAIO PCE ESTACA Ø244x9,50 mm

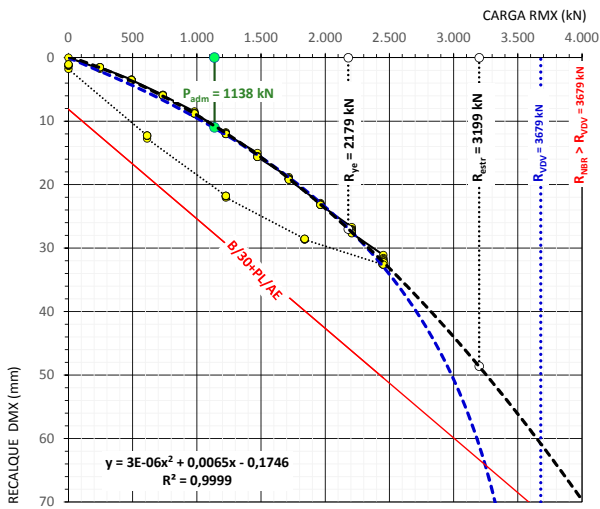


Figura 6.3

CURVA CARGA-RECALQUE
ESTACA T5 FECHADA
SOLDADA - ENSAIO PCE ESTACA Ø244x9,50 mm

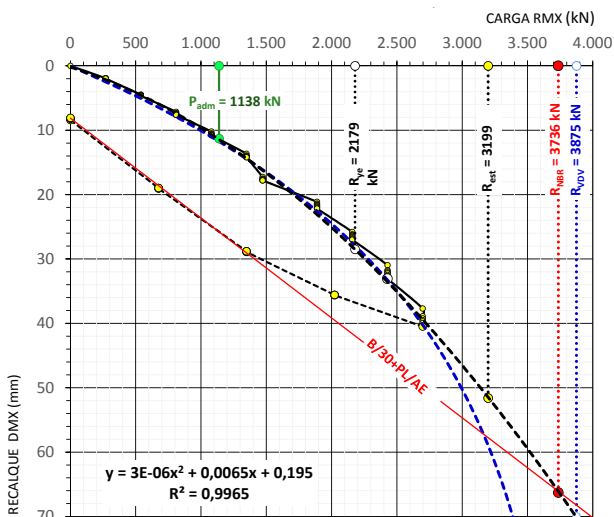


Figura 6.4

CURVA CARGA-RECALQUE
ESTACA T6 FECHADA
CONEXÃO RÁPIDA TUPER - ENSAIO PCE ESTACA Ø244x9,50 mm

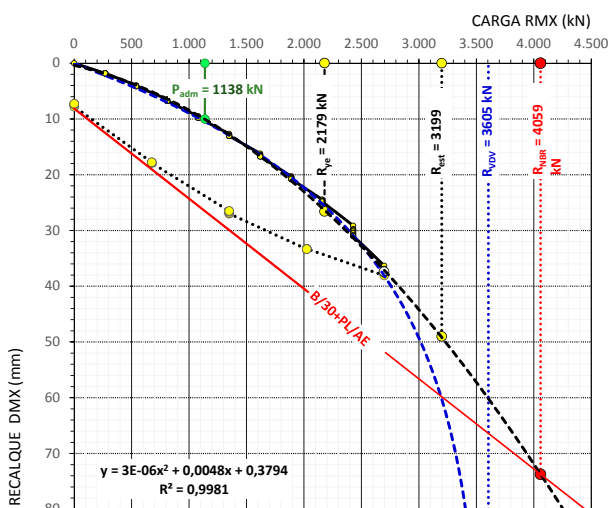


Figura 6.5

Complementando a análise do comportamento de estacas metálicas executou-se uma prova de carga estática em perfil metálico HP310x93, cujo resultado é apresentado na Figura 6.6:

CURVA CARGA-RECALQUE
ESTACA T1
SOLDADA - ENSAIO PCE ESTACA HP 310x93

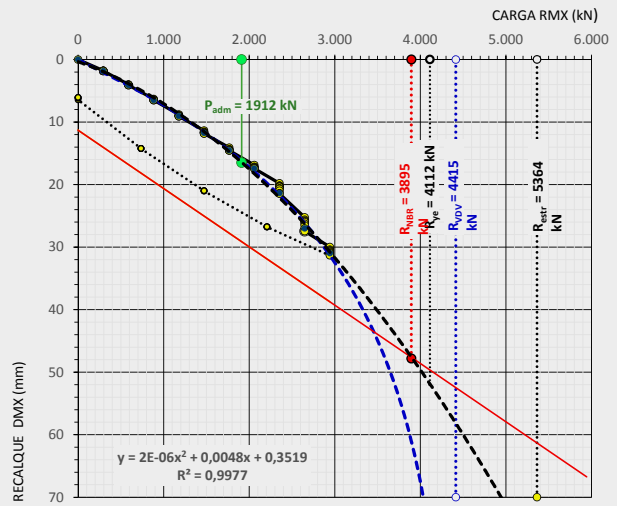


Figura 6.6

LEGENDA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
P_{adm}	Carga Admissível de catálogo
R_{je}	Carga de escoamento da estaca
R_{VDV}	Carga de ruptura curva Van Der Veen
R_{estr}	Carga de ruptura estrutural da estaca
R_{NBR}	Carga de ruptura NBR 6122
●	Curva descarga PCE

O resumo dos valores de fator de integridade BTA e das resistências na ruptura estrutural e geotécnica das estacas tubulares Tuper de dimensões Ø339x9,50 mm, Ø244x9,50 mm e do perfil HP310x93, submetidas a provas de carga estáticas encontra-se apresentado na Tabela 6.2.

A Tabela 6.2 mostra que, nesta obra, a resistência geotécnica das estacas Tuper extrapolada pela norma NBR 6122 foi sempre maior que a resistência estrutural na ruptura R_{restr} .

A estaca T1 em perfil metálico soldado apresentou comportamento semelhante ao das estacas tubulares da Tuper com emenda por conexão rápida, mas sua resistência geotécnica foi menor que a resistência de escoamento R_{ye} estrutural.

A Tabela 6.3 compara as cargas admissíveis geotécnicas e de catálogo das estacas tubulares Tuper Ø339x9,50 mm e Ø244x9,50 mm determinadas a partir das resistências geotécnicas medidas nas provas de carga estáticas apresentadas na última coluna da Tabela 6.2.

As cargas admissíveis da Tabela 6.3 foram determinadas a partir da resistência geotécnica com os fatores de segurança de majoração (γ_f) e de minoração (γ_m) recomendados pelo item 6.2.1.2 da Norma NBR 6122 quando se dispõe da curva carga-recalque estática:

$$FS_g = \gamma_f \cdot \gamma_m = 1,4 \cdot 1,00 = 1,40$$

Portanto, as provas de carga estáticas realizadas na obra da Tuper indicam que:

a) O comportamento estrutural e geotécnico das cinco estacas tubulares submetidas às provas de carga estáticas foi limitado somente pela resistência de ruptura estrutural do aço;

b) O controle da carga admissível pelo método (S+D) promoveu a homogeneidade de comportamento da curva carga-recalque estática garantindo o máximo aproveitamento econômico deste tipo de fundação e;

c) O fator de integridade BTA não influenciou o comportamento geotécnico.

Conclui-se que as estacas tubulares apresentaram:

- Desempenho das emendas de estacas com conexão rápida igual ao de estacas com emendas soldadas convencionais;
- Cargas admissíveis para fins de projeto de fundação igual ao valor da ruptura estrutural;
- Velocidade de cravação de estacas tubulares com emendas por Conexões Rápidas Tuper possibilita a otimização do tempo de execução deste tipo de fundação.
- Excelente desempenho geotécnico de atrito lateral, que fica evidenciado pela comparação das cargas geotécnicas das estacas T1 e T2, cravadas lado a lado com exatamente a mesma profundidade, atingindo carga de 3.895 kN no perfil e 4.621 kN no tubo.

No item 6.3 a seguir apresenta-se a comprovação da carga admissível a partir das provas de carga realizadas com parâmetros ξ mais conservadores do Eurocode.

Fator de integridade BTA, resistências estrutural e geotécnica das estacas metálicas

Estaca (Número)	Dimensões (mm)	Emenda	BTA (%)	Resistência Estrutural (kN)		Resistência Geotécnica (kN)	
				R_{ye}	R_{restr}	R_{VDV}	R_{NBR}
T2	339 x 9,50	Soldada	45	3063	4495	4365	4621
T3	339 x 9,50	Conexão Tuper	100	3063	4495	4316	4326
T4	244 x 9,50	Conexão Tuper	84	2179	3199	3679	> 3679
T5	244 x 9,50	Soldada	100	2179	3199	3875	3736
T6	244 x 9,50	Conexão Tuper	84	2179	3199	3605	4059
T1	HP310x93	Soldada	81	4112	5364	4415	3895

Tabela 6.2

Cargas admissíveis geotécnica e estrutural estacas tubulares Tuper Ø339x9,5 e Ø244x9,5

Estaca (Número)	Dimensões (mm)	Emenda	Ponta	Resistência Geotécnica		P_{adm} (tf) (R_k/γ_m)	Resistência Admissível Catálogo Tuper (tf)		
				R_{NBR}	R_k		Estrutural	Concreto 30 MPa	Concreto 40 MPa
T2	339 x 9,50	Soldada	Aberta	471	351	251	164	277	305
T3	339 x 9,50	Conexão Tuper	Fechada	441					
T4	244 x 9,50	Conexão Tuper	Aberta	375	325	232	116	169	186
T5	244 x 9,50	Soldada	Fechada	381					
T6	244 x 9,50	Conexão Tuper	Fechada	414					

Tabela 6.3

NOTA: Na determinação de R_k foram utilizados os fatores ξ da tabela A.9 da Eurocode, sendo esses mais conservadores do que a da NBR 6122.

6.3 – COMPROVAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL PELO MÉTODO (S+D)

De acordo com a Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações NBR 6122, a capacidade de carga na ruptura de diversos tipos de estacas pode ser determinada por meio de provas de carga estáticas ou dinâmicas, métodos teóricos ou métodos semiempíricos.

A disponibilidade atual de empresas que executam ensaios dinâmicos com o PDA (*Pile Driving Analyzer*) propiciou o desenvolvimento desta tecnologia de tal forma que a realização de uma prova de carga dinâmica de energia crescente (DIET – *Dynamic Increasing Energy Test*) (Fellenius, B.H., 2014) permite determinar com muita precisão a curva carga-recalque estática de uma estaca e pode ser empregada com vantagem por ser de baixo custo relativo se comparada com provas de carga estáticas convencionais.

A comprovação da carga admissível de uma estaca pelo método (S+D) (Tsuha, H.C., Aoki, N.; Cintra, J.C.A. 2013) permite determinar a resistência geotécnica em qualquer momento da cravação de uma estaca, possibilitando a redução do coeficiente de variação da resistência geotécnica para valores na faixa de 10% a 20%.

De fato nas estacas cravadas o fuste pode ser usado como instrumento de controle da resistência (R_{mx}) oferecida pelo solo para cada impacto do martelo de peso (W) caindo de uma altura (H) aplicando-se o princípio de Hamilton da conservação de energia, a teoria da equação da onda, a monitoração dinâmica das primeiras estacas da obra e os dados obtidos para confecção do tradicional diagrama de cravação.

A cravação é um evento dinâmico, no contínuo espaço-tempo da realidade física que segue o princípio da conservação de energia de Hamilton

expresso na equação:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc}) dt = 0$$

Esta equação em termos variacionais traduz a transformação da energia cinética T em energia potencial V e no trabalho das forças não conservativas W_{nc} no intervalo de tempo ($t_2 - t_1$) de duração do impacto de um martelo de peso (W) caindo de uma altura (H) sobre o sistema formado pelos amortecedores do choque, pela estaca e o maciço de solos e rochas no qual se encontra imerso.

A Figura 6.7 apresenta as curvas de forças de reação do solo x deslocamento do topo da estaca sob ação de um impacto de altura H do martelo de peso W :

As curvas das forças de reação do solo x deslocamento nas cores vermelha e azul correspondem, respectivamente, à força total R_d devido às forças de inércia, amortecimento e reação do solo, à máxima reação estática R do solo e, ao modelo elasto-plástico dessa curva, conforme proposta de Smith (1960).

No instante em que a velocidade da seção instrumentada se anula, o deslocamento atinge o valor máximo (D_{mx}) e a reação total é igual a (R_d) com parcelas estática (R) e dinâmica ($J_s \cdot R \cdot v$).

Aplicando-se o princípio de Hamilton às transformações de energia durante o impacto do martelo verifica-se que:

- A área sob a curva OACEFO é igual à energia cinética total (T) do sistema;
- A área OACFO é igual ao trabalho das forças não conservativas (W_{nc}), que inclui a parcela dinâmica das forças de reação, e a área complementar CEFC é igual à energia de deformação elástica (V_e) do evento impacto do martelo.

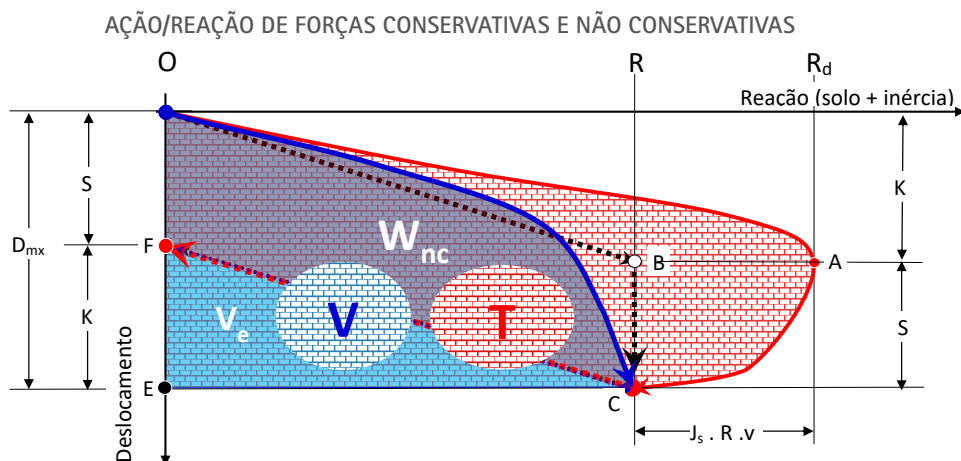


Figura 6.7 – Curvas reação do solo x deslocamento no impacto do martelo.

A área sob a curva OCEFO é igual à energia potencial de deformação (V) acumulada no sistema no instante em que a velocidade se anula e a reação do solo torna-se igual à reação estática máxima mobilizada no impacto.

O modelo de Smith simplifica a curva de modo que a área do trapézio OBCEFO é igual à área OCEFO da curva estática real que pode ser medida em uma prova de carga estática convencional.

A área OBCFO do paralelogramo é igual ao trabalho das forças não conservativas (W_{nc}) e a área complementar CEFC é igual à energia de deformação elástica (V_e) do sistema estaca-solo.

Na Figura 6.7 a área do trapézio V corresponde à energia potencial máxima acumulada, quando a velocidade se anula, e pode ser determinada por:

$$V = R.(S + D)/2 = R.S + R.(K/2)$$

Desta forma a reação estática pode ser determinada por:

$$R = V/(S + K/2)$$

Ou, alternativamente, por:

$$R = 2.V/(S + D)$$

Onde:

$$V = \eta.W.H = e_{f1}.e_{f2}.W.H$$

η = eficiência do impacto;

e_{f1} = eficiência do sistema de cravação (tipos de martelo);

e_{f2} = eficiência do sistema de amortecimento.

$$V = R.\frac{(S+D)}{2} = R.S + R.\frac{K}{2}$$

Desta forma a reação estática pode ser determinada por:

$$R = \frac{V}{(S+\frac{K}{2})}$$

Ou, alternativamente, por:

$$R = \frac{2.V}{(S+D)}$$

Onde:

$$V = \eta.W.H$$

No final do impacto do martelo, o deslocamento permanente devido às forças não conservativas é a nega (S) e o deslocamento elástico devido às forças conservativas é o repique (K).

O deslocamento elástico K devido à ação das forças conservativas vale:

$$K = C_2 + C_3$$

C_2 = parcela devida à deformação elástica do fuste;
 C_3 = parcela devida à deformação elástica do solo sob a ponta.

A resistência estática R , a energia potencial V e o deslocamento máximo D_{mx} são denominados no ensaio de carregamento dinâmico da norma ABNT NBR 13208 - Estacas - ensaios de carregamento dinâmico por:

$$\begin{aligned} R &= RMX \\ V &= EMX \\ D_{mx} &= DMX \end{aligned}$$

A fórmula dá origem ao conhecido método do repique elástico para determinação da resistência estática (R) a partir do ensaio dinâmico.

Entretanto, o método do repique falha quando o solo é resiliente, ou seja, quando o solo sob a ponta da estaca é de baixa resistência e muito compressível.

Adicionalmente este ensaio apresenta riscos operacionais na fase de medida do repique e da nega como o perigo de queda do martelo sobre o frentista do bate-estacas.

Para evitar estes inconvenientes, a resistência R pode ser obtida generalizando-se a fórmula origem do método do deslocamento (S+D):

$$RMX = \zeta . EMX / (S + DMX)$$

Onde: $0,5 < \zeta < 2,0$

ζ = fator variável com a natureza e magnitude da reação do solo.

A instrumentação dinâmica durante a cravação das primeiras estacas de uma obra permite a determinação dos valores de RMX , EMX , DMX e S de cada impacto do martelo ao longo do comprimento cravado.

Estas medidas permitem conhecer o valor da eficiência η e da variável ζ de cada impacto do martelo de peso W caindo da altura H :

$$\eta = EMX / W.H$$

$$\zeta = RMX . (S + DMX) / EMX$$

A realização de uma prova de carga dinâmica de energia crescente (*DIET – Dynamic Increasing Energy Test*), logo após a medida da tradicional nega, permite traçar a curva **DMX** x **EMX** e determinar os coeficientes de correlação **a** e **b** que define a relação entre estas variáveis.

Verifica-se que os deslocamentos **DMX** são diretamente proporcionais à energia **EMX** de cada impacto de altura **H** do martelo, ou seja:

$$DMX = a . EMX + b$$

Finalmente, o tradicional diagrama de cravação que registra o número **N** de golpes de altura **H** e a correspondente penetração Δ_L da estaca no solo proporciona a determinação da nega média no trecho Δ_L :

$$S = \Delta_L / N$$

Portanto, em qualquer profundidade ao longo

da cravação de uma estaca, a resistência média mobilizada **R_{mx}** no trecho Δ_L para **N** golpes de martelo de peso **W** caindo da altura **H**, pode ser determinada no método do deslocamento (S+D) pela fórmula:

$$R_{mx} = \zeta . E_{mx} / (S + D_{mx})$$

Onde:

R_{mx} = resistência estática mobilizada média no trecho Δ_L ;

ζ = parâmetro determinado na cravação das primeiras estacas;

$$E_{mx} = \eta . W . H$$

S = deslocamento médio do trecho Δ_L ;

$$D_{mx} = a . E_{mx} + b$$

A instrumentação dinâmica durante a cravação da primeira estaca de uma obra permite a determinação dos valores de **RMX**, **EMX**, **DMX** e **S** de cada impacto do martelo ao longo do comprimento cravado conforme ilustrado na Tabela 6.4 que apresenta os valores medidos na monitoração contínua da cravação da estaca T3 do CICS.

Monitoração do início e do final de cravação da estaca T3

LP (m)	BN	BLC (bl/m)	RMX (tn)	DMX (mm)	FMX (tn)	EMX (tn-m)	S (mm)	LP (m)	BN	BLC (bl/m)	RMX (tn)	DMX (mm)	FMX (tn)	EMX (tn-m)	S (mm)
1,60	1	18	15	56	50	0,88	56	18	894	340	11	3	10	0,02	3
1,60	2	18	15	56	66	1,03	56	18	895	340	11	3	12	0,01	3
1,70	3	18	16	62	88	1,23	56	18	896	340	181	28	201	3,11	3
1,70	4	18	15	64	87	1,24	56	18	897	340	181	28	202	3,14	3
1,80	5	18	14	63	88	1,21	56	18	898	340	178	28	201	3,13	3
1,80	6	18	13	65	88	1,25	56	18	899	340	179	28	201	3,17	3
1,90	7	18	13	63	89	1,21	56	18	900	340	178	28	202	3,16	3
1,90	8	18	11	65	88	1,16	56	18	901	340	178	28	201	3,10	3
2,00	9	18	11	65	88	1,13	56	18	902	340	178	28	200	3,14	3
2,10	10	12	7	83	89	1,38	83	18	903	340	179	28	201	3,10	3
2,20	11	12	6	83	89	1,35	83	18	904	340	179	27	201	3,04	3
2,30	12	12	5	83	90	1,32	83	18	905	340	178	28	201	3,15	3
2,30	13	12	4	83	90	1,28	83	18	906	340	186	27	205	3,08	3
2,40	14	12	5	83	89	1,33	83	18	907	340	187	28	206	3,14	3
2,50	15	12	4	83	90	1,28	83	18	908	340	187	28	207	3,16	3
2,60	16	10	1	100	90	1,47	100	18	909	340	186	28	207	3,24	3
2,70	17	10	1	100	90	1,5	100	18	910	340	186	28	208	3,20	3
								18	911	340	185	28	207	3,20	3
								18	912	340	185	28	206	3,23	3

Tabela 6.4

A nega **S** de cada impacto instrumentado do martelo é dada pela expressão:

$$S = 1000/BLC \text{ (mm)}$$

onde **BLC** = "blow count" / metro

A Tabela 6.5 apresenta os resultados do ensaio DIET realizados logo após o final da cravação (EOD – End Of Driving) da estaca T3 e analisados com a metodologia de controle (S+D).

Resultados ensaio DIET no final da cravação (EOD) estaca T3.												
ESTACA T3 FINAL CRAVAÇÃO			Ø339x9,50 mm		Conexão Rápida Tuper Ponta Fechada		a = 4,89		b = 11,47		Martelo (tf) = 5	
BN	Queda (cm)	RMX (tf)	DMX (mm)	Nega (mm)	EMX (tf.m)	FMX (tf)	η (%)	ζ	D _{mx} (mm)	R _{mx} (tf)	E _{mx} (tf.m)	R _{mx} /RMX
1	30	139	18	0	1,48	145	99	1,69	18,64	116,06	1,32	0,8
2	39	152	20	0	1,78	160	91	1,71	20,10	139,86	1,71	0,9
3	50	164	23	0	2,26	178	90	1,67	22,45	160,57	2,19	1,0
4	60	177	25	0	2,69	193	90	1,64	24,55	176,18	2,63	1,0
5	70	184	26	0	2,98	203	85	1,61	25,97	194,32	3,07	1,1
6	75	192	28	0	3,28	211	87	1,64	27,44	197,07	3,29	1,0
7	90	201	30	0	3,68	220	82	1,64	29,40	220,75	3,95	1,1
8	100	210	31	0	4,05	227	81	1,61	31,20	231,05	4,39	1,1
9	108	219	33	0	4,54	235	84	1,59	33,60	231,74	4,74	1,1
Média	69,11	182,00	26,00	0	2,97	196,89	88,00	1,64	25,93	185,29	3,03	1,00

Tabela 6.5

O gráfico da Figura 6.8 que relaciona EMX e DMX da Tabela 6.5 demonstra que os deslocamentos DMX são diretamente proporcionais à energia EMX de cada impacto de altura H do martelo.

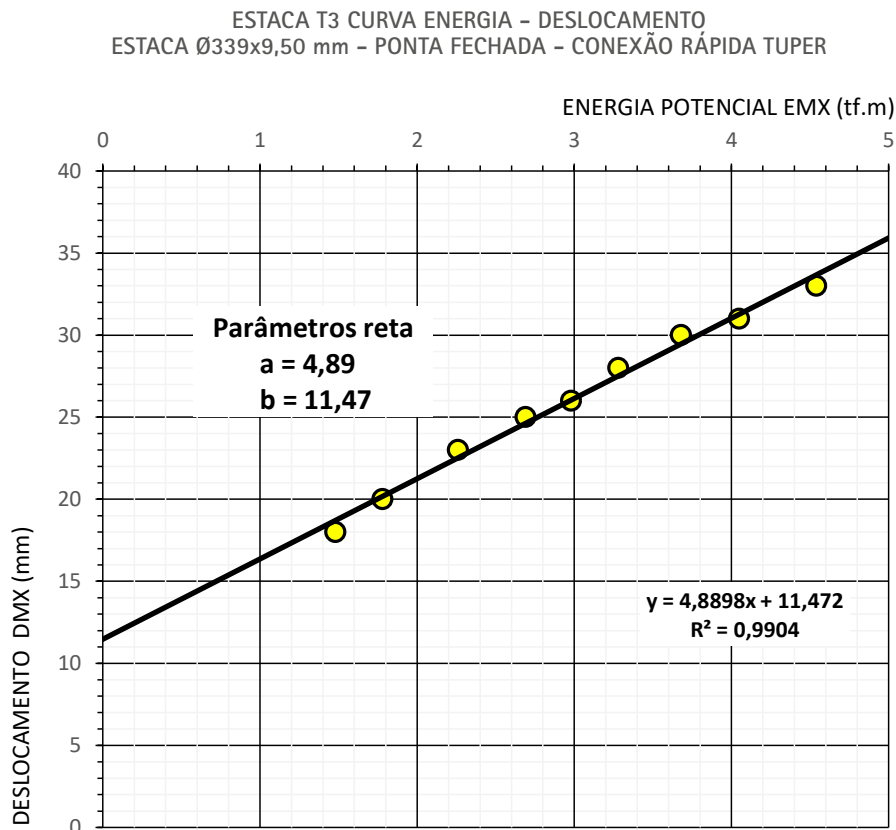


Figura 6.8

Neste caso os parâmetros **a** e **b** que permitem determinar o deslocamento D_{mx} valem:

$$a = 4,89 \text{ (mm/TF)};$$

$$b = 11,47 \text{ (mm)}.$$

A Tabela 6.5 mostra que os valores médios da eficiência η do martelo e do parâmetro ζ valem:

$$\eta = 88\%;$$

$$\zeta = 1,64.$$

A Tabela 6.6 apresenta a planilha que relaciona os dados do diagrama de cravação convencional das colunas 1 a 4 com as fórmulas que permitem determinar os valores R_{mx} e R_{setup} para cada trecho de penetração neste caso constante e igual a:

$$\Delta L = 0,50\text{m}.$$

Diagrama de cravação e resistências método (S+D) final da cravação e setup estaca T3												
Controle método (S+D)		Estaca T3	Ø339 mm	Espessura 9,50 mm	Conexão Tuper	Ponta fechada		Martelo (tf) = 5		Setup = 2.3		
Penetração (m)		Alt. Queda (cm)	Nº Golpes (unid.)	a	b (mm)	η	ζ	S (mm)	E_{mx} (tf.m)	D_{mx} (mm)	R_{mx} (kN)	Setup (kN)
De	Até											
0,00	0,50	30	7	4,89	11,47	0,88	1,64	71	1,32	71	149	342
0,50	1,00	30	6	4,89	11,47	0,88	1,64	83	1,32	83	127	293
1,00	1,50	30	9	4,89	11,47	0,88	1,64	56	1,32	56	191	440
1,50	2,00	30	9	4,89	11,47	0,88	1,64	56	1,32	56	191	440
2,00	2,50	30	5	4,89	11,47	0,88	1,64	100	1,32	100	106	244
2,50	3,00	1	6	4,89	11,47	0,88	1,64	83	0,04	83	4	10
3,00	3,50	1	5	4,89	11,47	0,88	1,64	100	0,04	100	4	8
3,50	4,00	30	7	4,89	11,47	0,88	1,64	71	1,32	71	149	342
4,00	4,50	30	7	4,89	11,47	0,88	1,64	71	1,32	71	149	342
4,50	5,00	30	14	4,89	11,47	0,88	1,64	36	1,32	36	297	684
5,00	5,50	30	24	4,89	11,47	0,88	1,64	21	1,32	21	510	1172
5,50	6,00	30	40	4,89	11,47	0,88	1,64	13	1,32	18	698	1605
6,00	6,50	30	32	4,89	11,47	0,88	1,64	16	1,32	18	633	1456
6,50	7,00	30	30	4,89	11,47	0,88	1,64	17	1,32	18	614	1412
7,00	7,50	30	35	4,89	11,47	0,88	1,64	14	1,32	18	659	1516
7,50	8,00	30	36	4,89	11,47	0,88	1,64	14	1,32	18	668	1535
8,00	8,50	30	26	4,89	11,47	0,88	1,64	19	1,32	19	552	1270
8,50	9,00	30	43	4,89	11,47	0,88	1,64	12	1,32	18	719	1653
9,00	9,50	30	55	4,89	11,47	0,88	1,64	9	1,32	18	786	1808
9,50	10,00	30	66	4,89	11,47	0,88	1,64	8	1,32	18	833	1915
10,00	10,50	50	35	4,89	11,47	0,88	1,64	14	2,2	22	969	2229
10,50	11,00	50	40	4,89	11,47	0,88	1,64	13	2,2	22	1019	2344
11,00	11,50	50	27	4,89	11,47	0,88	1,64	19	2,2	22	869	1998
11,50	12,00	50	24	4,89	11,47	0,88	1,64	21	2,2	22	822	1890
12,00	12,50	50	28	4,89	11,47	0,88	1,64	18	2,2	22	883	2031
12,50	13,00	50	26	4,89	11,47	0,88	1,64	19	2,2	22	854	1964
13,00	13,50	50	32	4,89	11,47	0,88	1,64	16	2,2	22	935	2151
13,50	14,00	50	30	4,89	11,47	0,88	1,64	17	2,2	22	910	2093
14,00	14,50	50	42	4,89	11,47	0,88	1,64	12	2,2	22	1037	2385
14,50	15,00	50	26	4,89	11,47	0,88	1,64	19	2,2	22	854	1964
15,00	15,50	50	19	4,89	11,47	0,88	1,64	26	2,2	26	672	1547
15,50	16,00	50	15	4,89	11,47	0,88	1,64	33	2,2	33	531	1221
16,00	16,50	50	15	4,89	11,47	0,88	1,64	33	2,2	33	531	1221
16,50	17,00	50	21	4,89	11,47	0,88	1,64	24	2,2	24	743	1710
17,00	17,50	50	22	4,89	11,47	0,88	1,64	23	2,2	23	779	1791
17,50	17,95	50	47	4,89	11,47	0,88	1,64	10	2,2	22	1113	2560
17,95	17,97	70	20	4,89	11,47	0,88	1,64	1	3,08	27	1800	4140

Tabela 6.6

A Figura 6.9 apresenta a curva de variação da resistência geotécnica mobilizada ao longo da profundidade cravada da estaca T3, na formação de solo sedimentar sobreposto à camada de solo residual de gnaiss do CICS/ USP, determinada nas colunas 12 e 13 da Tabela 6.6.

A comparação das curvas de resistência determinada pelo método (S+D) no final da cravação (EOD) mostra boa concordância com a curva de monitoração dinâmica contínua do sistema PDA (*Pile Driving Analyzer*) que consegue detectar pequenas variações de resistência ao longo da penetração da estaca no solo.

A cicatrização do solo aumenta a resistência do final da cravação e neste caso adotou-se o fator de *setup* de 2,3 constatado nos ensaios realizados ao longo do tempo nesta obra.

A resistência mobilizada no final da cravação pelo método (S+D) foi de 1800 kN, que majorado pelo fator de *setup* adotado, conduziria a uma resistência a tempo infinito de 4140 kN.

O ensaio DIET executado no final da cravação EOD e 161 horas após a cravação indicou resistências mobilizadas máximas de 2138 e 2835 kN e resistências na ruptura extrapoladas conforme a NBR 6122 respectivamente de 1874 e 4326 kN.

Conclui-se que a metodologia de controle no método (S+D) baseada na instrumentação dinâmica determinou com excelente precisão a resistência geotécnica no final da execução e a tempo infinito mostrando ser possível a comprovação da resistência na ruptura e da carga admissível das estacas na fase de execução desse tipo de fundação.

Figura 6.9 - Variação resistência métodos (S+D) e monitoração dinâmica estaca T3.

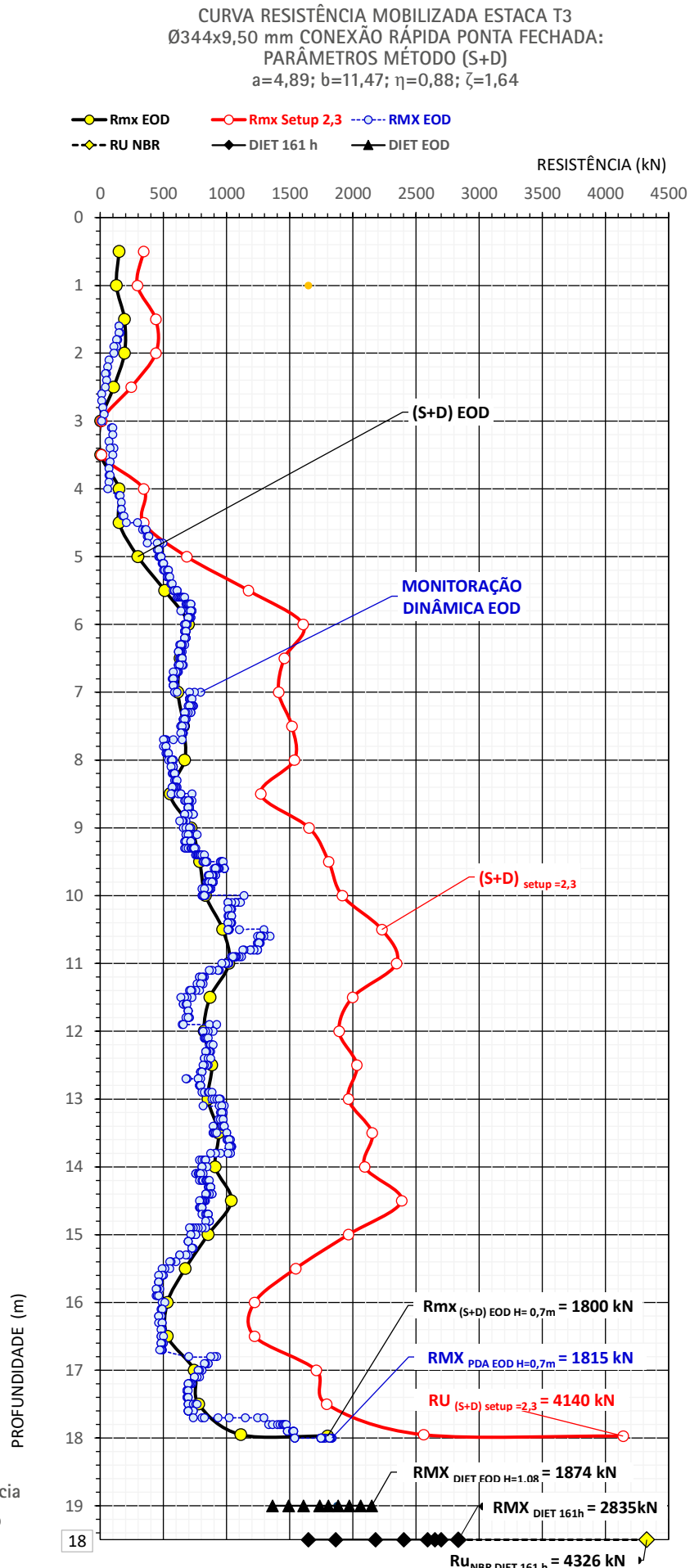


Figura 6.9

6.4 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA GEOTÉCNICA AO LONGO DO TEMPO

A resistência na ruptura varia com o tempo devido aos fenômenos de cicatrização (*setup*), que promovem o aumento ou relaxação que diminui a resistência do solo adjacente aos fustes das estacas, e que tende para a estabilização decorridos dias ou semanas após o final da cravação (EOD).

A relaxação ocorre com pouca frequência especialmente na presença de solos expansivos irregularmente distribuídos no território brasileiro.

O fator de cicatrização (*setup*) deve ser referenciado à variabilidade da resistência na ruptura e exige a execução de provas de carga estáticas ou provas de carga dinâmicas de energia crescente (DIET) ao longo do tempo decorrido após o instante final da cravação.

Assim, define-se fator de *setup* pela expressão:

$$\text{Fator de setup} = \frac{\text{Carga de ruptura a longo prazo}}{\text{Carga de ruptura no final da cravação}}$$

Na obra do CICS este fenômeno foi estudado através da execução de provas de carga estáticas a longo prazo já apresentadas, e de provas de carga DIET de fácil execução e baixo custo realizadas no final da execução e após algumas horas ou dias após a cravação.

A Tabela 6.7 apresenta os resultados obtidos na prova de carga dinâmica DIET da estaca T3 realizada no final da cravação:

Prova Carga Dinâmica estaca T3 final da cravação						
Estaca	T3 (00h01')				Pilão (kN) = 49,10	
BN	Queda (cm)	RMX (kN)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (kN)	Nega (mm)
1	25	1364	18	1,48	1422	0
2	39	1491	20	1,78	1570	0
3	50	1609	23	2,26	1746	0
4	60	1736	25	2,69	1893	0
5	70	1805	26	2,98	1991	0
6	75	1884	28	3,28	2070	0
7	90	1972	30	3,68	2158	0
8	100	2060	31	4,05	2227	0
9	108	2148	33	4,54	2305	0

Tabela 6.7

A Tabela 6.8 apresenta os resultados obtidos na prova de carga dinâmica DIET da estaca T3 realizada 67 horas depois da cravação:

Prova Carga Dinâmica Estaca T3 67h 00'						
Estaca	T3 (67h00')				Pilão (kN) = 49,10	
BN	Queda (cm)	RMX (kN)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (kN)	Nega (mm)
1	22	1.648	13	1,25	1069	0
2	52	1.854	14	1,57	1128	0
3	65	2.109	17	2,15	1167	0
4	74	2.178	19	2,50	1344	1
5	88	2.335	21	2,94	1403	1
6	112	2.413	23	3,49	1481	1

Tabela 6.8

A Tabela 6.9 apresenta os resultados obtidos na prova de carga dinâmica DIET da estaca T3 realizada 161 horas depois da cravação:

Prova Carga Dinâmica Estaca T3 161h 00'						
Estaca	T3 (161h00')				Pilão (kN) = 49,10	
BN	Queda (cm)	RMX (kN)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (kN)	Nega (mm)
1	33	1648	10	1,00	177	0
2	41	1864	12	1,34	211	0
3	60	2178	14	1,90	241	0
4	73	2403	16	2,41	263	0
5	94	2649	19	3,06	286	0
6	90	2590	19	3,12	283	0
7	105	2698	21	3,59	294	0
8	116	2835	23	4,11	316	0

Tabela 6.9

A análise dos resultados mostra que as resistências mobilizadas para o mesmo nível de energia crescem com o tempo e a simples comparação de valores máximos, medidos em dois instantes após a cravação, não tem significado, sendo necessário determinar o fator de *setup* a partir das resistências na ruptura em cada "idade" da estaca.

A Figura 6.10 apresenta a comparação entre as três curvas carga-recalque estáticas, obtidas nas provas de carga dinâmica DIET, no final da cravação (EOD), 67 horas e 161 horas após a instalação da estaca T3 com a curva carga-recalque obtida na prova de carga estática convencional realizada na mesma estaca 109 dias após a cravação.

A curva correspondente ao ensaio DIET de 161 horas de *setup* apresentou resistência na ruptura de 3777 kN e a forma da curva carga-recalque é compatível com a curva da prova de carga estática realizada às 2616 horas de *setup* e resistência na ruptura de 4316 kN. Esse fato mostra que as curvas carga-recalque determinadas no ensaio DIET e na prova de carga estática convencional apresentam grande similaridade comprovando o relato de Fellenius (2018) e mostrando que a teoria da equação da onda longitudinal será grandemente enriquecida substituindo-se o modelo elasto-plástico de Smith pela forma real da curva carga-recalque real.

FIGURA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO LONGO DO TEMPO DA ESTACA T3 - SETUP
PCD DINÂMICA DIET & PCE ESTACA Ø339x9,50 mm

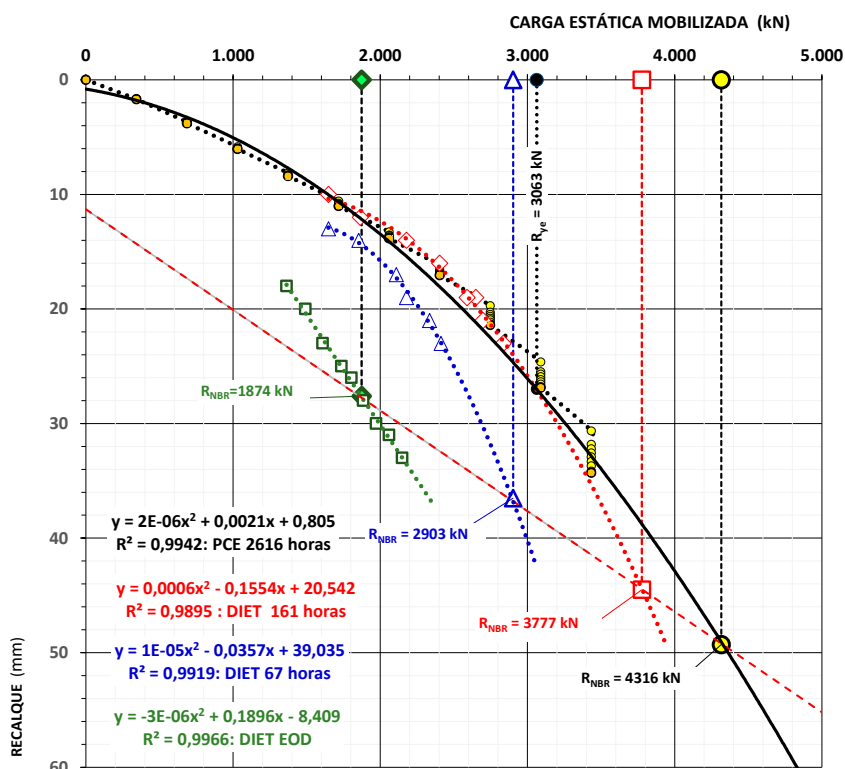


Figura 6.10

A Tabela 6.10 apresenta os resultados obtidos na prova de carga dinâmica DIET da estaca T4.

Resultados das provas Carga Dinâmica Estaca T4																				
Estaca		T4 (00h00')					Pilão (t) = 5		Estaca		T4 (01h45')					Pilão (t) = 5				
BN	Queda (cm)	RMX (tf)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (tf)	Nega (mm)	BN	Queda (cm)	RMX (tf)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (tf)	Nega (mm)	BN	Queda (cm)	RMX (tf)	DMX (mm)	EMX (tf.m)	FMX (tf)	Nega (mm)
1	25	101	18	1,40	104	0	1	27	109	17	1,15	110	0	1	48	164	18	1,86	153	0
2	40	113	21	1,48	114	0	2	35	115	19	1,37	118	0	2	70	183	24	2,65	178	0
3	55	131	26	2,09	133	0	3	39	119	20	1,50	121	0	3	88	203	28	3,34	196	0
4	60	139	28	2,45	144	0	4	52	137	24	2,09	139	0	4	105	214	31	3,84	208	0
5	65	143	29	2,60	148	0	5	59	143	26	2,30	145	0	5	112	224	32	4,11	215	0
6	75	151	31	2,99	157	1	6	66	151	27	2,57	154	0	6	90	179	32	3,60	183	1
7	82	157	33	3,26	162	1	7	83	156	29	2,84	159	0	7	108	189	34	4,18	193	2
8	90	162	35	3,61	168	1	8	85	161	31	3,15	168	0	8						
							9	103	171	32	3,55	178	1							

Tabela 6.10

A Figura 6.11 compara as curvas carga-recalque estáticas obtidas nas provas de carga dinâmica DIET no final da cravação (EOD), 1h45', 5h45' e 100h, com a curva carga-recalque obtida na prova de carga estática convencional realizada na estaca T4 decorridos 87 dias após a cravação.

A análise das curvas obtidas dinâmica e

estaticamente corrobora as observações de Fellenius e mostra que os resultados das provas de carga dinâmica de energia crescente (DIET) podem ser usados para determinar a resistência na ruptura de estacas, substituindo com vantagens econômicas as provas de carga estáticas, conforme prescreve o item 9.2.2.3 da NBR 6122, a partir da curva carga-recalque estática obtida neste tipo de prova de carga.

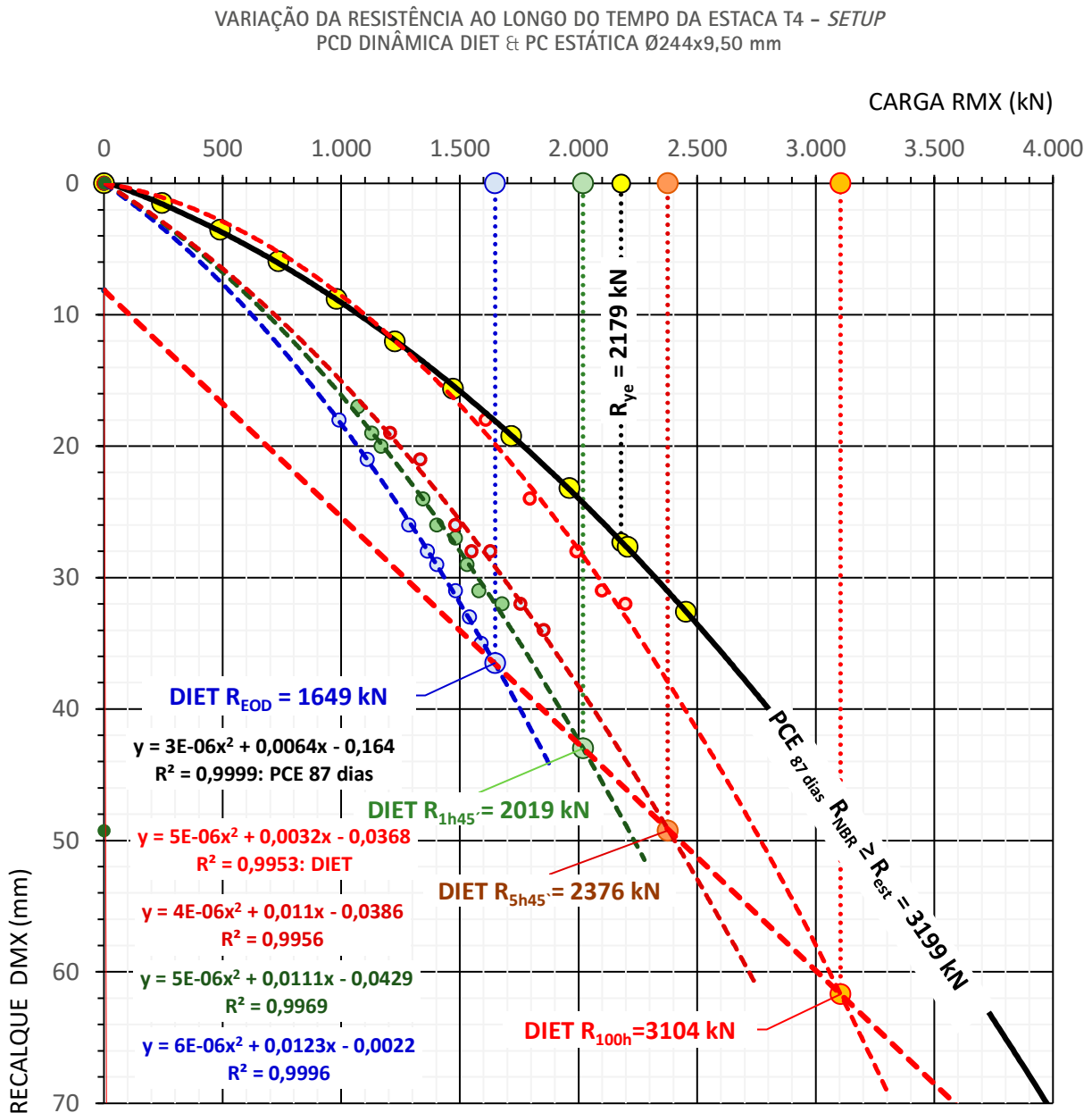


Figura 6.11

A Tabela 6.11 resume os resultados das resistências ao longo do tempo das estacas T3 e T4:

Resistências na ruptura ao longo do tempo					
ESTACA T3 Ø339			ESTACA T4 Ø244		
R (kN)	Tempo		R (kN)	Tempo	
	t (horas)	t (dias)		t (horas)	t (dias)
1874	0h01'	0,001	1649	0h01'	0,001
2903	67h00'	2,792	2019	1h45'	0,073
3777	161h00'	6,708	2376	5h45'	0,240
4316	2616h00'	109,000	3104	100h00'	4,167
			3199	2088h00'	87,000

Tabela 6.11

A Figura 6.12 apresenta as curvas de variação ao longo do tempo (t) da resistência última R (kN) extrapoladas conforme a NBR 6122 para as estacas T3 e T4:

$$\text{Fator de setup médio} = \frac{(4316/1874 + 3199/1649)}{2} = 2,12$$

Conclui-se que a variação de resistência de uma estaca cravada ao longo do tempo pode ser determinada realizando-se provas de carga dinâmicas de energia crescente que apresenta curvas carga-recalque muito semelhantes às curvas das provas de carga estática, e que o fator de *setup* na formação sedimentar apoiada em solo residual saprólito de gnaíse da obra CICS/USP é maior que 2,0.

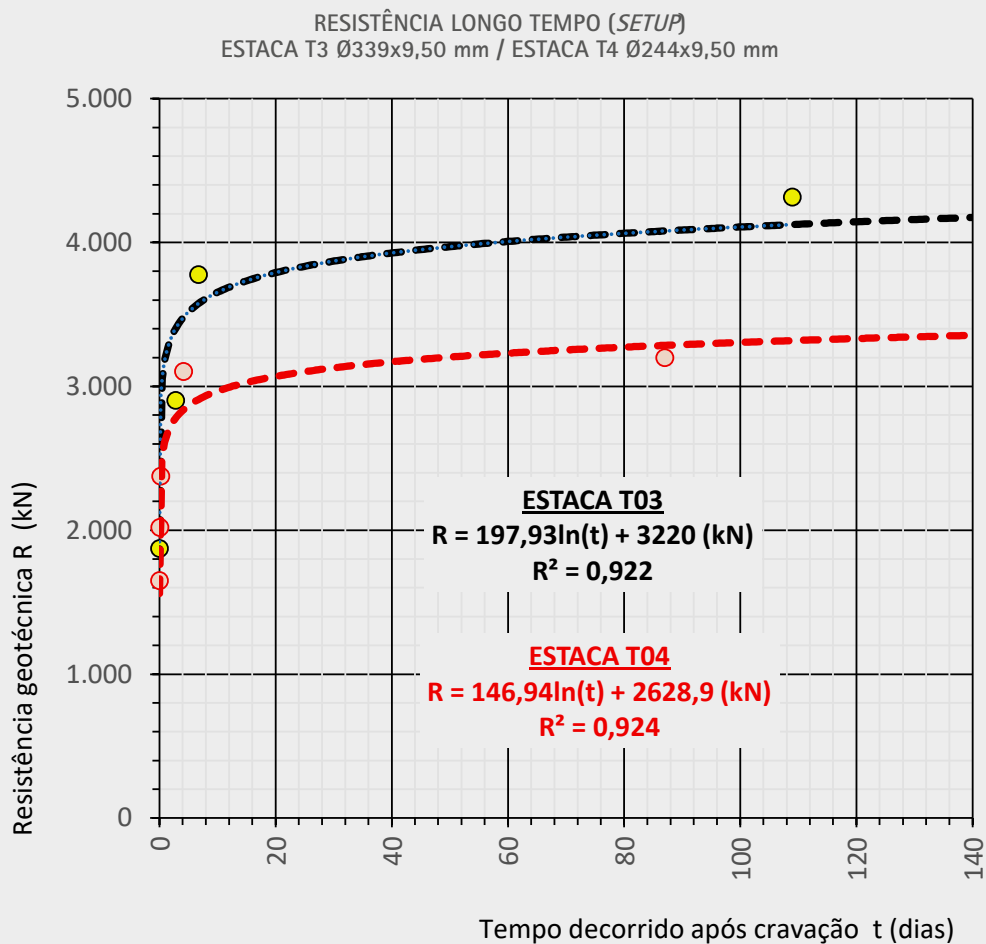


Figura 6.12 – Curva cicatrização (*setup*) estacas T3 e T4.

6.5 - COMPORTAMENTO NA CRAVAÇÃO DA EMENDA POR CONEXÃO RÁPIDA TUPER

A Tabela 6.12 apresenta os valores de força, resistência mobilizada e o fator de integridade BTA ao longo de trechos específicos que antecedem e

sucedem a acoplagem da conexão de emenda Tuper sob ação dos impactos sucessivos do martelo.

Força, resistência e valor BTA na acoplagem das emendas por conexão rápida da estaca T3

LP (m)	FMX (tn)	RMX (tn)	BTA (%)	LP (m)	FMX (tn)	RMX (tn)	BTA (%)	LP (m)	FMX (tn)	RMX (tn)	BTA (%)
1,6	50	15	100	10,7	140	128	63	17,5	159	71	50
1,6	66	15	100	10,7	142	129	67	17,5	160	71	50
1,6	88	16	100	10,7	142	128	67	17,5	160	71	49
1,7	87	15	100	10,7	142	128	67	17,5	164	77	40
1,8	88	14	100	10,7	142	128	68	17,5	172	78	35
1,8	88	13	100	10,8	141	127	69	17,6	178	73	25
1,9	89	13	100	10,8	140	126	68	17,6	172	71	14
1,9	88	11	100	10,8	138	127	69	17,6	178	71	10
2,0	88	11	100	10,8	138	123	71	17,6	179	71	9
				10,8	137	124	71	17,6	174	75	31
4,5	101	21	100	10,8	136	121	72	17,6	174	75	30
4,5	101	30	100	10,8	136	121	73	17,6	164	71	50
4,6	100	34	100	10,8	136	116	75	17,6	163	71	52
4,6	100	36	100	10,8	134	115	75	17,7	167	75	47
4,6	101	37	100	10,9	137	114	75	17,7	179	82	18
4,7	102	38	100	10,9	136	112	74	17,7	175	84	17
4,7	102	39	100	10,9	136	110	74	17,7	161	95	56
4,7	4	1	100	10,9	133	109	75	17,7	160	104	55
4,8	106	38	0	10,9	131	109	75	17,7	160	117	54
4,8	110	81	0	10,9	132	108	71	17,7	162	127	52
4,8	106	48	40	10,9	130	106	67	17,7	162	132	49
4,8	109	46	70	10,9	127	107	71	17,8	162	136	50
4,9	111	47	70	11,0	129	104	60	17,8	160	139	53
4,9	112	47	66	11,0	128	103	69	17,8	164	143	51
4,9	111	46	62	11,0	134	103	60	17,8	166	145	51
4,9	111	47	66	11,0	133	101	62	17,8	169	147	52
5,0	112	47	70	11,0	132	101	60	17,8	170	148	53
				11,0	127	101	72	17,8	171	149	51
10,4	160	106	61					17,8	173	150	54
10,4	159	106	62	16,5	140	49	66	17,9	173	151	57
10,4	159	105	62	16,5	139	49	67	17,9	174	151	54
10,4	158	103	62	16,5	139	51	66	17,9	174	155	49
10,4	157	103	62	16,6	140	51	66	17,9	174	156	48
10,4	157	103	62	16,6	139	50	66	17,9	6	2	0
10,4	155	105	62	16,6	140	49	65	17,9	174	156	45
10,4	155	103	61	16,6	140	49	67	17,9	174	156	44
10,5	154	104	62	16,7	140	50	64	18,0	175	157	43
10,5	154	104	62	16,7	141	50	64	18,0	10	11	81
10,5	152	104	62	16,7	144	50	61	18,0	12	11	100
10,5	152	104	63	16,7	143	49	62	18,0	201	181	52
10,5	151	103	63	16,7	140	48	64	18,0	202	181	51
10,5	150	103	63	16,8	5	0	35	18,0	201	178	56
10,5	4		68	16,8	152	94	41	18,0	201	179	53
10,5	144	132	14	16,8	148	92	49	18,0	202	178	55
10,6	149	137	60	16,8	152	89	48	18,0	201	178	54
10,6	148	131	66	16,9	146	87	50	18,0	200	178	56
10,6	149	131	57	16,9	146	87	49	18,0	201	179	53
10,6	150	132	44	16,9	150	85	55	18,0	201	179	54
10,6	145	127	52	16,9	153	84	54	18,0	201	178	54
10,6	146	130	44	17,0	152	82	53	18,0	205	186	58
10,6	147	129	56	17,0	152	82	52	18,0	206	187	60
10,6	142	129	45					18,0	207	187	57
10,7	144	127	46	17,4	159	70	55	18,0	207	186	59
10,7	143	127	65	17,4	159	71	53	18,0	208	186	60
10,7	142	127	55					18,0	207	185	61
								18,0	207	185	64

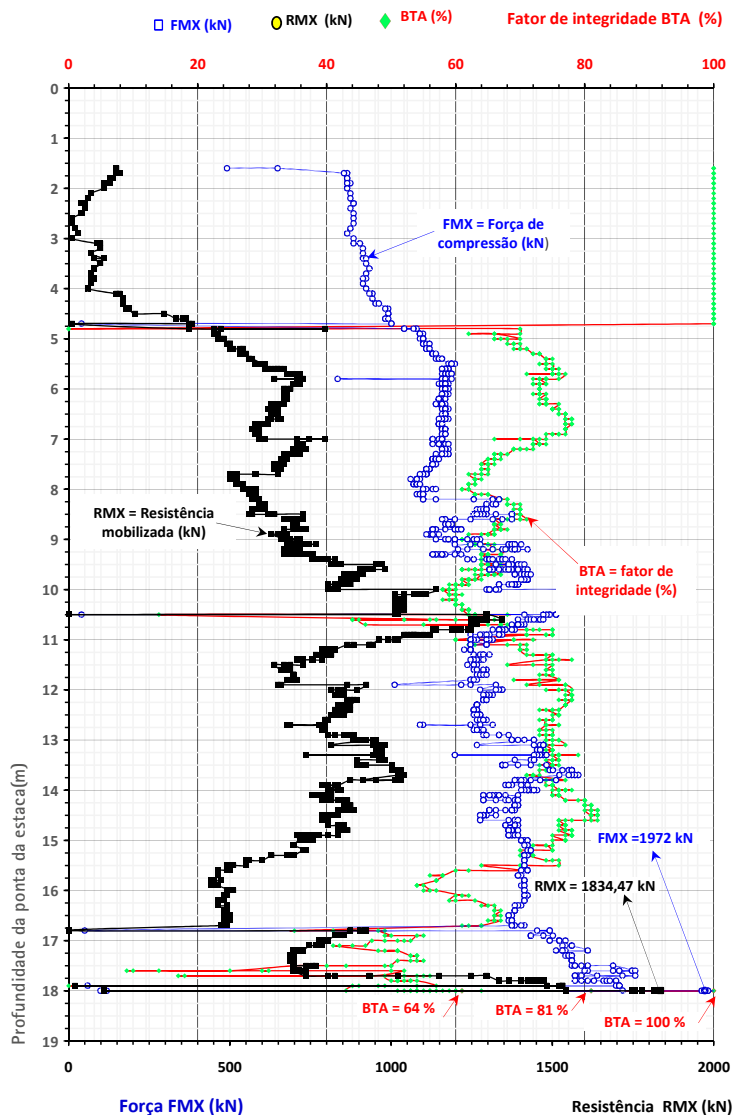
Tabela 6.12

A Figura 6.13 apresenta as curvas de variação de força, resistência e beta ao longo do comprimento cravado da estaca T3 onde o comportamento da conexão de emenda é visualizado pelas variações bruscas de BTA, FMX e RMX nas profundidades de 4,7 m, 10,5 m e 16,8 m.

A figura mostra que no final da cravação os três parâmetros permanecem constantes.

Conclui-se que o fator de integridade de 64% medido no final da cravação deve ser visto com atenção uma vez que a resistência **RMX**=185 tf e a força **FMX**=207 tf medidos no final da cravação e a carga máxima de 350 tf aplicada na prova de carga estática comprovam que este valor de beta não afetou a resistência geotécnica da estaca.

FIGURA 6.13 – ESTACA T3: VARIAÇÃO DURANTE CRAVAÇÃO RESISTÊNCIA / FORÇA / INTEGRIDADE MONITORAÇÃO DINÂMICA ESTACA Ø339x9,50 mm / PONTA FECHADA / CONEXÃO RÁPIDA TUPER.



6.6 – CONCLUSÕES

A carga admissível geotécnica de uma estaca depende de muitas variáveis e uma alternativa para garantir este valor é proceder a medida da resistência do sistema estaca-solo durante sua instalação no maciço de solos e rochas que é o suporte final das cargas impostas pela construção.

A metodologia de controle da resistência geotécnica de estacas tubulares cravadas da Tuper pelo método (S+D) é simples e de baixo risco operacional exigindo apenas a realização do tradicional diagrama de cravação e a execução de instrumentação dinâmica do PDA (*Pile Driving Analyzer*) na cravação das primeiras estacas da obra.

A metodologia na obra do CICS/USP comprovou a eficácia de sua aplicação através da realização de provas de carga estáticas convencionais e provas de carga dinâmicas de energia crescente (DIET – *Dynamic Increasing Energy Test*), cujos resultados mostraram que:

- A curva carga-recalque do ensaio DIET é similar ao da prova de carga estática convencional;

- A resistência geotécnica das estacas tubulares é igual ou maior que a resistência estrutural;
- As emendas por Conexão Rápida da Tuper são tão eficientes quanto as emendas soldadas com relação a integridade e a resistência de compressão;
- Na formação geotécnica local a cicatrização (*setup*) foi maior que 2,0;
- A metodologia de controle da carga admissível foi eficaz e promoveu a homogeneização da resistência das estacas da obra;
- A emenda por conexão não afeta o comportamento estrutural e geotécnico das estacas.

Conclui-se que o novo tipo de fundação com carga admissível controlada das estacas tubulares com emendas por Conexão Rápida Tuper apresenta baixo coeficiente de variação das resistências geotécnicas e estrutural permitindo otimizar a carga admissível de projeto e o tempo de execução da obra.

CAPÍTULO 7

ENSAIOS E PROVAS DE
CARGA DA CONEXÃO
RÁPIDA



7. ENSAIOS E PROVAS DE CARGA DA CONEXÃO RÁPIDA

A Tuper disponibiliza a todos os fornecimentos os certificados de qualidade do tubo estaca (contendo os resultados dos ensaios de tração, escoamento e alongamento). Além destas certificações, há um rigoroso controle de matéria-prima e processos produtivos, e para disponibilizar o novo produto da linha de estacas ao mercado atestando sua qualidade e segurança, a Tuper promoveu diversos testes em campo e laboratório.

Os ensaios laboratoriais foram feitos tanto em laboratório próprio como em empresas renomadas, buscando encontrar os valores máximos de resistência da conexão rápida quando solicitada aos esforços de compressão, tração e flexão. Em campo, foram feitos testes práticos com a conexão rápida para avaliar seu desempenho durante a aplicação; os testes feitos foram Provas de Carga Dinâmica e Estática no prédio do CICS/USP em São Paulo.

7.1 – PROJETO CICS/USP

O projeto do CICS/USP é uma iniciativa de professores e pesquisadores do Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP para desenvolver juntamente com profissionais da indústria soluções em problemas complexos de pesquisa, de desenvolvimento e inovação. Com aspecto inovador, o projeto implanta o conceito de *Living Lab* em sua sede, apresentando como propósito acelerar a introdução de soluções inovadoras de

baixo impacto ambiental e alta produtividade, que satisfaçam as crescentes demandas de desempenho dos usuários, aliadas a um baixo custo global.

A Tuper encontrou a oportunidade de participar do projeto CICS com a utilização da sua solução inovadora no mercado de fundações unida com a pesquisa proposta pela USP de um sistema de geotermia superficial implantado nas estacas, abordando o comportamento das estacas no estado-limite último. As estacas metálicas tubulares com a inovação da conexão rápida foram utilizadas como fundação do edifício CICS ao mesmo tempo que proporcionam espaço e proteção para instalação de tubos trocadores de calor que fazem parte de um sistema de climatização de ambientes com maior eficiência energética, sendo este uso de geotermia superficial pelas fundações pioneiro no Brasil, cujos resultados de pesquisa estão sendo elaborados e serão apresentados futuramente.

Para esta parceria entre CICS e Tuper, foram selecionados os diâmetros 244 mm e 339 mm do portfólio, utilizando tanto emendas por conexão rápida quanto emendas por solda. Ao lado da área destinada à implantação do edifício do CICS, foi construído um dos mais completos campos de teste de estacas já realizados no Brasil. Nele, foram cravadas 20 estacas piloto exclusivamente destinadas à realização de testes diversos, como Provas de Carga Dinâmica – PDA de energia constante e de energia crescente, monitoração instrumentada da cravação visando à demonstração do método S+D de acompanhamento geotécnico, monitoramento sísmico, realização de Provas de Carga Estática – PCE e realização de ensaios de resposta térmica variando-se os materiais de preenchimento da estaca para avaliar os mais adequados à troca de calor com o subsolo.



Figura 7.1 – Campo de Provas CICS.

A cravação de estacas com a conexão rápida foi também um grande ensaio a céu aberto que comprovou, na prática, aspectos fundamentais ao desempenho de emendas em estacas, que são a capacidade de manter o alinhamento dos elementos, de transmitir os esforços solicitantes de compressão, de suportar os esforços da cravação e a compatibilidade da inovação com os equipamentos disponíveis no mercado. Todos estes aspectos diretamente confrontados e aprovados frente a comparação com emendas por solda de eletrodo. O que se constatou foi uma simplificação do processo de cravação.

7.2 – PROVA DE CARGA DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE

Todos os eventos da realidade física são dinâmicos, obedecem ao princípio de Hamilton de conservação da energia e envolvem interações entre massa, velocidade e tempo que podem ser constatados no dia a dia na prática da engenharia de estruturas e de fundações.

A aplicação da teoria da equação diferencial da onda de tensão que descreve este evento completou 60 anos e o conhecimento gerado neste campo encontra-se condensado nos trabalhos técnicos-científicos publicados nos anais de nove Congressos Internacionais de Aplicação da Teoria da Equação da Onda em Estacas conforme trabalho de Fellenius, 2018.

As Normas Brasileiras ABNT NBR 15307 Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas e NBR 13208 Estacas - Ensaios de carregamento dinâmico prescrevem a finalidade e condições que devem ser seguidas para a realização destes ensaios não destrutivos que visam, primordialmente, verificar a integridade de grandes estruturas tridimensionais sob ação de vibrações naturais devido ao vento, tráfego e ações externas, e a capacidade de carga do sistema unidimensional estaca-solo no caso de vibrações forçadas introduzidas na cravação de estacas.

Em ambos os casos os ensaios possibilitam a identificação de variação da impedância (dano ou aumento da impedância), estados de degradação dos materiais e das alterações das propriedades geométricas e reológicas iniciais dos elementos estruturais e geotécnicos envolvidos na interação estrutura-solo sob ação das cargas atuantes.

De acordo com o item 1.3 da norma NBR 13208, o ensaio de carregamento dinâmico permite a obtenção de dados de força, aceleração e/ou deslocamento

da seção instrumentada da estaca para avaliação da capacidade de carga (resistência mobilizada **RMX**) para um dado deslocamento (**DMX**), da eficiência do sistema de cravação, das tensões máximas ao longo da estaca, da integridade estrutural além das características dinâmicas do solo.

A equação da onda no modelo elasto-plástico de A.L. Smith (1960) admite que a curva de resposta do solo sob a ação dinâmica do impacto do martelo é a curva obtida na prova de carga estática, quando a velocidade de aplicação da carga é igual a zero, acrescida das forças de inércia e de amortecimento devido às camadas de solo ao longo e sob a ponta da estaca.

O item 8.2 da norma NBR 6122 Projeto e execução de fundações prescreve os procedimentos para a análise e interpretação dos dados para avaliação da capacidade de carga (resistência mobilizada **RMX**) para um dado deslocamento (**DMX**) pelo método simplificado do tipo "CASE" e pelo método numérico tipo "CAPWAP®" que constituem parte integrante do sistema denominado *Pile Driving Analyzer* (PDA®), desenvolvido pela empresa americana PDI, que foi fundada em 1972.

Entre os vários resultados destas análises de impactos de energia constante o PDA apresenta a modelagem da curva carga-recalque estática resultante da análise CAPWAP como um aperfeiçoamento da curva elasto-plástica do modelo original de Smith.

No Brasil esta tecnologia foi introduzida em 1981 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT de São Paulo para atender às necessidades da Petrobras quando da implantação das estacas das plataformas marítimas "offshore". Em terra esta tecnologia foi utilizada pela primeira vez em 1983 na obra industrial da Albrás, em Barcarena, no estado de Pará.

A contribuição brasileira para o aprimoramento deste ensaio se deu na obra portuária em Sergipe, em 1985, em que se verificou que a resistência **RMX** era proporcional ao nível de energia aplicada não sendo necessariamente igual à carga de ruptura estática obtida na prova de carga estática realizada na mesma estaca, dando origem à ideia de prova de carga dinâmica com energia crescente.

A ruptura se dá quando a resistência do solo por atrito e ponta se esgota e a energia potencial de deformação elástica acumulada na estaca torna-se invariante, o que exige a aplicação de energia crescente para identificar quando ocorre este estado-limite último.

O item 9.2.2.3 da norma NBR 6122 prescreve que as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para uma prova de carga estática possibilitando a determinação a baixo custo da curva de carga-recalque estática de uma estaca cravada em qualquer momento durante ou após a instalação da estaca no terreno.

Assim, a resistência na ruptura (capacidade de carga) pode ser obtida da curva carga resistente (**RMX**) versus recalque (deslocamento **DMX**) determinados com o procedimento de aplicação de golpes de energias crescentes prescrito no item 5.4.2 da NBR 13208, denominado prova de carga dinâmica de energia crescente (DIET-*Dynamic Increasing Energy Test*).

As principais vantagens da realização de provas de carga dinâmicas de energia crescente são:

- a) A possibilidade de se determinar a evolução dos diagramas de força normal para análise dos fenômenos de cicatrização ou deterioração da resistência estrutural ou geotécnica após a instalação da estaca no terreno, com ensaios PDA ao longo do tempo decorrido após a cravação;
- b) A determinação da carga admissível a partir das

cargas de ruptura das estacas individuais de um grupo de estacas.

Para realização da Prova de Carga Dinâmica são necessários os dados da estaca, sendo eles o material, o comprimento cravado e o comprimento total, a distância entre o ponto de instalação dos sensores e o topo da estaca onde aplica-se o golpe, a área da seção e o tempo decorrido entre o término da cravação e a execução do ensaio PDA. Ainda, são necessários dados do equipamento bate-estacas como modelo e tipo do martelo, peso do martelo e altura de cada golpe.

A execução do ensaio consiste na leitura da aceleração e deformação específica em uma seção da estaca, onde são fixados acelerômetros e medidores de deformação específica. É aplicado um golpe do martelo para cada ponto da curva carga x recalque, iniciando-se por golpes de baixa energia e progredindo até golpes que provoquem a ruptura geotécnica ou próximos do limite estrutural do elemento, sem excedê-lo. É também fixado ao corpo da estaca um marcador para registro do deslocamento (nega) de cada golpe, marcados com papel e caneta.

Os principais dados de saída da análise CAPWAP do ensaio PDA podem ser apresentados como na Tabela 7.1 abaixo, da estaca T2:

Estaca: T2 (138h00)										Pilão (tf): 5,00		
BN	RMX	DMX	EMX (tn-m)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	TSX (MPa)	BTA (%)	LTD (m)	FMX (tf)	Nega (mm)	Queda (cm)	Efic (%)
1	177	11	1,24	166	247	29	100	0,0	175	0	29	86
2	194	12	1,34	174	265	32	73	1,9	183	0	29	92
3	209	15	1,82	194	199	42	62	2,5	204	0	42	87
4	270	19	2,99	241	254	46	78	2,0	254	0	70	85
5	285	21	3,51	253	265	52	100	0,0	267	1	80	88
6	300	23	4,07	267	280	56	100	0,0	281	1	91	89
7	314	25	4,57	279	293	59	89	8,0	294	2	103	89
8	324	27	5,27	286	303	60	100	0,0	301	4	115	92

Figura 7.1

Onde:

BN = Número sequencial do golpe (*Blow Number*);

RMX = Resistência mobilizada;

DMX = Deslocamento máximo da seção com os sensores (elástico + plástico);

EMX = Energia máxima transferida pelo golpe na região dos sensores;

CSX = Tensão máxima de compressão na região dos sensores (média das leituras dos sensores instalados na seção);

CSI = Tensão máxima de compressão na região dos sensores (leitura máxima);

TSX = Máxima tensão de tração ao longo do fuste da estaca;

BTA = Fator de integridade estrutural do elemento de fundação;

LTD = Profundidade de ocorrência de variação de impedância, medida nos sensores;

Nega = Deslocamento plástico medido em campo (ou obtido na curva de deslocamento);

Queda = Altura de queda do pilão;

Efic = Eficiência do golpe (relação entre a energia medida e a teórica).

Como pôde ser visto na tabela exemplo de resultados, o ensaio de energia crescente consiste na aplicação da especificação de ensaio da norma NBR 13208 de energia constante em cada nível de energia. Para comprovar o desempenho de suas estacas, a Tuper realizou no campo experimental do CICS um

total de 38 ensaios PDA distribuídos em 11 diferentes estacas, os quais estão na sequência demonstrados. Nas estacas com ensaios também de prova de carga estática, a curva estática foi ilustrada nos gráficos.

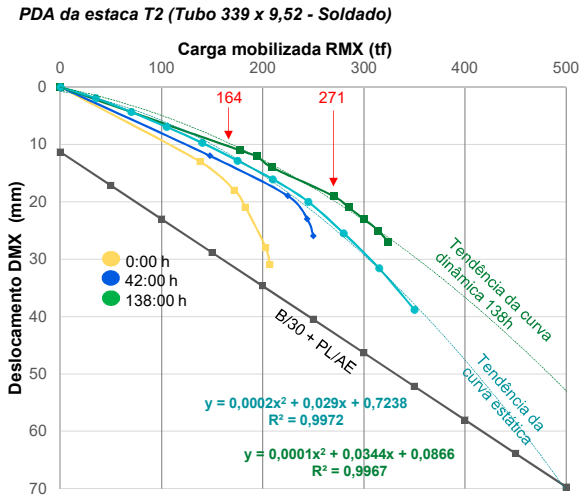


Figura 7.2

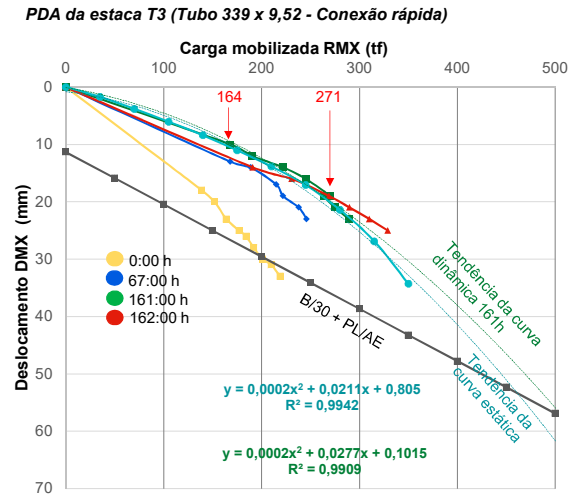


Figura 7.3

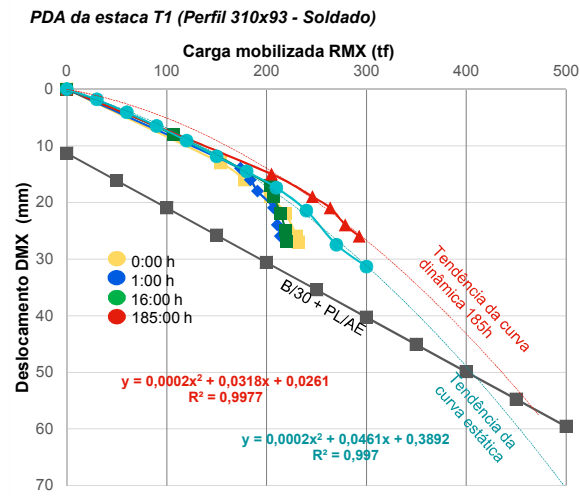


Figura 7.4

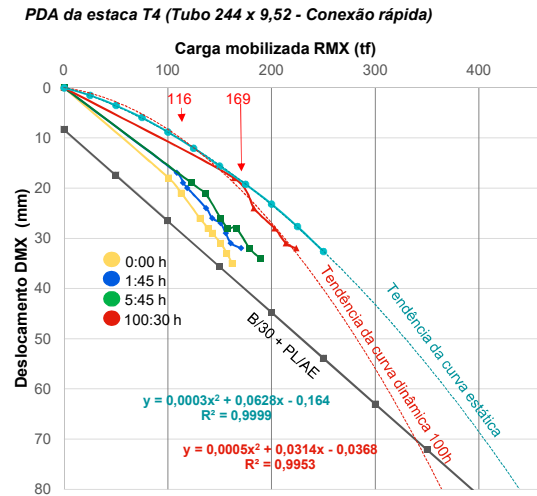


Figura 7.5

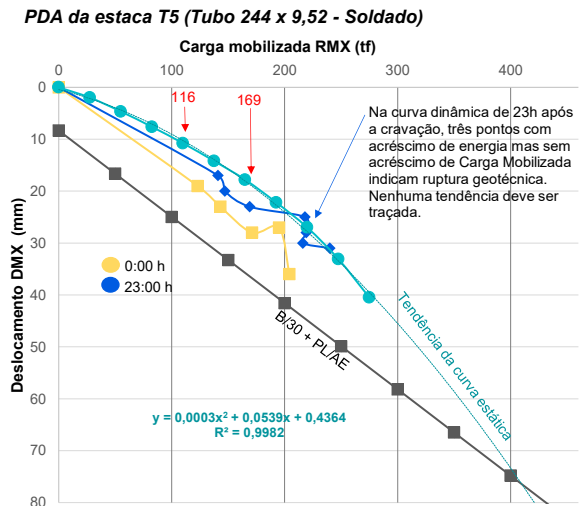


Figura 7.6

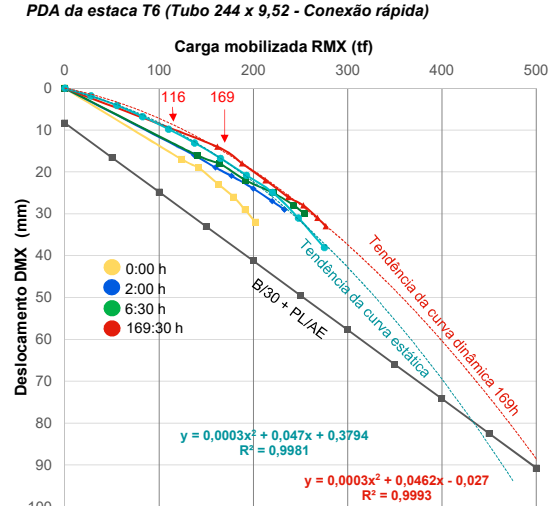


Figura 7.7

PDA da estaca R-1 (Tubo 244 x 9,52 - Soldado)

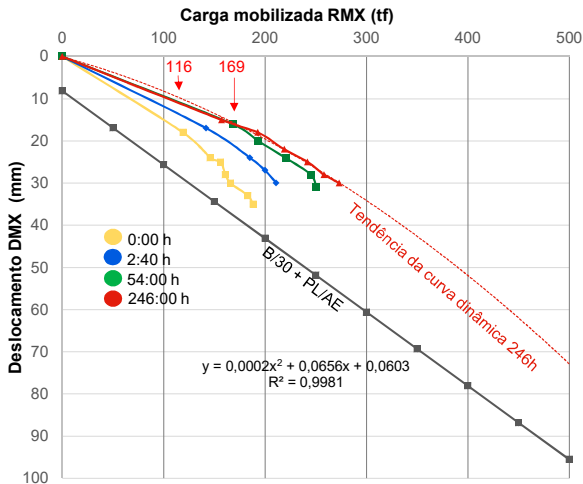


Figura 7.8

PDA da estaca R-6 (Tubo 244 x 9,52 - Soldado)

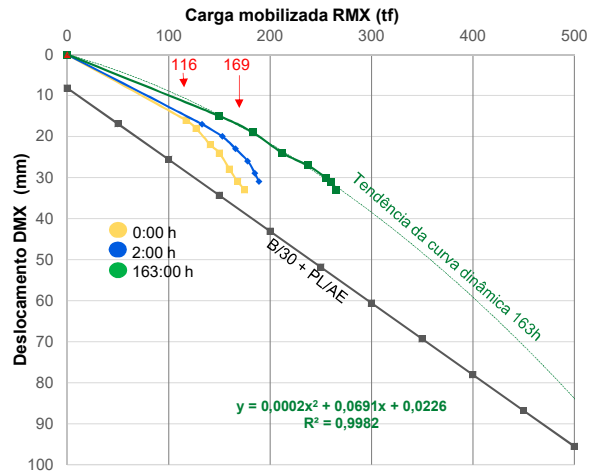


Figura 7.9

PDA da estaca R-11 (Tubo 244 x 9,52 - Soldado)

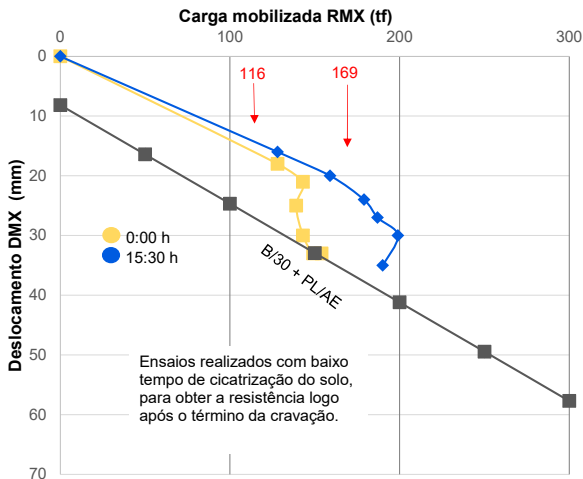


Figura 7.10

PDA da estaca R-12 (Tubo 244 x 9,52 - Soldado)

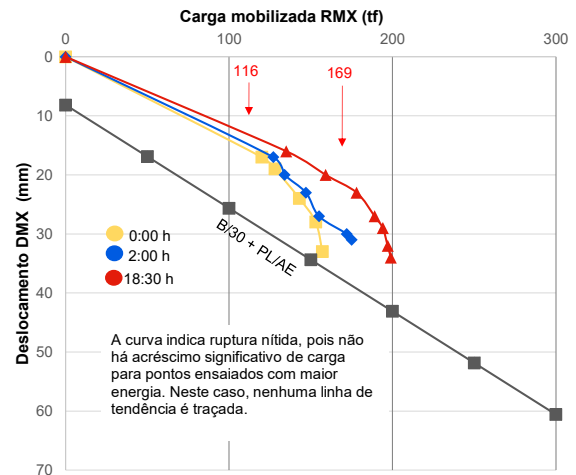


Figura 7.11

PDA da estaca R-14 (Tubo 244 x 9,52 - Soldado)

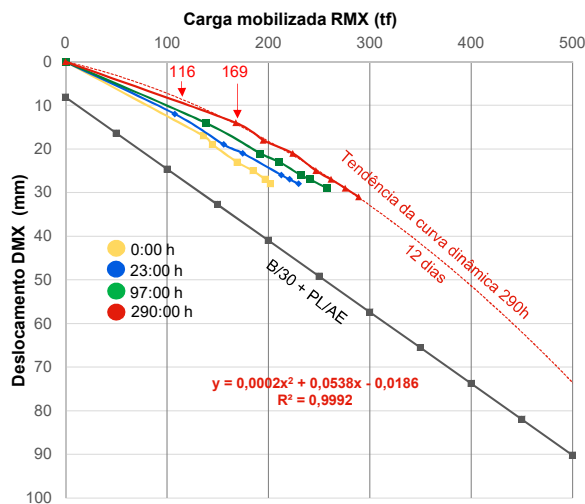


Figura 7.12

Os valores demonstrados em vermelho (116 e 164) são as cargas estruturais máximas, quando estacas apenas em aço. Para as estacas tubo foram também indicadas as cargas estruturais admissíveis máximas (169 e 271) para condição das estacas se concretadas.

Através da série de ensaios dinâmicos, fica perceptível o ganho de carga mais acentuado nas primeiras horas após a cravação, para a formação geotécnica particular deste local.

Conclui-se que a aplicação do ensaio de carregamento dinâmico PDA associado à metodologia de aplicação de impactos de energia crescente possibilita a obtenção da curva carga-recalque estática e dos diagramas de transferência de carga ao longo do tempo possibilitando a comprovação da carga admissível geotécnica das estacas tubulares de aço em qualquer instante da cravação.

Não se verifica diferença entre o desempenho das estacas a compressão com emendas por conexão rápida daquelas com emendas soldadas. Notadamente, o comportamento dos dois tipos distintos de emenda foi equivalente e conduziu aos mesmos resultados dos ensaios.

A monitoração de cravação das estacas T1 a T6 encontra-se no capítulo 5.2.

7.3 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA – PCE

No campo de testes das estacas piloto do CICS, seis estacas foram selecionadas para Prova de Carga Estática e suas características estão resumidas na Tabela 7.2.

As provas de carga foram executadas de acordo com as recomendações da norma NBR 12131, obedecendo os critérios de carregamento, descarregamento e estabilização dos recalques. Logo após a estabilização dos recalques no último estágio de carregamento foi iniciado o descarregamento. Este procedimento foi adotado porque a carga máxima aplicada na PCE excede a tensão típica de escoamento do aço nas estacas tubo (Obs.: procedimento não recomendado para ensaios fora do campo experimental). Na estaca em perfil, a carga máxima aplicada na PCE foi inferior à tensão de escoamento do aço porque o resultado dos testes dinâmicos anteriores indicava uma menor capacidade de carga.

Resumo de dados das provas de carga estática							
Estaca	Diâmetro externo (mm)	Ponta	Tipo de emenda	Comprim. Cravado (m)	Data da cravação	Data da PCE	Carga máxima na PCE (tf)
T1	Perfil 310x93	-	Solda	23,00	05/08/2019	10/12/2019	300
T2	339	Aberta	Solda	23,00	03/08/2019	25/11/2019	350
T3	339	Fechada	Conexão Rápida	17,95	02/08/2019	19/11/2019	350
T4	244	Aberta	Conexão Rápida	25,56	02/08/2019	28/10/2019	250
T5	244	Fechada	Solda	23,30	09/08/2019	12/12/2019	275
T6	244	Fechada	Conexão Rápida	23,10	06/08/2019	04/10/2019	275

Tabela 7.2



Figura 7.13 – Execução de ensaio PCE.

O sistema de reação das PCE foi composto por quatro estacas metálicas tubulares $\varnothing 244 \times 9,52$ mm com emendas soldadas em função da maior solicitação ser a tração. As estacas foram ligadas por barras de ancoragem ao conjunto de vigas de reação com capacidade para aplicação de cargas de até 500 tf. O conjunto foi composto de três vigas de reação, duas com $350 \times 1800 \times 470$ mm e uma com $700 \times 4850 \times 850$ mm.

Tanto as estacas de reação como as estacas testadas foram cravadas pela empresa Stack Engenharia e Fundações LTDA, com bate-estaca sobre esteira CZM Mod EM 5000 HH equipado com martelo de 5 toneladas.

O sistema de ancoragem de cada ensaio foi composto de:

- 4 barras de protensão (1 para cada reação) modelo DW ST 95/105 $\varnothing 40$ mm e capacidade de até 119 tf (Dywidag);
- 8 porcas sextavadas (2 para cada barra de protensão) modelo DW 40 70x120 mm;
- 4 placas de ancoragem para barras DW 40 mm;
- 4 flanges em aço de alta resistência e dimensões $\varnothing 340$ mm x espessura de 60 mm, com furo central de 50 mm para encaixe da barra de protensão e 10 furos radiais de 27 mm para encaixe de barras roscadas $\varnothing 1"$;
- 40 barras roscadas $\varnothing 1"$ em aço SAE 1045 e comprimento 33 cm, soldadas ao topo (10 em cada reação).



Figura 7.14

Nas estacas ensaiadas foi realizado o preparo da cabeça da estaca para receber a carga do macaco hidráulico, que consistiu na soldagem de uma chapa metálica plana e nivelada com dimensões $40 \times 40 \times 3,5$ cm.

Para execução das PCEs foram também utilizados os seguintes materiais e equipamentos:

- Conjunto macaco hidráulico (Potenmaq) e bomba – com capacidade para 500 toneladas;



Figura 7.15

- Célula de Carga com capacidade de 500 t (IPT);
- 4 LVDTs indutivos Kyowa marca Kyowa Eletronic Instruments (modelo DLT-50AS e capacidade de 50 mm);
- 4 bases magnéticas Mitutoyo Sul Americana Ltda;
- Sistema de aquisição de dados modelo PMX 455 (fabricado por Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH – HBM).



Figura 7.16

A carga máxima foi aplicada em 10 estágios de carregamento com incrementos de carga iguais e o descarregamento da estaca foi feito em quatro estágios conforme recomendado pela NBR 12131. As curvas de carregamento e descarregamento são compostas de elevada quantidade de pontos em



Figura 7.17

função das leituras intermediárias de cada estágio até a estabilização da carga. Para simplificação da apresentação dos resultados, foram utilizados apenas os pontos das cargas estabilizadas de cada estágio.

Os resultados dos ensaios são apresentados nos gráficos a seguir.

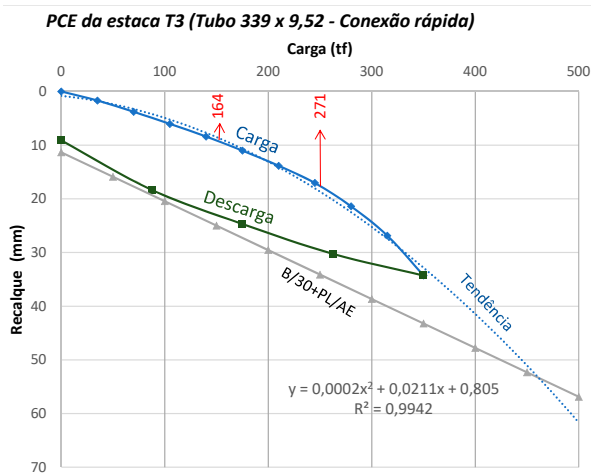


Figura 7.18

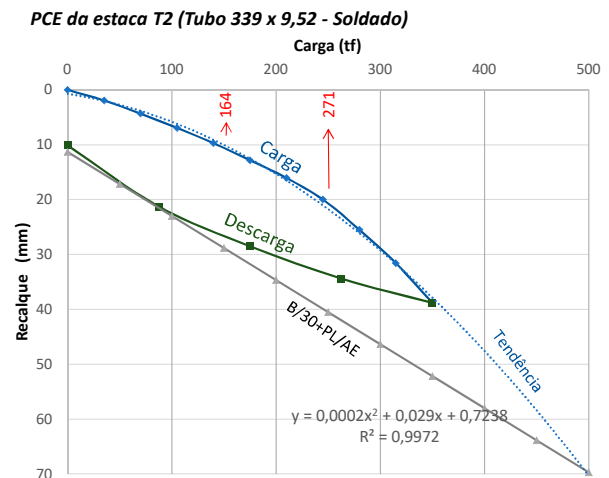


Figura 7.19

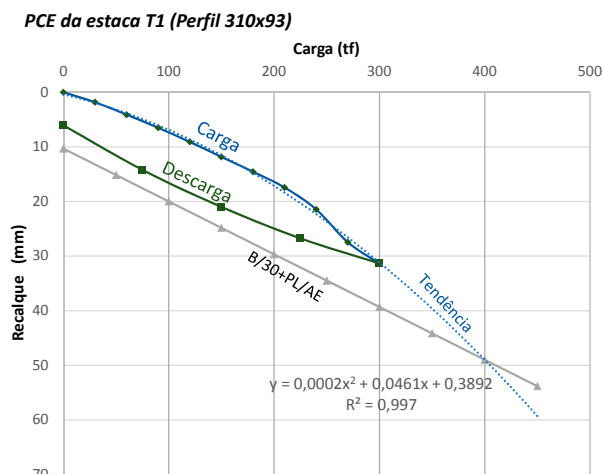


Figura 7.20

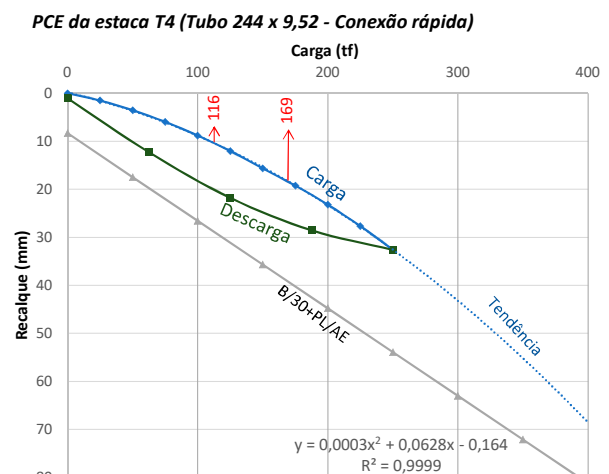


Figura 7.21

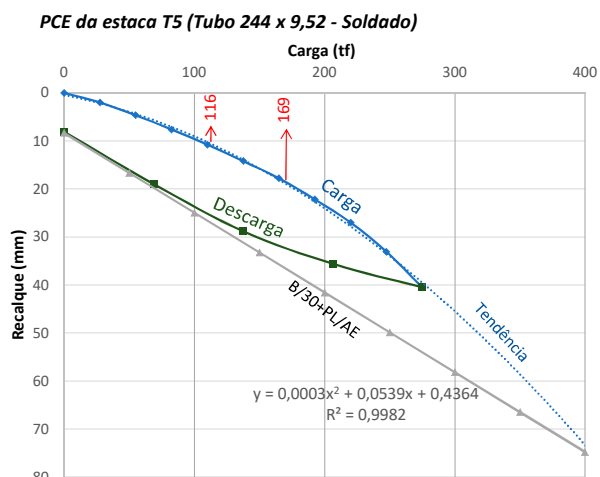


Figura 7.22

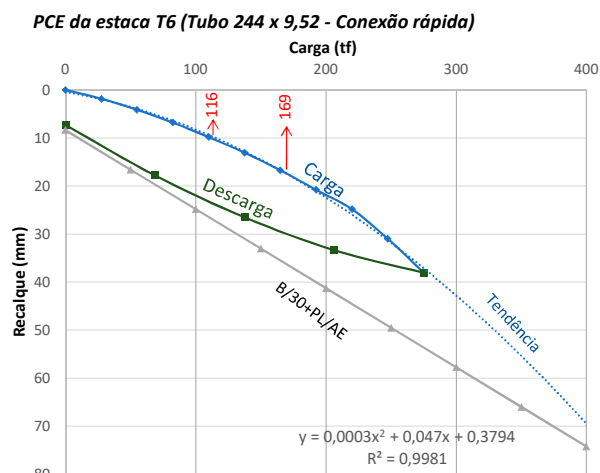


Figura 7.23

Os valores em vermelho (116 e 164 tf) são a carga máxima estrutural admissível nas estacas em aço e para os tubos foi também indicada a carga estrutural máxima se caso preenchidos com concreto (169 e 271 tf). Cabe lembrar que estes ensaios são de tubos vazados para demonstrar o desempenho da conexão rápida. Se as estacas fossem preenchidas com concreto, o recalque total seria menor devido à redução da parcela elástica em função da maior rigidez do tubo quando concretado.

Nos testes das estacas com conexão rápida (T3, T4 e T6) foram utilizados segmentos de 6 metros cada, para intencionalmente resultar em maior número de emendas. Assim, cada estaca cravada com conexão rápida teve quatro emendas submetidas aos esforços de cravação, provas de carga dinâmica e estática.

A comparação das curvas obtidas nas provas de carga estáticas convencionais e as curvas de provas de carga de energia crescente feitas com PDA e Método S+D, e a análise da carga admissível de projeto encontram-se no capítulo 6.

Por fim, os resultados das Provas de Carga Estática comprovam o excelente desempenho da conexão rápida e a equivalência da capacidade de compressão em relação às estacas com emendas soldadas. Também transparece o excelente comportamento do sistema solo-tubo neste local, atingindo resistência geotécnica admissível superior à carga máxima estrutural.

7.3.1 - RELAÇÃO DA CURVA DE CARREGAMENTO MEDIDA COM A EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA ESTÁTICA (INFORMATIVO)

De acordo com a NBR 6122, uma estaca submetida a prova de carga pode não apresentar ruptura nítida:

- Quando a carga de ruptura da estaca é superior à carga máxima que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação);
- quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida.

Nestas duas circunstâncias pode-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por requisitos baseados na engenharia geotécnica sobre uma curva carga-recalque do primeiro carregamento. Neste caso a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30}$$

A expressão acima conduz uma reta, como vista nos gráficos dos resultados de PCE já apresentados.

Entretanto a linha de tendência da curva carga-recalque pode apresentar variações em função do método de extrapolação adotado e dos pontos da curva medidos. Tomando-se as estacas T2 e T6 dos ensaios PCE realizados no CICS como exemplos, observa-se a variação possível das curvas de tendência (polinomiais de segundo grau) em função dos pontos medidos durante o ensaio:

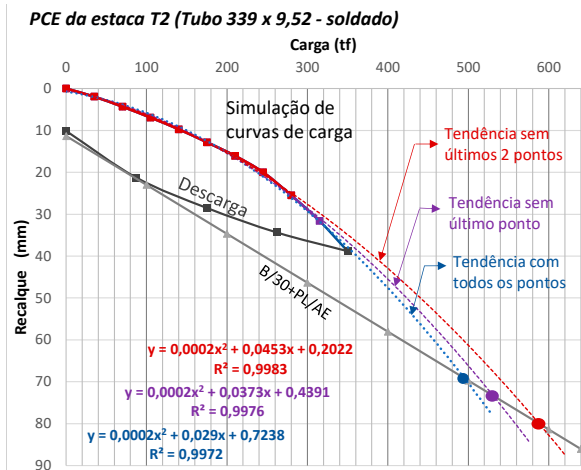


Figura 7.24

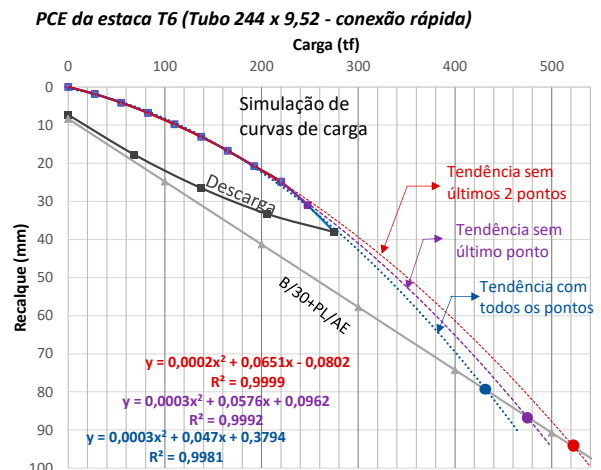


Figura 7.25

Os pontos da curva de carregamento medidos estão na Tabela 7.3 abaixo:

Pontos estabilizados das PCE			
Estaca T2		Estaca T6	
Carga (tf)	Recalque (mm)	Carga (tf)	Recalque (mm)
0	0,00	0,00	0,00
1º	35,00	27,50	1,82
2º	70,00	55,00	4,11
3º	105,00	82,50	6,77
4º	140,00	110,00	9,79
5º	175,00	137,50	13,04
6º	210,00	165,00	16,72
7º	245,00	192,50	20,78
8º	280,00	220,00	24,84
9º	315,00	247,50	30,97
10º	350,00	275,00	38,05

Tabela 7.3

Cada um dos dois gráficos contém três curvas de carregamento sobrepostas, pois utilizam os mesmos pontos medidos. Entretanto foram simuladas para cada estaca outras duas extrapolações baseadas em curvas de carregamento onde não se considera:

- Curva roxa o 10º (último) estágio;
- Curva vermelha os 9º e 10º estágios de carregamento.

Estas simulações seriam as curvas carga-recalque das estacas T2 e T6 caso as PCEs tivessem sido realizadas até estes valores de carregamento.

Note-se que para incrementos de carga iguais, os últimos pontos da curva apresentam maior incremento de recalque, isso porque o comportamento do conjunto passa a ter deformações plásticas, o que conduz ao típico formato côncavo da curva carga-recalque. Ao restringir o carregamento a cargas menores, o formato da curva é suavizado, alterando a

tendência para um valor de ruptura geotécnica maior. Portanto, a aplicação de carga insuficiente na prova de carga estática ou de energia na prova de carga dinâmica pode levar a resultados incorretos da carga de ruptura extrapolada. Um sinal indicativo de que a carga aplicada é insuficiente é quando os pontos do carregamento plotados em gráfico tendem para uma reta.

Independentemente do método adotado para extrapolação, os últimos pontos da curva medida são de vital importância para determinar a carga de ruptura extrapolada. Respeitando-se o limite de carga estrutural da estaca, nos casos em que a ruptura geotécnica nítida não é atingida, deve-se determinar o valor de energia que conduz ao limite da ruptura estrutural que deve ser o maior valor possível de ser aplicado na estaca em ensaios PDA, ou a maior carga possível de ser aplicada no ensaio PCE, visando à obtenção da extrapolação mais próxima da curva real.

Do mesmo modo que foram simuladas as extrapolações sem os últimos pontos do carregamento, os gráficos a seguir apresentam a

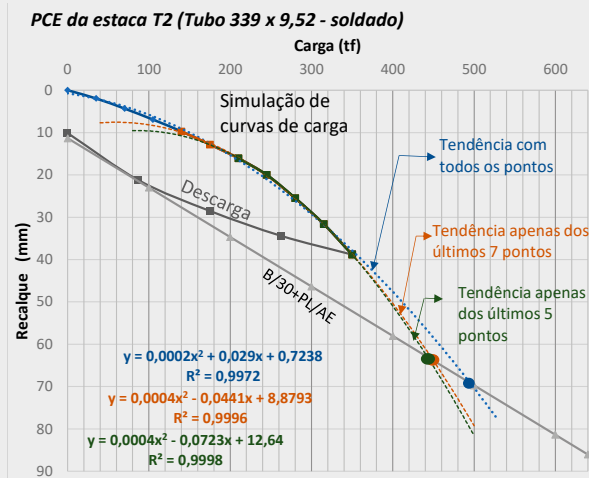


Figura 7.26

simulação oposta, ou seja, considerando apenas os últimos pontos do carregamento.

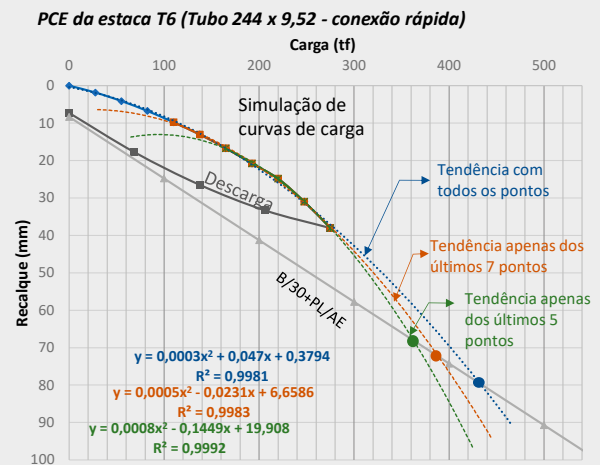


Figura 7.27

Nesta segunda simulação, as extrapolações consideram outras duas hipóteses:

- Curva laranja: o gráfico apenas dos 7 pontos finais;
- Curva verde: o gráfico apenas dos 5 pontos finais medidos no carregamento estático.

O que se verifica é que ao ignorar os primeiros pontos e adotar uma curva de extrapolação apenas com os pontos finais medidos no ensaio PCE, a linha de tendência apresenta menor desvio dos pontos medidos considerados e aumenta a inclinação, conduzindo a leituras de carga de ruptura menores.

Esta segunda simulação conduz a um resultado de carga de ruptura menor, entretanto, considerando o aumento dos recalques para acréscimos de carga iguais ao final do ensaio PCE e a forma das curvas que atingem a ruptura geotécnica (em que o recalque aumenta sem aumento significativo da resistência), esta simulação condiz com possíveis resultados reais da carga de ruptura. O resultado obtido por esta simulação também se aproxima dos resultados obtidos pelo método de Van Der Veen apresentados no Capítulo 6 para estas duas estacas tomadas como exemplo.

Para concluir, as simulações têm objetivo de aumentar o conhecimento do projetista sobre as variáveis que influenciam a extrapolação da curva carga-recalque, pois a norma permite a extrapolação mas não é específica sobre os métodos que devem ser utilizados e o projetista da fundação deve estabelecer a carga de ruptura extrapolada de acordo com

critérios de sua confiança.

Na apresentação dos resultados de seus testes, a Tuper apresentou no Capítulo 6 as extrapolações conforme a NBR 6122 considerando todos os pontos medidos. Esta discussão mostrou que há variabilidade da extrapolação em função da análise da curva medida, assim propomos que sejam feitas as três análises, a que considera todos os pontos e as duas simulações discutidas acima, e que seja adotado, para maior segurança, a que resulta em menor carga de ruptura extrapolada. E que o projetista fique atento a extrapolações baseadas em ensaios com cargas aplicadas muito menores do que a carga de ruptura.

7.4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM AMOSTRAS COM CONEXÃO RÁPIDA



Figura 7.28 – Montagem de amostras para testes da conexão rápida.

O desempenho da conexão rápida quando submetida a esforços de flexão, tração e compressão foi avaliado em ensaios de laboratório e os resultados estão apresentados a seguir. Foram ensaiadas amostras com e sem preenchimento de concreto, sendo que nas amostras preenchidas não foi utilizada armadura interna para se obter a resistência apenas da estaca com a conexão rápida.

Todas as amostras foram montadas tal como em uma situação real de cravação, utilizando-se golpes

do martelo aplicados por equipamento bate-estacas (Figura 7.28) e com comprimento de 148 cm.

Foram desenvolvidos acessórios específicos para aplicação das cargas pelas máquinas de ensaio e suporte com apoios birrotulados para o ensaio de flexão. Os resultados apresentados nas tabelas dos capítulos 7.4.1 até 7.4.3 se referem às cargas máximas resistidas em ensaio. **Os valores das tabelas não se referem a valores de carga admissível para fins de projeto.**

7.4.1 – ENSAIO DE FLEXÃO

Modelo e foto da realização do ensaio:

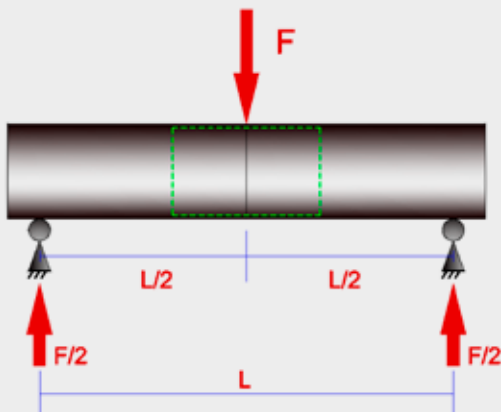


Figura 7.29



Figura 7.30

Abaixo, tabelas resumo de resultados de flexão.

Resistência a flexão de estacas com conexão rápida, em kN x m						
Local	Tipo de Estaca	Estaca D x t	Resultados da Flexão Calculada (kN x m)			
			Flexão no Início de Deformação		Flexão Máxima Resistente	
			Am. 1	Am. 2	Am. 1	Am. 2
IPT LEME	Somente Tubo de aço	244 x 9,50	50	80	89	92
		339 x 6,30	51	46	87	88
		339 x 9,50	87	94	112	108
	Tubo de aço com concreto 30 MPa	244 x 9,50	76	60	186	186
		339 x 6,30	110	77	177	202

Tabela 7.4

Cargas transversais "F" aplicadas no ensaio de flexão e relação da carga "F" com a compressão máxima admissível							
Local	Tipo de Estaca	Estaca D x t	Carga admissível de Compressão na Tabela do Fabricante		Carga "F" aplicada no Ensaio de Flexão		Relação: Menor carga "F" Transversal x Compressão admissível
			t	kN	Menor Resultado	Maior Resultado	
					kN	kN	
IPT LEME	Somente Tubo de aço	244 x 9,50	116	1138	274	283	24%
		339 x 6,30	104	1020	266	272	26%
		339 x 9,50	164	1609	333	390	21%
	Tubo de aço com concreto 30 MPa	244 x 9,50	169	1658	572	572	35%
		339 x 6,30	215	2109	545	621	26%

Tabela 7.5

Na última coluna da Tabela 7.5 é apresentado o percentual da carga transversal aplicada no ensaio de flexão em relação à máxima carga admissível da estaca, sendo este o critério para conformidade da emenda com o item 6.1.6 da NBR 8800, que exige que emendas por pressão de contato em barras comprimidas sejam capazes de resistir ao momento

fletor e força cortante resultantes de uma força transversal igual ou superior a 2% da força axial de compressão. A emenda com conexão rápida resistiu ao momento e esforço cortante provocados por forças superiores a 20% da máxima força de trabalho da estaca.

7.4.2 – ENSAIO DE TRAÇÃO

Modelo e foto da realização do ensaio:

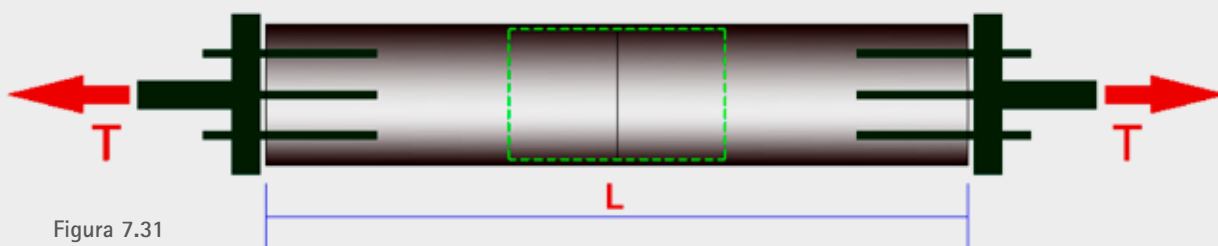


Figura 7.31



Figura 7.32

Abaixo, tabela resumo de resultados dos ensaios de tração, em kN (kilonewtons).

Ruptura por tração da Conexão Rápida					
Local	Tipo de Estaca	Estaca D x t	Resultados (kN)		Relação: Menor resultado de Tração x Compressão admissível
			Am. 1	Am. 2	
IPT LEME	Somente Tubo de aço	244 x 9,50	312	249	22%
		339 x 6,30	265	174	17%
		339 x 9,50	420	436	26%
	Tubo de aço com concreto 30 MPa	244 x 9,50	420	464	25%
		339 x 6,30	411	377	18%

Tabela 7.6

7.4.3 – ENSAIO DE COMPRESSÃO

Modelo e foto da realização do ensaio:

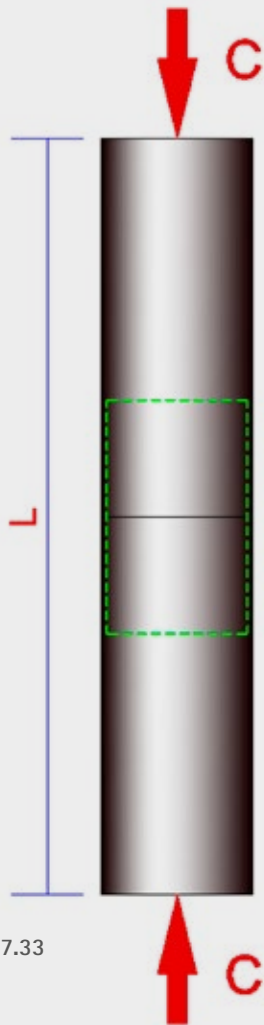


Figura 7.33



Figura 7.34

Abaixo, quadro resumo dos resultados dos testes de compressão em amostras com conexão rápida:

Ruptura por compressão da Conexão Rápida							
Local	Tipo de Estaca	Estaca D x t	Resultados (kN)		Carga Máxima admissível na Tabela do Fabricante		Relação: Carga Ensaída x Admissível do Fabricante
			Am. 1	Am. 2	(t)	(kN)	
IPT LEME	Somente Tubo de aço	244 x 9,50	3374	3289	116	1138	2,89
		339 x 6,30	2190	2243	104	1020	2,15
		339 x 9,50	4081	4516	164	1609	2,54
	Tubo de aço com concreto 30 MPa	244 x 9,50	5047	5200	169	1658	3,04
		339 x 6,30	5198	5159	215	2109	2,45

Tabela 7.7

Nota: As amostras preenchidas com concreto ultrapassaram a capacidade limite da máquina de ensaio de 500 tf sem romperem; o ensaio foi encerrado e o resultado considerado como igual à máxima carga aplicada.

Na compressão a seção da estaca com a conexão rápida comprovou sua capacidade de resistir a esforços superiores a 2 vezes a máxima carga admissível de tabela da fabricante.

7.4.4 – GRÁFICOS FORÇA X DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS DA CONEXÃO RÁPIDA

A seguir são apresentados graficamente os resultados dos ensaios de amostras contendo a conexão rápida.

FLEXÃO

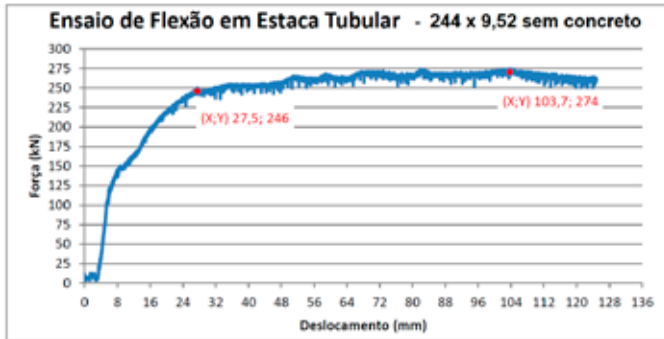


Figura 7.35

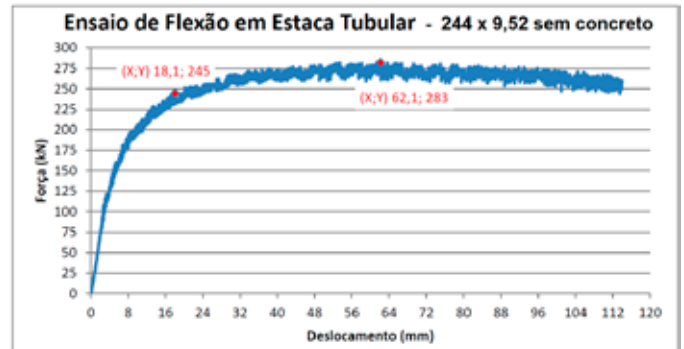


Figura 7.36

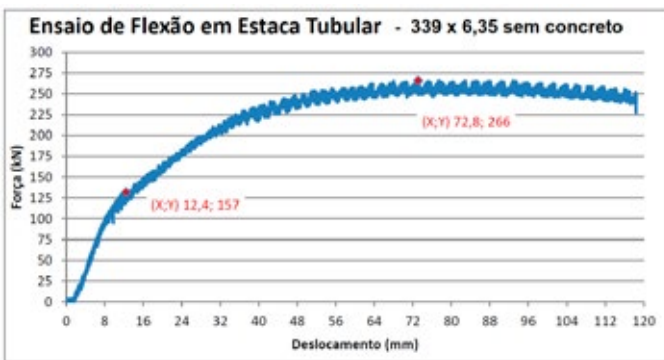


Figura 7.37

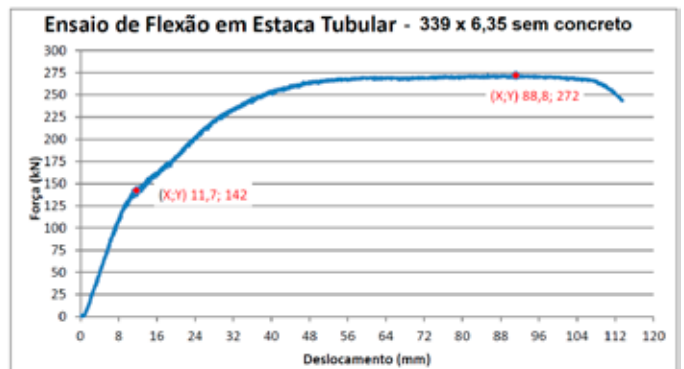


Figura 7.38

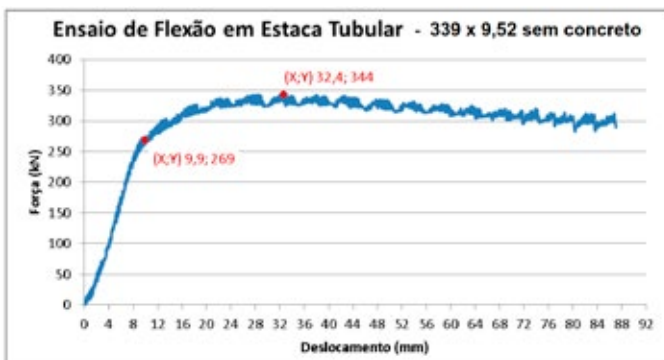


Figura 7.39

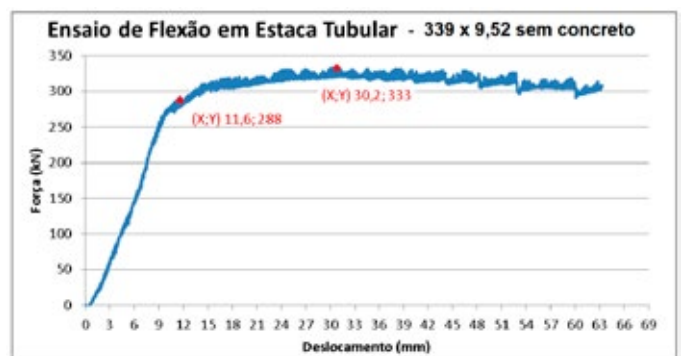


Figura 7.40

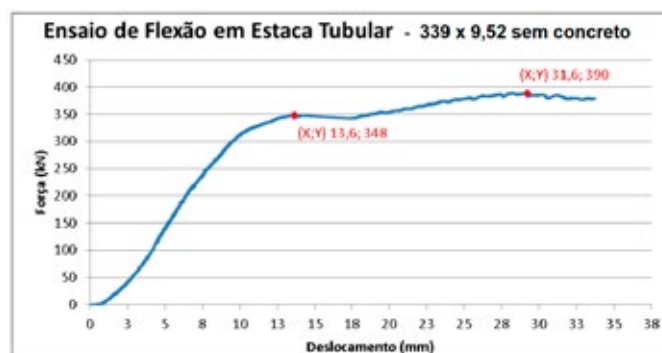


Figura 7.41

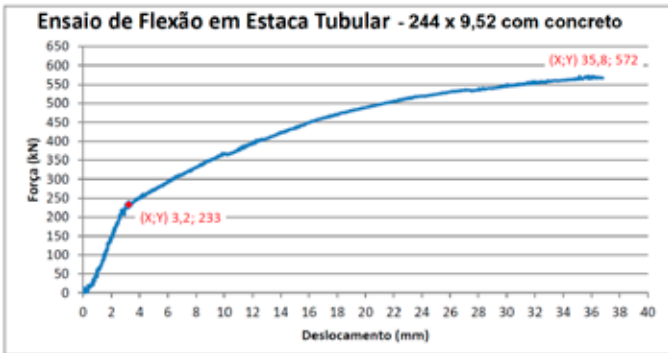


Figura 7.42

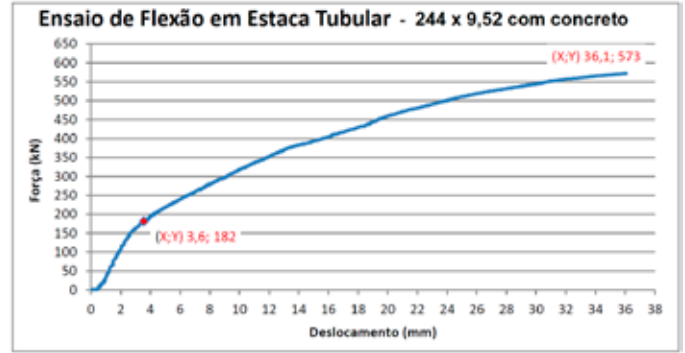


Figura 7.43

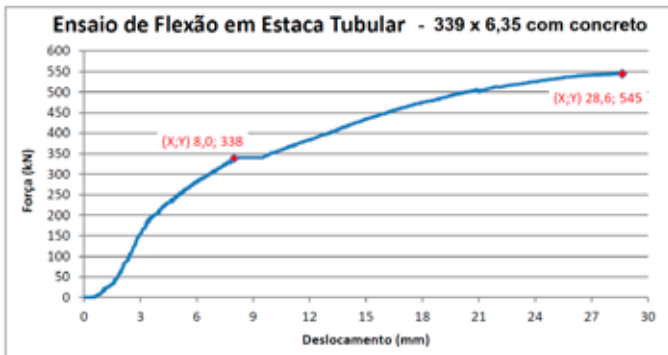


Figura 7.44

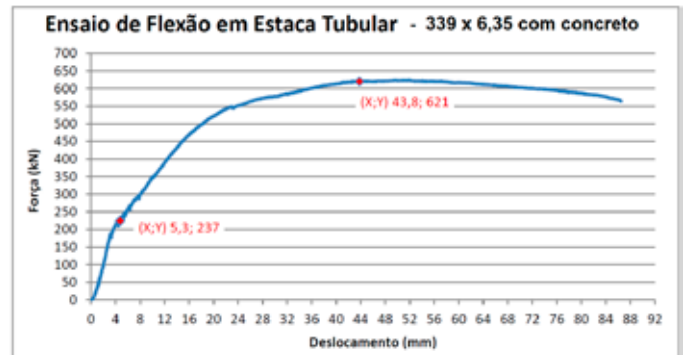


Figura 7.45

TRAÇÃO

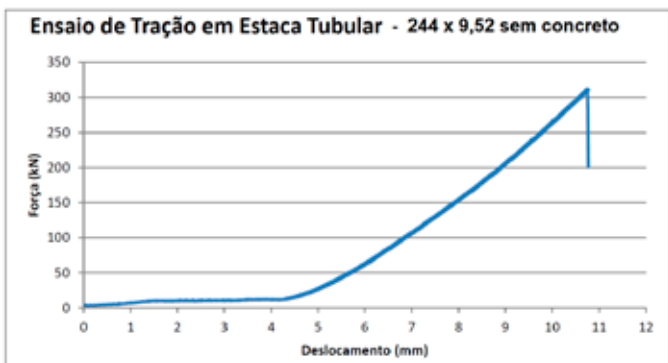


Figura 7.46

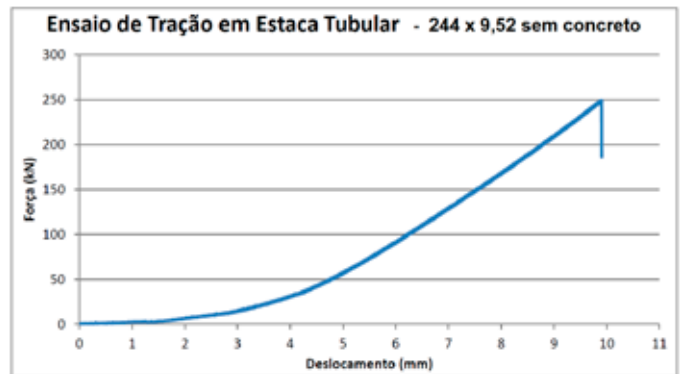


Figura 7.47

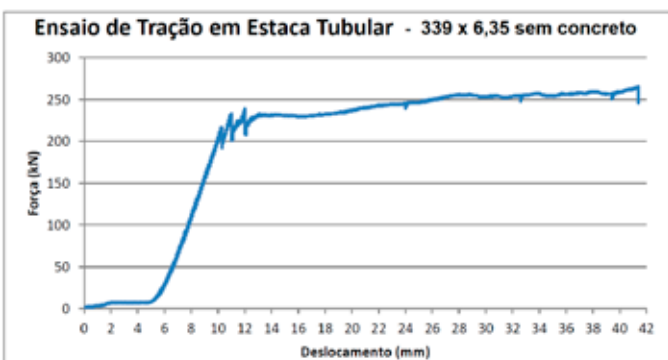


Figura 7.48

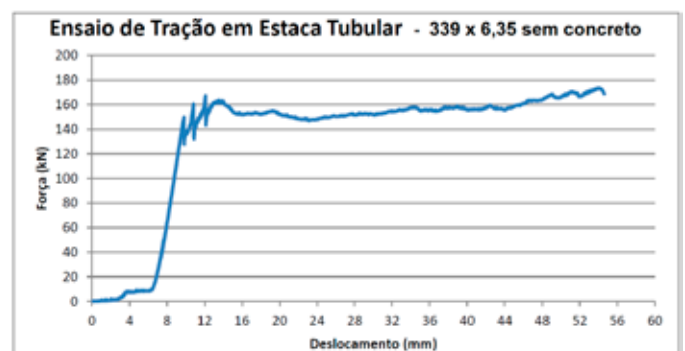


Figura 7.49



Figura 7.50



Figura 7.51

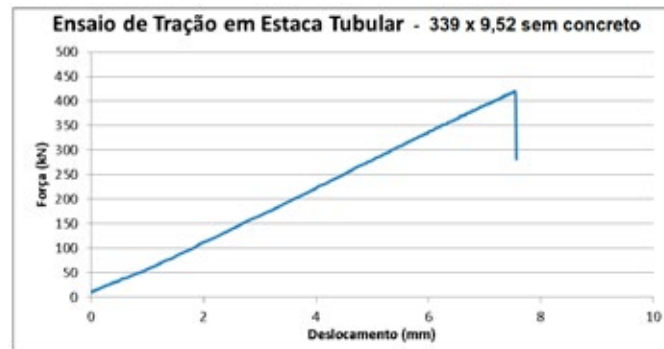


Figura 7.52

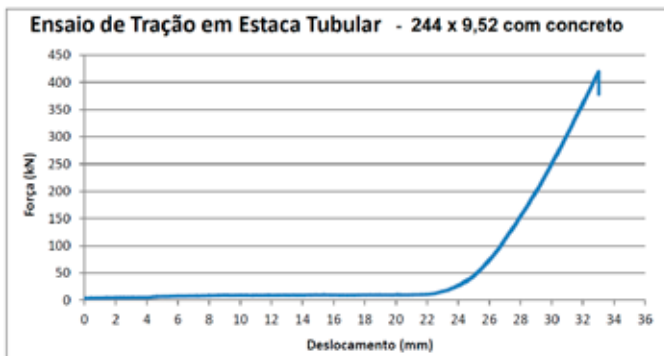


Figura 7.53

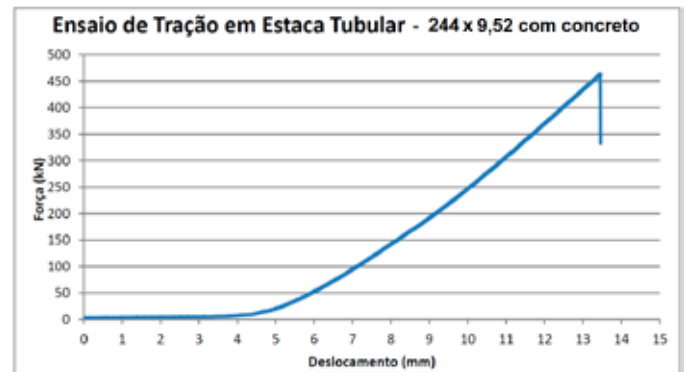


Figura 7.54

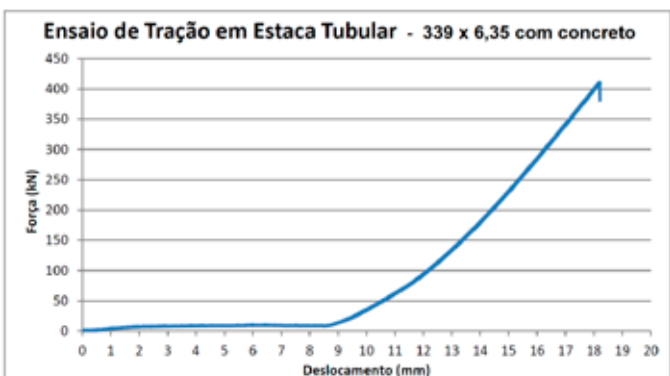


Figura 7.55

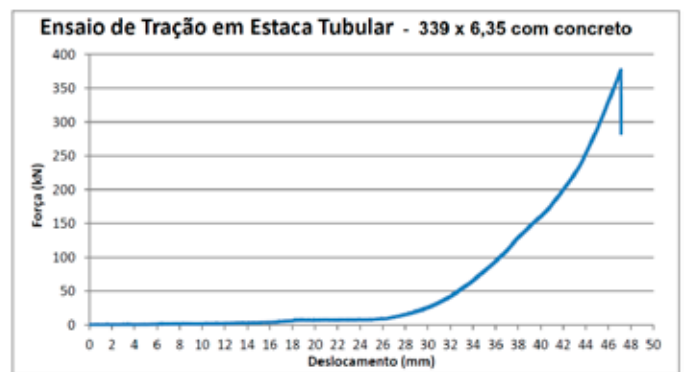


Figura 7.56

COMPRESSÃO

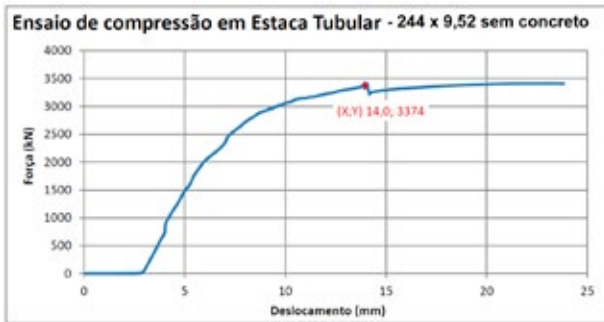


Figura 7.57

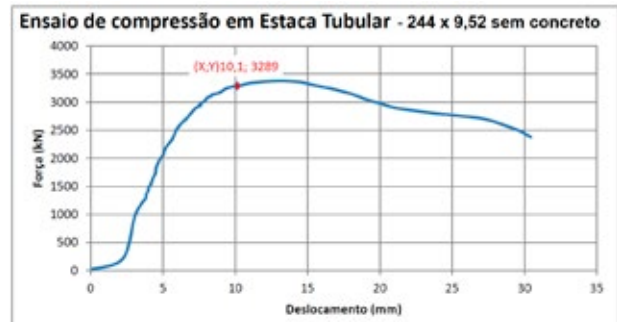


Figura 7.58

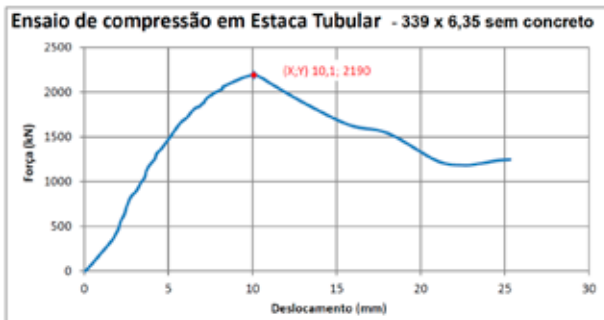


Figura 7.59

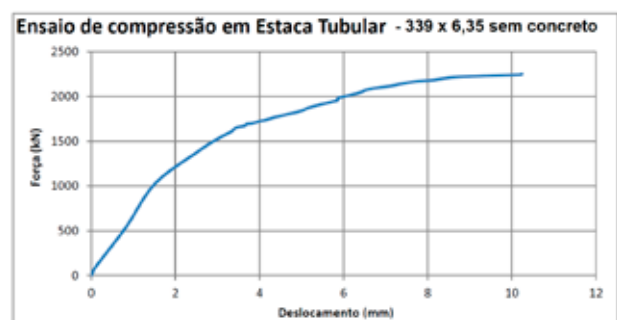


Figura 7.60

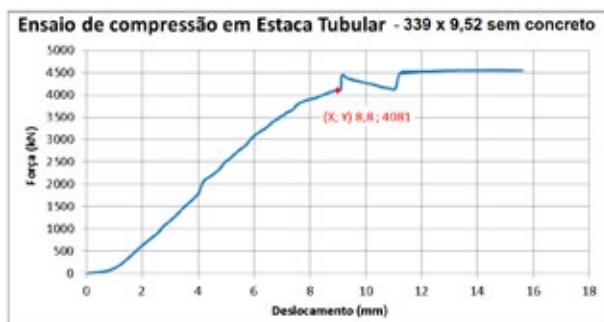


Figura 7.61

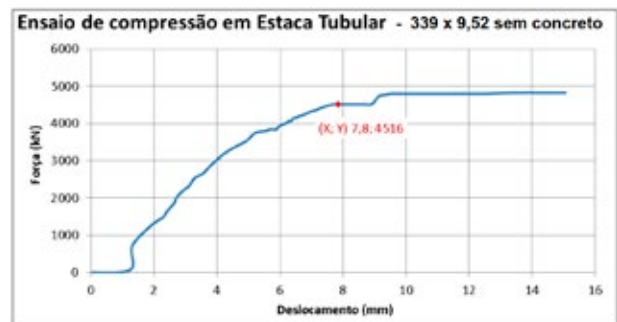


Figura 7.62

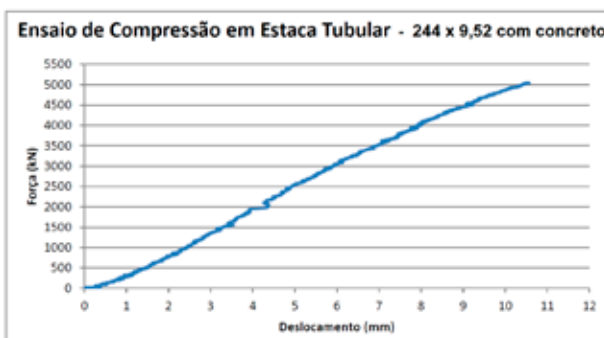


Figura 7.63

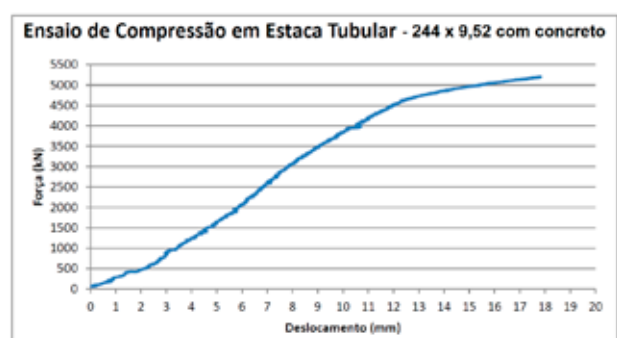


Figura 7.64

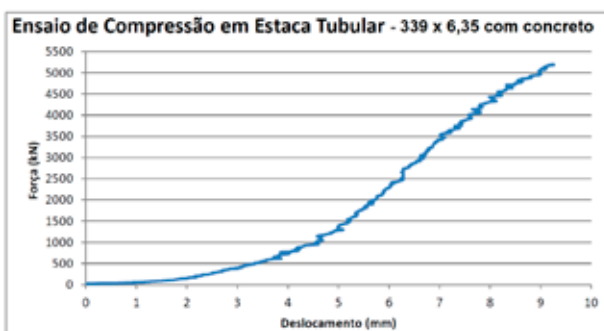


Figura 7.65

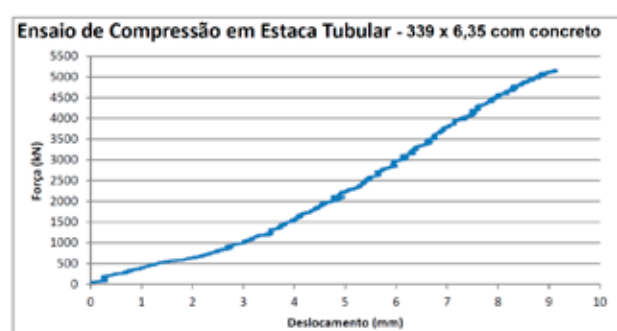


Figura 7.66

Os gráficos demonstram o comportamento da conexão rápida até a ruptura, exceto na compressão das amostras com concreto nas quais não atingiu-se a ruptura e o ensaio foi interrompido pelo limite da prensa.





CAPÍTULO 8

DEFINIÇÃO DE FATOR
DE SEGURANÇA GLOBAL
E PARCIAL NBR 6122

8. DEFINIÇÃO DE FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL E PARCIAL NBR 6122

8.1 – CENÁRIO DE ANÁLISE

O escopo da Norma Brasileira ABNT NBR 6122 de Projeto e execução de fundações reconhece que:

a) A engenharia geotécnica não é uma ciência exata e riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolve fenômenos ou materiais da natureza;

b) Os critérios e procedimentos prescritos traduzem o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data de sua publicação;

c) Nos projetos civis que envolvem mecânica dos solos e mecânica das rochas, o profissional habilitado com notória competência é o profissional capacitado a dar tratamento numérico ao equilíbrio mencionado.

Os eventos que levam ao risco podem ser classificados em imprevisíveis e previsíveis.

No Brasil, os eventos adversos imprevisíveis encontram-se codificados no COBRADE - Codificação Brasileira de Desastres, publicação da Secretaria Nacional de Defesa Civil.

Note-se que a ocorrência de eventos previsíveis deve ser objeto de seguro e aqueles decorrentes de erro humano devem ser tratados no âmbito jurídico legal que rege as atividades de profissionais liberais que podem, também, ter seu seguro em caso de erro.

As cargas oriundas dos eventos previsíveis e os fatores de segurança a serem considerados no projeto de uma obra com diferentes tipos de materiais se encontram prescritos nas Normas da ABNT e, em particular, nas normas NBR 8800, 8681 e NBR 6122.

O risco geotécnico de uma fundação é condicionado por diversos fatores variáveis:

(a) Diferentes geometrias dos modelos estruturais e geotécnicos e variadas propriedades reológicas dos materiais componentes;

(b) Diversas combinações e tempos de recorrência das cargas atuantes;

(c) Diferentes modelos de interação solo-estrutura para determinação da solicitação decorrente da ação

das cargas atuantes na fase de execução e durante a vida útil da obra;

(d) Diferentes tipos de equipamentos, métodos e procedimentos de instalação e de controle da execução.

Para uma dada combinação destas variáveis que constituem o cenário de análise existe uma probabilidade de ocorrência de uma combinação de fatores que leva à ruína e que permitem a avaliação do risco geotécnico definido por:

$$Risco\ geotécnico = p_f \cdot C \cdot V$$

Onde,

p_f = probabilidade de ruína de um elemento da fundação;

C = custo de reparação do dano causado pela ruína;

V = vulnerabilidade da obra face à ocorrência do evento.

A estrutura de uma obra de engenharia civil é formada pela superestrutura, parte acima do nível do terreno, e pela fundação que é a parte enterrada dentro do maciço de solos e rochas no local da obra.

Neste contexto, a fundação é o subsistema formado pelo maciço geológico-geotécnico do local da obra e os diversos elementos estruturais de fundação nele imersos.

A estrutura da obra submetida à ação das cargas ambientais e funcionais se deforma e acumula energia potencial interna apresentando uma reação denominada solicitação ou efeito das cargas. Assim, em uma fundação, denomina-se solicitação ao tensor de tensão ou deformação que surge em pontos dos elementos contínuos de solos e rochas que compõem o maciço geológico-geotécnico e/ou aos esforços solicitantes, deslocamentos e rotações na direção dos seis graus de liberdade de movimento, em pontos e seções transversais dos elementos contínuos e descontínuos da fundação.

Sob a ação de cargas crescentes, as solicitações crescem, mas são limitadas pela:

a) resistência máxima dos materiais ou elementos isolados que constitui o sistema e condiciona o risco no estado-limite último (ELU) e,

b) rigidez limite dos materiais ou elementos isolados do sistema que condiciona deslocamentos, rotações e a verificação do risco no estado-limite de serviço (ELS).

No caso de uma fundação por estacas a resistência máxima é denominada capacidade de carga última ou de ruptura da estaca ou tensão de ruptura do solo no caso de uma fundação direta. Em ambos os tipos de fundação existem valores-limite de movimentos (recalques absolutos, diferencial e rotações), derivados da experiência, que impedem o uso ou a funcionalidade da obra.

Denomina-se solicitação limite ao valor da resistência última ou deformação limite e a probabilidade de ocorrência deste evento é a probabilidade de ruína.

As variabilidades de cargas, geometria e propriedades dos materiais da superestrutura são normalmente analisadas pelo profissional projetista da superestrutura considerando a interação solo-estrutura.

O objeto de estudo da fundação analisada é a superfície resistente, ou seja, o lugar geométrico da superfície das bases ou pontas dos elementos estruturais de fundação idealizado no projeto ou medido na execução.

Na prática, o valor do risco geotécnico deve ser adicionado ao custo de material e mão de obra e o valor total vai permitir a comparação entre soluções de fundações igualmente satisfatórias do ponto de vista de segurança.

O risco no estado-limite geotécnico último é determinado a partir das solicitações devidas às cargas ambientais e funcionais, e das resistências determinadas na fase de projeto ou execução por fórmulas teóricas, empíricas e provas de carga estática e dinâmica.

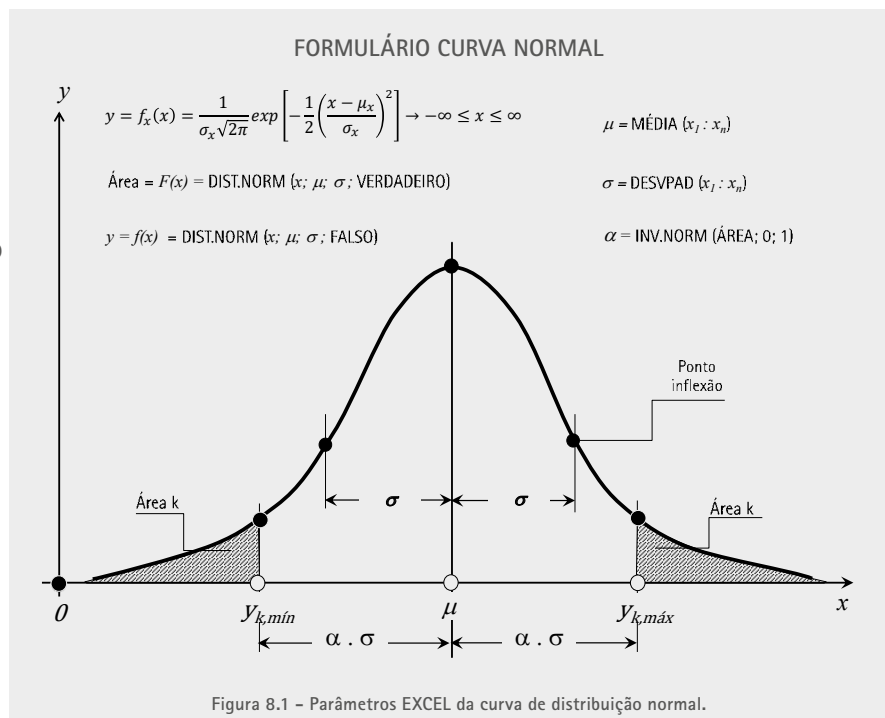
Para cada tipo e profundidade da fundação, ou seja, para cada superfície resistente de assentamento das bases da fundação, adotada no projeto ou executada, correspondem específicos valores de fatores de segurança e de probabilidades de ruína associados que condicionam o risco estrutural ou geotécnico da fundação analisada e da carga admissível de fundação.

8.2 - FILOSOFIA DOS FATORES DE SEGURANÇA

Em cada cenário de análise, a variabilidade da solicitação e da resistência é representada por curvas de distribuição estatísticas que determinam a probabilidade de ruína da obra.

Na distribuição normal, a curva de densidade de probabilidade da variável (y) é definida por três pontos notáveis: a média (μ), que é o valor mais provável da variável, e dois pontos simétricos de inflexão da curva, caracterizados pelo desvio padrão $\pm (\sigma)$.

A Figura 8.1 apresenta as fórmulas utilizadas na planilha Excel, que permitem determinar os parâmetros que definem uma curva normal de distribuição estatística da solicitação ou da resistência.



A forma da curva normal é caracterizada pela dispersão ou abertura medida pelo coeficiente de variação (v), que é a relação entre o desvio padrão e o valor médio.

Assim, no caso mais simples, uma curva de resistência R fica determinada por:

μ_R = resistência média (valor esperado mais provável de resistência);

σ_R = desvio padrão da resistência;

v_R = coeficiente de variação da resistência = $\frac{\sigma_R}{\mu_R}$

A curva de solicitação S fica determinada por:

μ_S = solicitação média (valor esperado mais provável de solicitação);

σ_S = desvio padrão da solicitação;

v_S = coeficiente de variação da solicitação = $\frac{\sigma_S}{\mu_S}$

Os valores das variáveis são caracterizados pelas áreas de probabilidade de ocorrência da Figura 8.1:

$$S_k = \text{solicitação característica máxima} = \mu_S + \alpha_S \cdot \sigma_S$$

$$R_k = \text{resistência característica mínima} = \mu_R - \alpha_R \cdot \sigma_R$$

Onde:

α_S = número que caracteriza a probabilidade de ocorrência da máxima solicitação, em termos de desvios padrão da curva de solicitação;

α_R = número que caracteriza a probabilidade de ocorrência da resistência mínima, em termos de desvios padrão da curva de resistência.

Em termos do coeficiente de variação os valores característicos valem:

$$S_k = \mu_S (1 + \alpha_S \cdot v_S)$$

$$R_k = \mu_R (1 - \alpha_R \cdot v_R)$$

Note-se que a simples menção de um valor característico de uma variável qualquer, sem especificação da probabilidade de sua ocorrência e da forma da curva definida por um coeficiente de variação, torna este valor indeterminado para fins de tratamento estatístico.

Um caso típico, que consta inclusive nas normas de diversos países, é a menção de fórmulas que dependem da resistência característica f_{ck} cujo valor é especificado sem definir o desvio padrão que caracterizaria a forma da curva de resistência do concreto.

8.2.1 – FATOR DE SEGURANÇA TRADICIONAL

A Figura 8.2 apresenta o fator de segurança tradicional da antiga norma NB51:

NB51 (1960): MÉTODO CARGA ADMISSÍVEL (ESTÁDIO II)

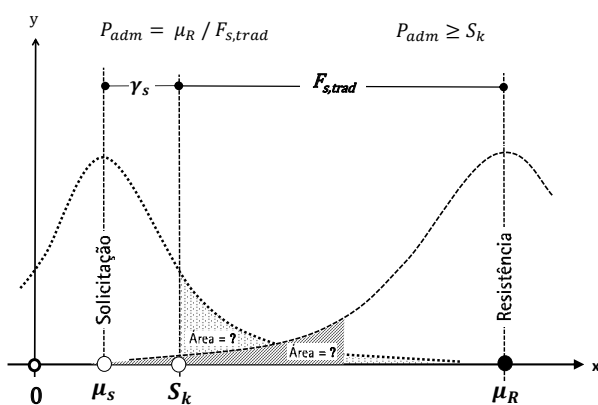


Figura 8.2 – Definição de fator de segurança tradicional NB51 (1960).

No cenário de análise da antiga norma de

Projeto e Execução de Fundações NB51 (1960), o método da carga admissível (estádio II) prescrevia um afastamento mínimo entre as curvas de distribuição estatística da resistência e da solicitação, definido pelo fator de segurança tradicional ($F_{s,trad}$) que relaciona um ponto representativo da curva de resistência (valor médio μ_R) com um ponto representativo da curva de solicitação (S_k), valor máximo esperado de solicitação.

Neste caso, o fator de segurança tradicional era definido por:

$$F_{s,trad} = \mu_R / S_k$$

A carga admissível tradicional era definida pela relação:

$$P_{adm} = \mu_R / F_{s,trad}$$

Nessa metodologia a condição de estabilidade era dada por:

$$P_{adm} \geq S_k$$

Nesta norma, a curva de solicitação é reduzida ao valor máximo esperado, com probabilidade (área hachurada) de ocorrência desconhecida. Em outras palavras, o valor esperado de solicitação é valor característico com probabilidade de ocorrência não determinada de forma explícita na norma.

A relação entre o valor característico e o valor médio define o fator parcial de forma da curva de solicitação γ_S :

$$\gamma_S = S_k / \mu_S$$

Portanto, na definição da carga admissível tradicional admite-se que o valor médio é igual ao valor característico:

$$\gamma_S = 1,0$$

A adoção do valor médio (esperança) de resistência sem especificação do desvio padrão e consequentemente do coeficiente de variação da curva mostra que a forma da curva de resistência não é também conhecida nesta metodologia de verificação da segurança da fundação.

Do ponto de vista estatístico pode-se afirmar que a curva de solicitação degenerou para uma linha reta, onde:

$$v_S = 0$$

Neste caso mais desfavorável, a solicitação é constante e a probabilidade de ruína depende da curva de resistência e do valor S_k .

Note-se que quando o meio técnico fala em fator de segurança sem especificar o tipo, está se referindo quase sempre ao fator de segurança tradicional.

A atual norma NBR 6122 prescreve a verificação de segurança por dois métodos denominados método de valores admissíveis e método de valores de cálculo.

8.2.2 – FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL

A Figura 8.3 apresenta o cenário de análise pelo método de valores admissíveis:

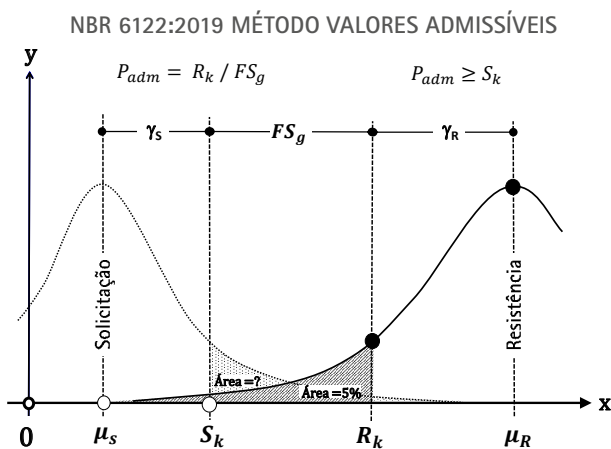


Figura 8.3 – Definição de fator de segurança global.

A principal modificação é a nomenclatura, alterando a palavra cargas admissíveis para valores admissíveis e a introdução da palavra global ao fator de segurança.

No método de valores admissíveis o afastamento entre a resistência e a solicitação é definido pelo fator de segurança global (FS_g) que relaciona a resistência mínima característica (R_k) com a solicitação máxima característica (S_k) da Figura 8.3.

Neste caso, o fator de segurança global é definido por:

$$FS_g = R_k / S_k$$

A carga admissível é definida por:

$$P_{adm} = R_k / FS_g$$

A condição de estabilidade é dada por:

$$P_{adm} \geq S_k$$

8.2.3 – FATORES DE SEGURANÇA PARCIAIS

A Figura 8.4 resume o cenário de análise pelo método dos valores de cálculo.

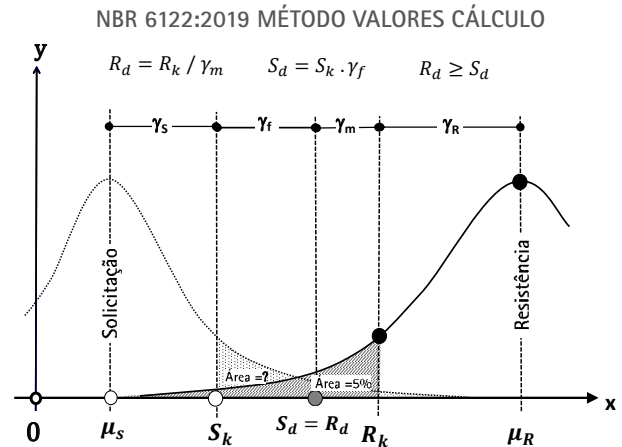


Figura 8.4 – Definição de fatores de segurança parciais.

No método de valores de cálculo o fator de segurança global é dividido em fator parcial de majoração da solicitação γ_f e fator parcial de minoração da resistência γ_m , que definem os valores da solicitação de cálculo S_d e resistência de cálculo R_d :

$$S_d = S_k \cdot \gamma_f$$

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

A verificação de estabilidade é dada por:

$$R_d \geq S_d$$

8.2.4 – DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE SOLICITAÇÃO E RESISTÊNCIA

As Figuras 8.2, 8.3 e 8.4 mostram que as formas das curvas de solicitação e resistência são definidas pelos fatores de forma da curva de solicitação γ_s e forma da curva de resistência γ_R :

$$\gamma_s = S_k / \mu_s$$

$$\gamma_R = \mu_R / R_k$$

Na fase de projeto, a curva de resistência pode ser determinada a partir de ensaios geotécnicos e provas de carga prescritos na NBR 6122 e a solicitação característica seguindo as prescrições da norma NBR 8681 e procedendo à análise de interação solo-estrutura com modelos estruturais simples ou complexos que considerem os efeitos da execução das fundações e a reologia de todos os materiais envolvidos no processo.

A curva de solicitação real pode ser obtida procedendo-se à medida da 'carga' de compressão, no topo de cada estaca do estaqueamento, durante a vida útil da obra, e a curva de resistência real pode ser obtida realizando-se provas de carga, estáticas ou dinâmicas, em cada estaca do estaqueamento analisado.

Uma vez definida a profundidade de cada estaca do estaqueamento, a forma da curva de resistência calculada na fase de projeto depende dos diferentes métodos de previsão da resistência adotados pelos diversos autores.

Por outro lado, deve-se considerar que a forma da curva de resistência real, medida nas provas de carga estáticas ou dinâmicas, depende da definição da carga de ruptura do método adotado para interpretação da curva carga-recalque.

Os fatores de segurança geotécnicos tradicionais (FS_{trad}) se encontram na Tabela 8.1 abaixo. Tal tabela apresenta uma transcrição de valores anteriores utilizados na norma NBR 6122:

Tabela 8.1 – Transcrição dos fatores de segurança mínimos da Tabela 21 da Norma ABNT NBR 6122					
Norma ABNT	ITEM	Fator de segurança tradicional mínimo		Fator de majoração carga admissível	
		Método semiempírico	Provas de Carga	Sem ação vento	Com ação vento
NBR 6122	6.2.1.2	2,00	1,60	-	-
NBR 6122	6.3.1	-	-	1,00	1,30

A Tabela 8.2 representa a Tabela 2 da NBR 6122 onde são apresentados os valores de ξ para a determinação da curva de resistência geotécnica na fase de projeto, a partir de métodos semiempíricos.

Tabela 8.2 – Transcrição dos valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 da Tabela 2 da Norma ABNT NBR 6122							
nª	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.

(b) 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.

A Tabela 8.3 representa a Tabela 3 da NBR 6122 onde são apresentados os valores de ξ para a determinação da curva de resistência geotécnica na fase de execução, a partir de provas de carga.

Tabela 8.3 – Transcrição dos valores dos fatores ξ_3 e ξ_4 da Tabela 3 da Norma ABNT NBR 6122					
nª	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.

Note-se que a Tabela 8.2 apresenta valores de ξ praticamente iguais aos valores constantes na norma do EUROCODE apresentado na tabela 8.4:

Tabela 8.4 – Transcrição dos valores dos fatores ξ da Tabela A.10 da Norma EUROCODE							
ξ para n=	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Entretanto, a Tabela 8.3 apresenta valores de ξ bem diferentes dos recomendados no EUROCODE apresentado na Tabela 8.5:

Tabela 8.5 – Transcrição dos valores dos fatores ξ da Tabela A.9 da Norma EUROCODE					
ξ para n=	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Neste caso, recomenda-se adotar os parâmetros do EUROCODE.

Conhecidos os valores de μ_R e R_k determina-se o desvio padrão e o coeficiente de variação que definem a forma da curva de resistência geotécnica no projeto e na execução de uma fundação:

$$\sigma_R = (\mu_R - R_k) / \alpha_R$$

$$v_R = \sigma_R / \mu_R$$

A Tabela 8.6 transcrita da Tabela 4 da NBR 6122 apresenta os fatores de minoração estrutural γ_c do material concreto moldado *in loco* para o dimensionamento estrutural de estacas e tubulões.

Tabela 8.6 – Transcrição dos parâmetros para dimensionamento da Tabela 4 da Norma ABNT NBR 6122

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental [CAA] conforme NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo [incluindo trecho de ligação com o bloco]		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar [exceto ligação com o bloco] (MPa)	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura (%)	Comprimento (m)		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b c d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	-	K
Microestacas ^{b c e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo 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 O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8% A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6% A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

— quando $A_s \leq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);

— quando $A_s \geq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

Note-se que os parâmetros do fator parcial de minoração da resistência do concreto moldado *in situ* são bem diferentes dos adotados no caso de concreto convencional utilizado, por exemplo, no caso de estacas pré-moldadas de concreto armado ou centrifugado onde:

$$\gamma_c = 1,40$$

8.3 – DETERMINAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA

No cenário particular de verificação de risco no estado-limite último, existe uma combinação de

cargas atuantes que leva à ruína uma estaca isolada do estaqueamento definido pela superfície resistente das cotas das pontas das estacas analisadas.

Se as curvas de densidade de probabilidade da solicitação e da resistência forem independentes e representadas pelas funções $f_R(x)$ e $f_S(x)$, a definição da probabilidade de ruína (p_f), ou seja, a probabilidade de a resistência ser menor que solicitação ($R \leq S$) se escreve:

$$p_f \equiv P(\text{ruína}) = P(R \leq S) = p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^x f_R(x) \cdot f_S(x) \cdot dx^2$$

A Figura 8.5 apresenta as funções **S** e **R** que definem a probabilidade de ruína.

Denomina-se função margem de segurança **M** a diferença entre as funções que definem as variáveis **R** e **S**:

$$M = R - S = \text{margem de segurança}$$

A Figura 8.6 apresenta a curva de margem de segurança onde a área hachurada corresponde à probabilidade de ruína definida pelo fator de confiabilidade **β**.

A probabilidade de ruína é a área hachurada onde a margem é menor que zero.

O fator de confiabilidade **β** é a relação entre o valor médio e o desvio padrão da função margem de segurança **M**:

$$\beta = \mu_M / \sigma_M$$

A probabilidade de ruína pode ser determinada pelas expressões:

$$p_f = \text{DIST. NORM}(0; \mu_M; \sigma_M; \text{VERDADEIRO})$$

$$p_f = 1 - \Theta(\beta)$$

$$p_f = 1 - \text{DIST. NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO})$$

$$\beta = -\text{INV. NORM}(p_f; 0; 1)$$

A Figura 8.6 mostra que o valor médio da margem de segurança **M** vale:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S = \text{margem de segurança média}$$

O desvio padrão da função margem de segurança **M** vale:

$$\sigma_M = (\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \cdot \rho \cdot \sigma_S \cdot \sigma_R)^{0,5}$$

Onde **ρ** = coeficiente de correlação entre **S** e **R**.

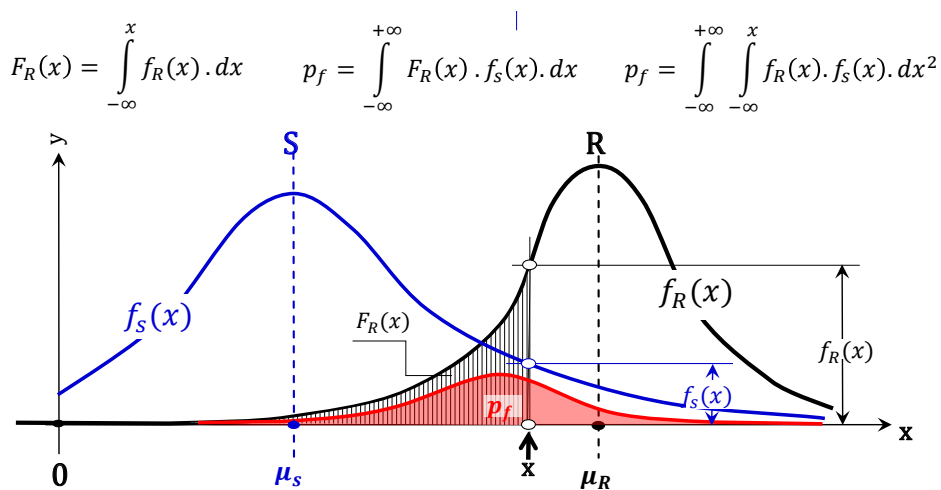


Figura 8.5 - Funções que definem a probabilidade de ruína.

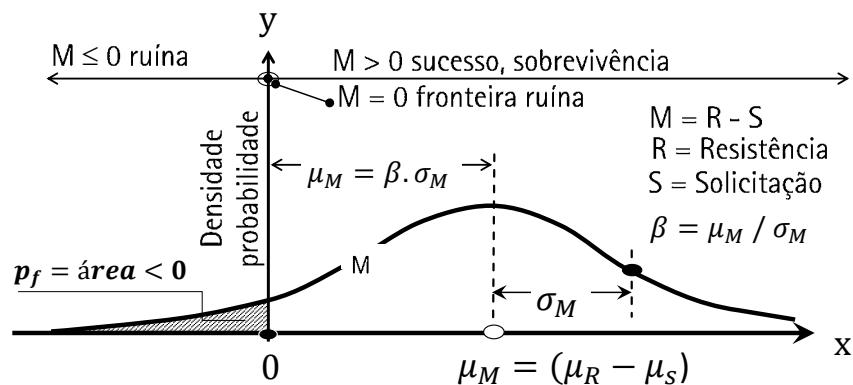


Figura 8.6 - Método do fator de confiabilidade **β**.

8.3.1 – INTERPRETAÇÃO SUBJETIVA DA PROBABILIDADE DE RUÍNA

De acordo com Vick (2002) existem três tipos de interpretações do valor da probabilidade de ruína: a frequencista, a subjetiva (ou bayesiana) e a motivacional.

- Interpretação frequencista considera que a probabilidade de ruína p_f é determinista e, portanto, ocorre uma ruína para cada grupo de $1/p_f$ elementos da população analisada.
- Interpretação subjetiva leva em conta experiência anterior do julgador com o evento que está sendo analisado.
- Interpretação motivacional leva em conta as conveniências pessoais do julgador ao julgar a probabilidade de ruína calculada convencionalmente.

A interpretação bayesiana se baseia na existência de uma informação adicional sobre a população de eventos em processo de análise, normalmente decorrente da experiência anterior da pessoa que julga o valor da probabilidade de ruína calculada.

Neste caso aplica-se o teorema de Bayes que permite determinar a probabilidade a *posteriori* $P(A/B)$ de ocorrência de um evento, a partir da probabilidade a *priori* $P(A)$ de ocorrência do evento, condicionado à probabilidade $P(B/A)$ de esta ser verdadeira:

$$P(A/B) = \frac{P(B/A) \cdot P(A)}{[P(B/A) \cdot P(A)] + [P(B/A^c) \cdot P(A^c)]}$$

Diagrama explicativo da fórmula de Bayes:

- O numerador $P(B/A) \cdot P(A)$ é rotulado como "Probabilidades a priori".
- O denominador $[P(B/A) \cdot P(A)] + [P(B/A^c) \cdot P(A^c)]$ é rotulado como "Probabilidades condicionais".
- O resultado final $P(A/B)$ é rotulado como "Probabilidade a posteriori".

Portanto, na ausência de novas informações, a interpretação frequencista admite que a probabilidade $P(B/A)$ de verossimilhança com a realidade, ou grau de certeza, é de 50%.

Nos casos normais a probabilidade usual de verossimilhança é de 95% como ocorre no caso das previsões meteorológicas.

Vejamos um exemplo da interpretação da probabilidade de ruína para uma obra onde o beta β é igual a 3,0. A probabilidade de ruína calculada segundo a fórmula estatística de distribuição normal é:

$$p_f = 1 - (DIST.NORM(\beta; 0; 1; VERDADEIRO)) = 0,00135$$

sendo este o valor da probabilidade a *priori*. Ou, 1 para cada 740.

Se o grau de certeza desejado pelo julgador sobre a probabilidade de ruína p_f for de 50%, que é o grau de verossimilhança de qualquer cálculo estatístico frequencista:

$$P(A/B) = \frac{0,5 \cdot 0,00135}{0,5 \cdot 0,00135 + 0,5 \cdot 0,99865} = 0,00135; \text{ ou } 1 \text{ para } 740.$$

Se o julgador for pessimista e o grau de verossimilhança for de 90%, então:

$$P(A/B) = \frac{0,9 \cdot 0,00135}{0,9 \cdot 0,00135 + 0,1 \cdot 0,99865} = 0,0120; \text{ ou } 1 \text{ para } 83.$$

Se o julgador for otimista e o grau de verossimilhança for de 30%, então:

$$P(A/B) = \frac{0,3 \cdot 0,00135}{0,3 \cdot 0,00135 + 0,7 \cdot 0,99865} = 0,000579; \text{ ou } 1 \text{ para } 1727.$$

Portanto, a interpretação da probabilidade de ruína constitui um ponto fundamental no julgamento do risco, uma vez que depende do grau de subjetividade na interpretação do valor do risco pelo dono da obra.

8.4 – FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO E PROBABILIDADE DE RUÍNA

O fator de segurança mede o afastamento de pontos sobre as curvas de resistência e solicitação e, portanto, para cada escolha de um par resulta um tipo de fator de segurança.

A escolha mais singela do afastamento entre duas curvas recai certamente sobre os pontos mais evidentes das curvas que são os valores esperados, ou seja, a média ou a mediana do conjunto de valores.

Por sua vez a probabilidade de ruína depende do afastamento das curvas que exige sua completa definição em termos de forma da curva de distribuição estatística, ou seja, o conhecimento da média, mediana, desvio padrão, curtose e assimetria.

8.4.1 – FATOR DE SEGURANÇA MÉDIO

A Figura 8.7 apresenta a definição de fator de segurança de Rankine (1862) para o dimensionamento de estruturas de metais, alvenarias de pedra e madeira com a mão de obra da época. As construções em alvenarias de pedra correspondem ao concreto de nossos dias.

RANKINE (1862): MANUAL ENGENHARIA CIVIL (ESTÁDIO I)

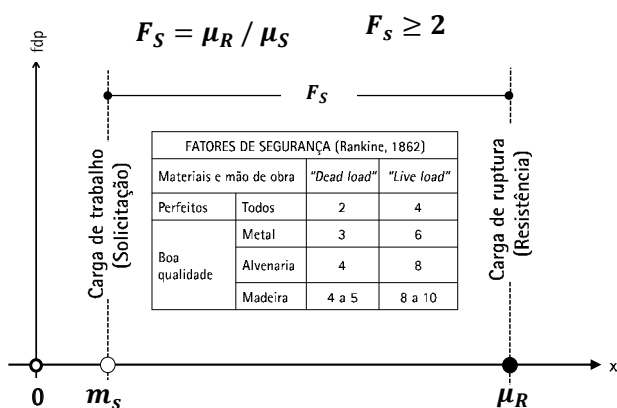


Figura 8.7 – Definição de fator de segurança médio.

Nesta época, a preocupação básica era afastar a possibilidade de ruína distanciando o valor esperado (μ_R) de resistência do material do valor esperado (μ_S) do efeito da carga atuante na peça estrutural analisada.

Dessa forma, o afastamento médio das curvas S e R era definido por um fator de segurança médio (F_S) que se relaciona aos fatores de segurança atuais pela expressão:

$$F_S = \mu_R / \mu_S$$

As Figuras 8.2, 8.3 e 8.4, que definem os fatores de segurança, permitem concluir que o fator de segurança médio do século XIX da Figura 8.7 representava e englobava todos os fatores de segurança em uso nos dias de hoje, uma vez que:

$$F_S = \gamma_S \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_R = \gamma_S \cdot F S_g \cdot \gamma_R = \gamma_S \cdot F S_{trad}$$

8.4.2 – INTER-RELAÇÃO FATORES DE SEGURANÇA E PROBABILIDADE DE RUÍNA

A aplicação da nova filosofia de dimensionamento de fundações considerando o risco associado aos fatores de segurança atuais depende da inter-relação entre o fator de segurança médio, os coeficientes de variação da solicitação e da resistência e o fator de confiabilidade que se encontra deduzido no anexo.

A margem de segurança média pode ser expressa em termos de fator de segurança e fator de confiabilidade conforme a expressão:

$$\mu_M = (F_S - 1) \cdot \mu_S = \beta \cdot \sigma_M$$

No caso de distribuição normal a relação entre as variáveis v_S , v_R , F_S e β se escreve:

$$F_S^2 (\beta^2 \cdot v_R^2 - 1) + 2 \cdot F_S + \beta^2 \cdot v_S^2 - 1 = 0$$

Extraindo-se as raízes desta equação resulta:

$$F_S = [1 + \beta(v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 \cdot v_S^2 \cdot v_R^2)^{0,5}] / [1 - \beta^2 \cdot v_R^2]$$

$$\beta = [1 - 1 / F_S] / [v_R^2 + (1 / F_S)^2 \cdot v_S^2]^{0,5}$$

A fórmula indica que, se o fator de segurança tende para o infinito, o fator de confiabilidade tende para o valor finito:

$$\beta = 1 / v_R$$

Estas fórmulas mostram que o fato de se atender aos valores mínimos dos fatores de segurança F_S , γ_f e γ_m não garante que a obra não vai entrar em ruína, ou seja, que a probabilidade de ruína da obra seria igual a zero.

8.5 – PLANILHA DETERMINAÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA E RISCO

Normalmente o projeto preocupa-se em atender ao aspecto legal de comprovar que os fatores de segurança exigidos pela norma estão sendo atendidos, porém, o simples atendimento aos valores mínimos das normas pode levar a um risco inaceitável na prática uma vez que ele depende não só do afastamento, mas, também, da forma das curvas S e R , da vulnerabilidade e do custo de reparação da ruína.

A curva de resistência é caracterizada pelas expressões e a solicitação característica é determinada conforme a NBR 8681.

Assim, o risco representado pelo fator de segurança deve ser complementado com o valor do risco financeiro.

A planilha da Figura 8.8 e a Tabela 8.7 que se seguem permitem determinar a carga admissível, geotécnica ou estrutural, os fatores de segurança tradicional e global e o risco associado, a partir dos valores conhecidos da média e coeficiente de variação da curva de resistência, do coeficiente de variação da solicitação, do fator parcial de majoração das cargas, do valor da obra, vulnerabilidade e coeficiente de correlação entre a solicitação e a resistência.

Planilhas semelhantes podem ser confeccionadas para responder outras questões que podem surgir em outros cenários da análise de segurança e confiabilidade de fundações.

LEGENDA		DEFINIÇÃO VALOR CARACTERÍSTICO CURVAS			
Dados de entrada	P_{adm}	S_k		R_k	
Valores a Verificar		Probabilidade de ser $\leq S_k$		Probabilidade de ser $\leq R_k$	
Dados de saída		95%		5%	
		α_S	-1,645	α_R	1,645

PROCEDIMENTO OPERACIONAL	VARIÁVEL	VALOR
a) Informe carga admissível de projeto a ser verificada	P_{adm}	250
b) Determine parâmetros curva resistência (μ_R, σ_R) conforme tabelas 2 ou 3 do item 6.2.1.2 da NBR 6122:2019	μ_R	500
	σ_R	90
c) Fixe coeficiente variação solitação	v_S	0%
d) Fixe coeficiente majoração solitação	γ_f	1,40

VALORES CURVAS ESTATÍSTICAS	VARIÁVEL	S	R
Valores médios curvas	μ	250	500
Desvios padrões curvas	σ	0	90
Coefficientes de variação curvas	v	0%	18%
Valores característicos curvas	$k_{característico}$	250	352
Valores de cálculo curvas	$d_{cálculo}$	350	350

FATORES DE SEGURANÇA	VARIÁVEL	VALOR
Fator de segurança médio	FS	2,00
Fator parcial majoração solitação	γ_f	1,40
Fator forma curva resistência	γ_R	1,42
Fator forma curva solitação	γ_S	1,00
MARGEM DE SEGURANÇA	VARIÁVEL	VALOR
Valor margem segurança média	μ_m	250
Desvio padrão margem de segurança	σ_m	90
Fator de confiabilidade	β	2,78
Probabilidade de ruína	p_f	0,00274
Valor inverso probabilidade ruína	$1/\pi_f$	365

SAÍDA: CARGA ADMISSÍVEL: FATORES SEGURANÇA TRADICIONAL / PARCIAL / GLOBAL			
Carga admissível tradicional	P_{adm}		250
Fator segurança tradicional	FS_{trad}		2,00
Fator de segurança global	FS_g		1,41
Fator parcial de minoração resistência	γ_m		1,01
SAÍDA: RISCO GEOTÉCNICO			
Risco geotécnico determinístico	50%	(R\$)	1.368
Risco geotécnico subjetivo verossimilhança	95%	(R\$)	24.777

Tabela 8.7 - Determinação da carga admissível e risco associado.

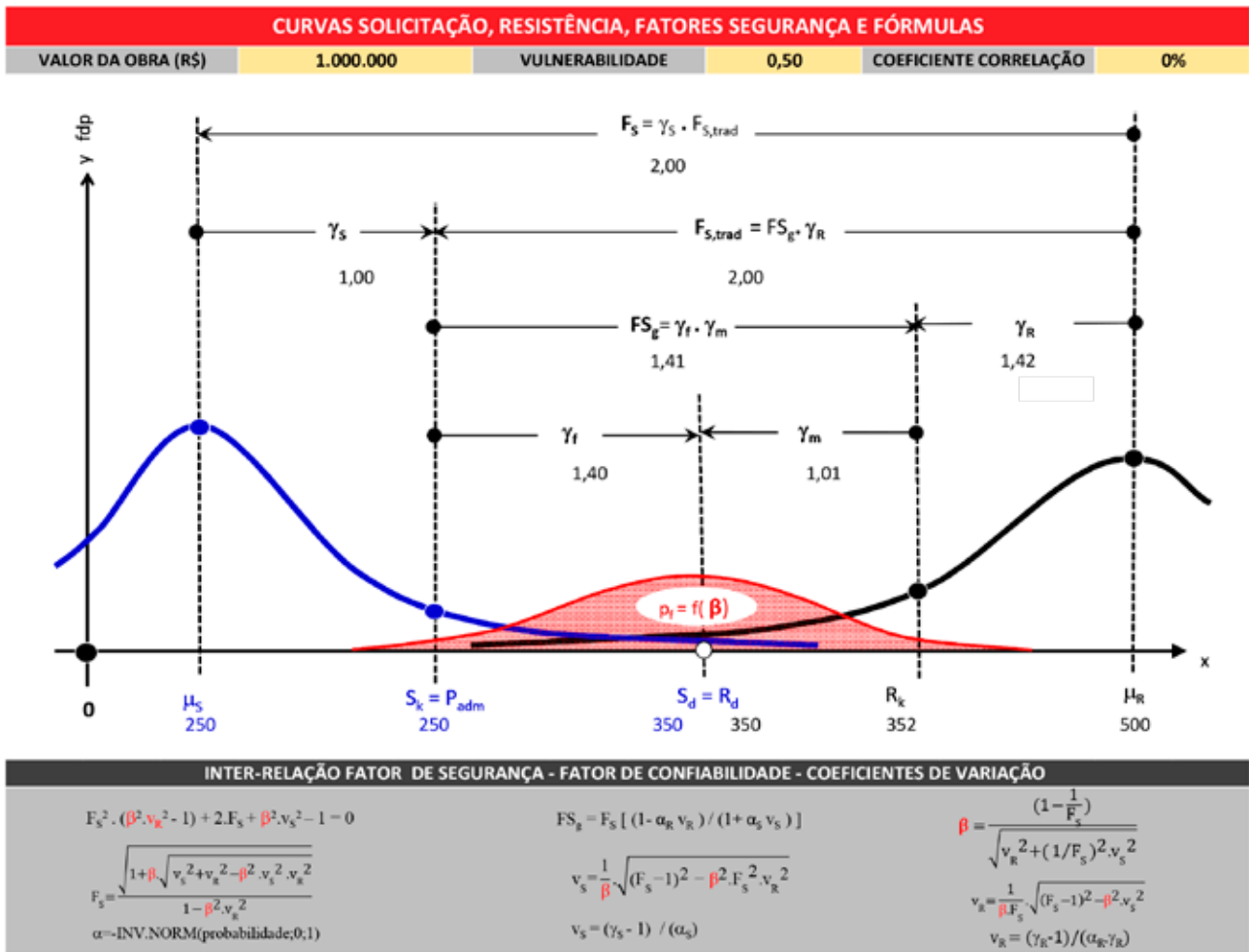


Figura 8.8 – Afastamento curvas de resistência e solicitação para $\gamma_m \geq 1,0$.

Conclui-se que, para o cenário de análise especificado na Figura 8.8:

- a) A carga admissível da fundação é de 250 t;
- b) O fator de segurança tradicional é 2,00 > 1,6;
- c) O fator de segurança global é de 1,41 > 1,4;
- d) O risco é de R\$ 24.777,00 para 95% de verossimilhança e R\$ 1.368,00 para 50% de verossimilhança.

Para simplificar o cálculo do custo de risco de ruína, deixamos uma planilha anexa no QR CODE ao lado com alguns dados de entrada, no qual é possível estimar o custo de risco de ruína.

IMPORTANTE: A planilha foi baseada nos cálculos descritos neste capítulo, mas é de responsabilidade do engenheiro/projetista verificar todos os valores, bem como usar dados de entrada realistas.



8.6 – CONCLUSÕES

Conforme o Código de Defesa do Consumidor, o papel do engenheiro na sociedade é alertar o dono da obra do risco de ruína de seu empreendimento.

O custo do risco de ruína para um dado cenário de análise de uma fundação depende da forma e do afastamento entre as curvas de sollicitação provenientes das cargas e resistência de materiais e sistemas que a constituem, da vulnerabilidade da obra face à ocorrência de falha de um elemento isolado da mesma e do custo de reparação dos danos provocados pela ruína da fundação.

O texto mostra que o fato relevante na presente abordagem de segurança e confiabilidade é a existência de interdependência entre quatro variáveis básicas, a saber:

- a) fator de segurança médio (F_S);
- b) coeficientes de variação das sollicitações e resistências (v_S e v_R);
- c) probabilidade de ruína que é uma função do fator de confiabilidade (β).

Nesta perspectiva, os fatores de segurança são números que traduzem a distância, ou seja, o afastamento entre dois pontos das curvas de sollicitação e de resistência, e sua influência no risco

de uma fundação depende de outras variáveis que definem esse valor.

O dogma do fator de segurança maior que 1,0 não elimina o risco por ser uma verdade válida apenas para os pontos relacionados sobre as curvas R e S de cada definição deste valor, ou seja, dos fatores de segurança denominados F_S , $F_{S,trad}$, F_{Sg} , γ_f , γ_m e γ_c .

A obrigação do engenheiro é verificar se os fatores de segurança mínimos das normas estão sendo atendidos e efetuar, adicionalmente, o cálculo do risco previsível.

Os verdadeiros riscos dos engenheiros se encontram na possibilidade de cometer erro de imperícia, imprudência ou negligência durante projeto ou execução da obra.

Ao dono da obra, compete a aceitação ou não do nível de risco calculado, uma vez que ele depende da variabilidade do terreno de sua propriedade.



CAPÍTULO 9

DETERMINAÇÃO DA
SUPERFÍCIE RESISTENTE
DO ESTAQUEAMENTO



9. DETERMINAÇÃO DA SUPERFÍCIE RESISTENTE DO ESTAQUEAMENTO

Inicialmente, escolhe-se o tipo e a dimensão da estaca para a qual se deseja determinar a superfície resistente e fixa-se sua carga admissível de projeto P_{adm} que deve ser limitada pelo valor máximo admissível estrutural dos catálogos das empresas executoras do tipo de fundação desejado.

A seguir, procede-se à determinação da capacidade de carga (resistência geotécnica) ao longo da profundidade, para o tipo e dimensão da estaca desejada, por uma das tradicionais fórmulas semiempíricas de capacidade de carga (Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso etc.) nas verticais de cada uma das n sondagens de simples reconhecimento SPT da obra.

A resistência R_i na vertical da sondagem analisada depende das variabilidades da geometria das camadas de solos e rochas, da resistência do solo natural ao longo da profundidade e do grau de perturbação das propriedades reológicas dos materiais envolvidos no processo devido aos procedimentos de execução (escavação ou cravação) na fase de instalação da estaca no solo.

Fixado o valor do fator de segurança tradicional FS_{trad} determina-se a profundidade L_i onde a resistência mínima R_i calculada vale:

$$R_i \geq (P_{adm} \cdot FS_{trad})$$

Onde a carga admissível é definida pelo método de valores admissíveis ou método de valores de cálculo.

A superfície resistente do estaqueamento é o lugar geométrico das profundidades L_i das pontas das estacas nas verticais das n sondagens disponíveis na obra que atende esta condição de resistência mínima.

No caso de se dispor de uma única sondagem, ($n=1$) as resistências R_i , R_{i-1} e R_{i+1} entre as profundidades L_i e $L_i \pm 1$ m refletem a variabilidade da capacidade de carga ao longo da sondagem analisada na profundidade escolhida L_i .

No caso geral de n sondagens, a curva de variabilidade da resistência geotécnica deve ser determinada conforme as prescrições do item 6.2.1.2.1 da Norma Brasileira NBR 6122 de Projeto e Execução de Fundações.

Quando houver camadas compressíveis abaixo da profundidade L_i deve-se proceder o cálculo de recalque considerando a interação solo-estrutura.

Conclui-se que a determinação da superfície resistente que é o objeto de análise de segurança e confiabilidade depende da escolha subjetiva de cada projetista das profundidades L_i de cada estaca do grupo que compõem o estaqueamento de uma obra de fundação e da carga admissível de projeto.

9.1 – EXEMPLO DE SUPERFÍCIE RESISTENTE NA OBRA DO CICS/USP

O objeto de análise de segurança e risco do estaqueamento de uma obra é a superfície resistente que é definida pelo lugar geométrico das profundidades a serem atingidas pelas pontas das estacas para atender uma determinada carga admissível do ponto de vista geotécnico.

Em obras com grande área podemos ter diferentes formas das superfícies resistentes.

No caso do prédio do CICS, a superfície resistente da fundação executada é demonstrada (na Figura 9.2) onde " T " representa as estacas cravadas que tiveram ensaios dinâmicos e estáticos, " R " representa as estacas de reação, onde todas foram cravadas até a superfície resistente correspondente à carga admissível igual à carga de catálogo e as isocotas representam o lugar geométrico onde

$$R_i \geq (P_{adm} \cdot FS_{trad})$$

Na Figura 9.1, é possível visualizar em terceira dimensão e com maior detalhe as isocotas da região da fundação que apresenta uma formação residual gnaisse e um topo de rocha no local da cravação da estaca T3.

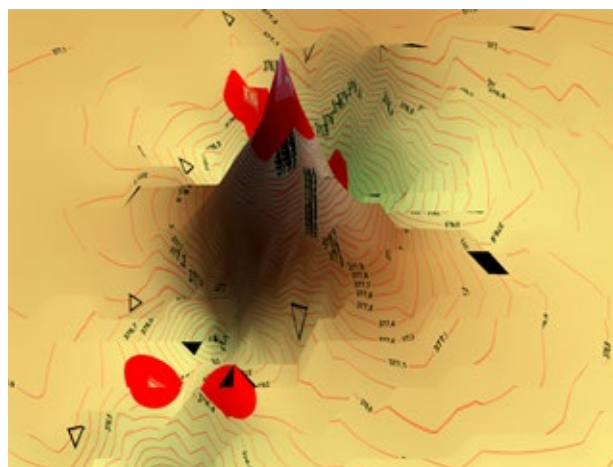


Figura 9.1 – Superfície resistente formação residual gnaisse em profundidade.

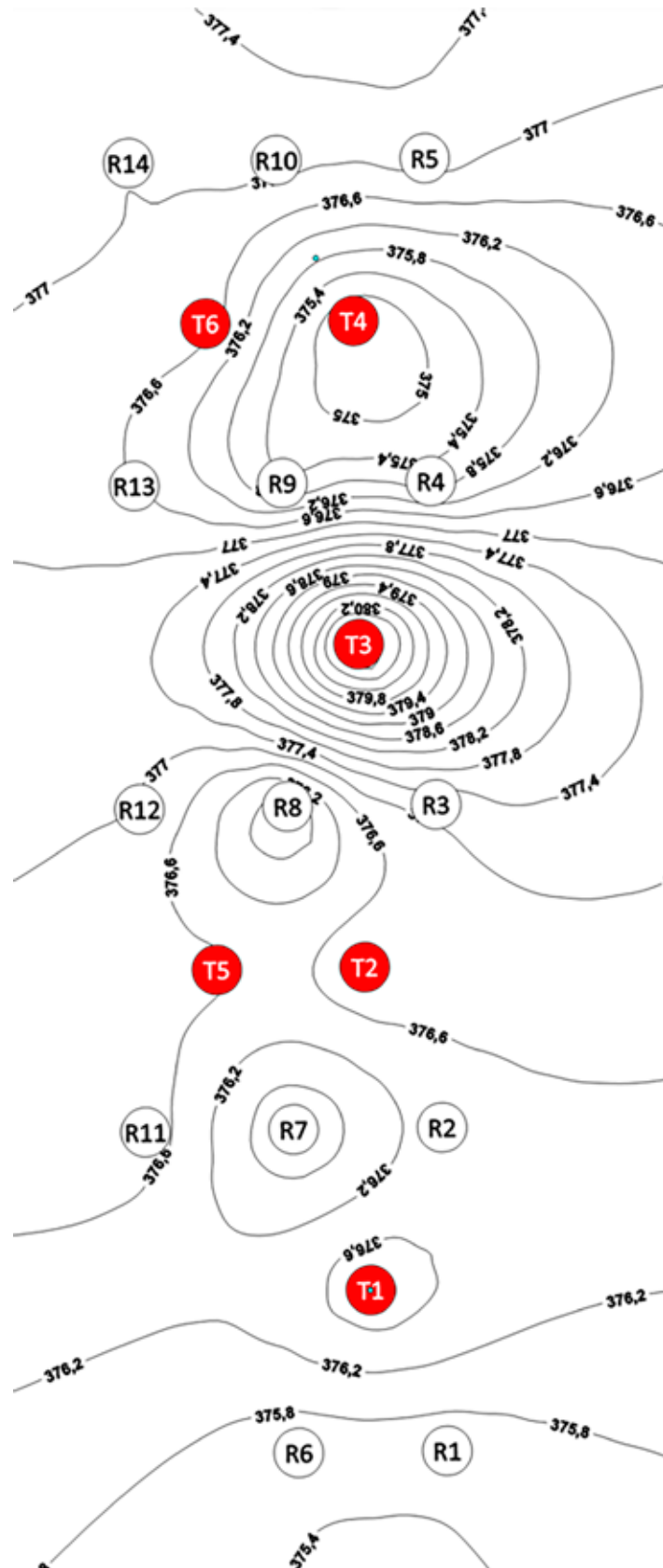


Figura 9.2 – Isocotas da superfície resistente de fundações CICS/USP em planta.

Contextualizando a Figura 9.1, apresenta-se a Figura 9.3 que ilustra o estaqueamento da obra com destaque para a estaca T3, que foi cravada sobre o

topo de rocha ilustrado através da superfície resistente da Figura 9.1.



Figura 9.3 – Estacas cravadas no campo de provas do CICS – USP.

As cargas admissíveis, estrutural e geotécnica, dependem da variabilidade das propriedades de resistência e rigidez dos materiais que constituem o fuste das estacas e também dos solos e rochas que formam o maciço geotécnico, que é o suporte final das cargas impostas pela obra.

A diferença fundamental entre o projeto estrutural

e geotécnico de uma fundação encontra-se na variabilidade geométrica dos elementos que devem ser analisados: as peças estruturais têm formas definidas, enquanto as das camadas de solos e rochas são infinitamente variáveis. Vejamos, como exemplo, o perfil de solo retirado do relatório SPT do furo de sondagem S2B executado próximo à região onde foi cravada a estaca.

PERFIL DE SOLO DE SONDAGEM S2B

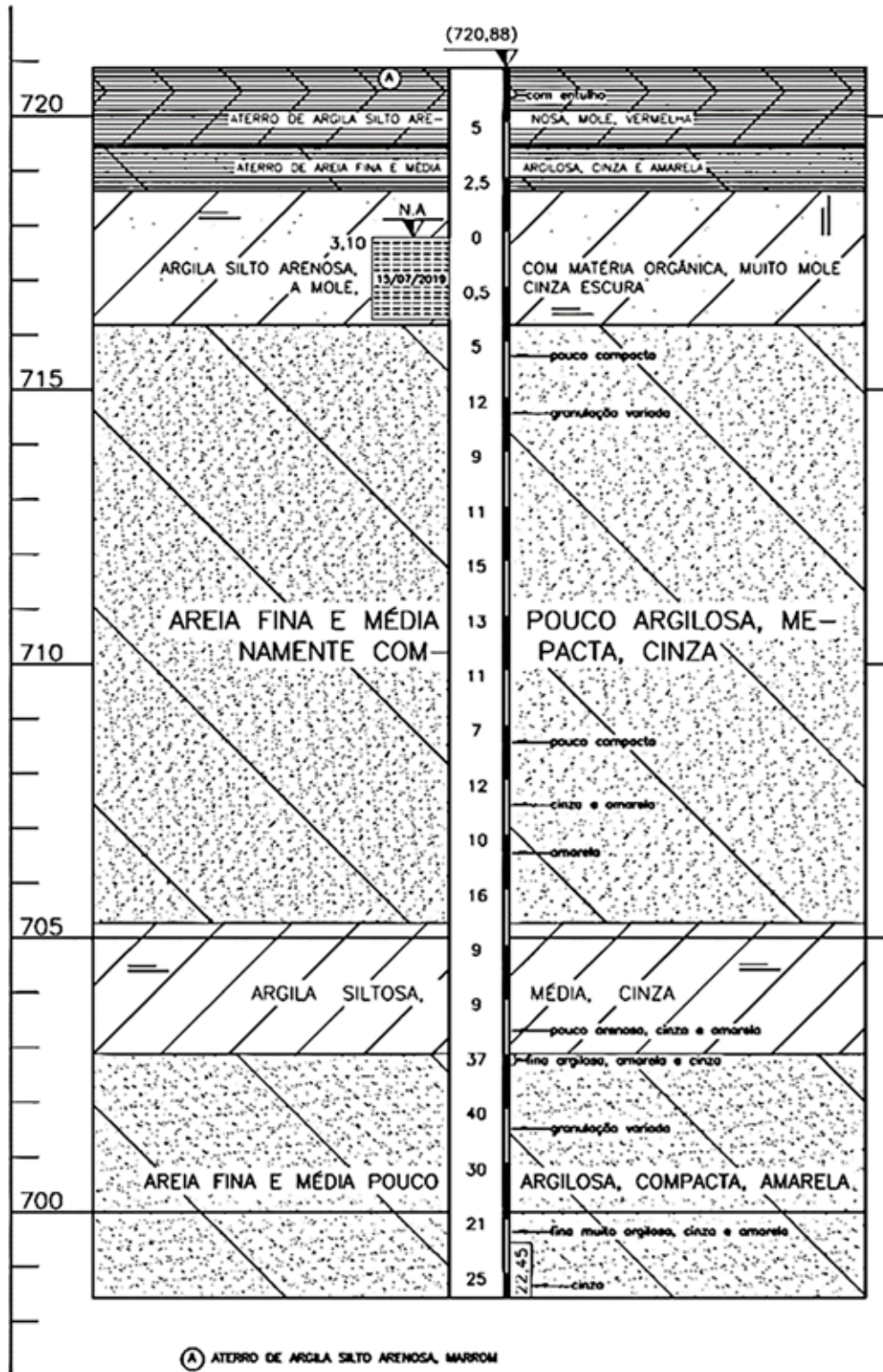


Figura 9.4.1

PROFUNDIDADE DA SUPERFÍCIE RESISTENTE E LOCAÇÃO DO FURO DE SONDAGEM S2B

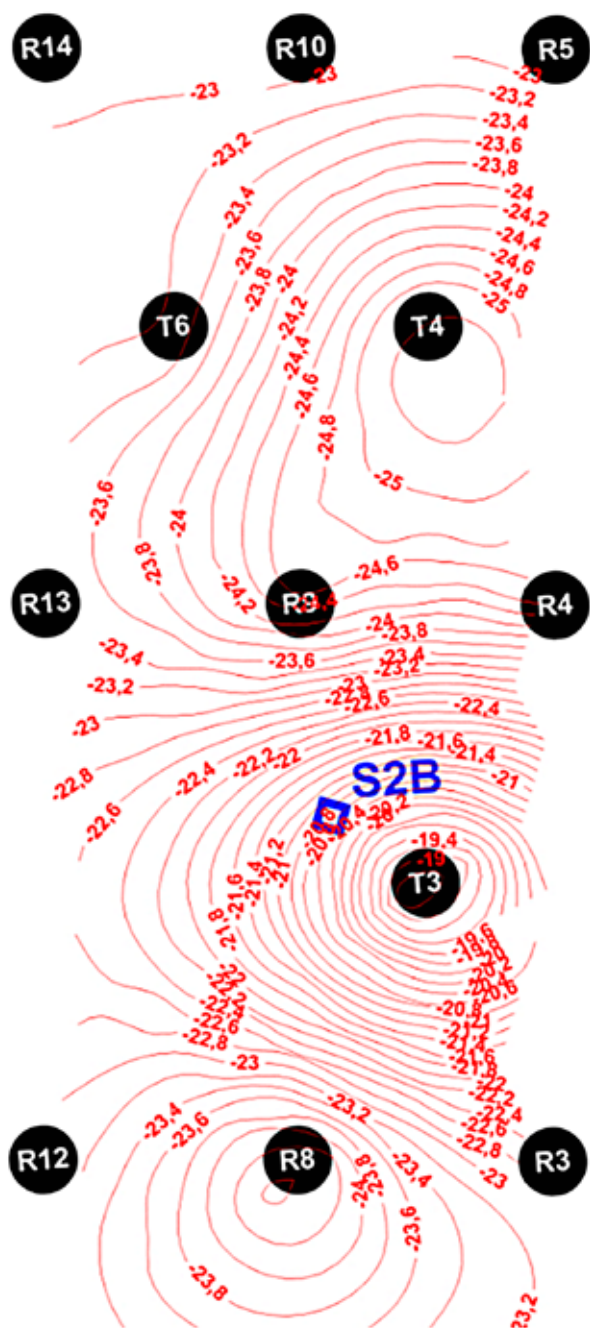


Figura 9.4.2

Portanto, a escolha da superfície resistente de uma fundação depende da variabilidade das formas, resistência e rigidez das camadas de solos e rochas e da experiência e sensibilidade do projetista de fundações.

Conclui-se que a mesma construção sujeita às mesmas cargas e mesma disposição geométrica em planta das estacas pode apresentar diversas superfícies resistentes variando o fator de segurança adotado, porém, com diferentes riscos geotécnicos.

Este fato mostra a necessidade de se controlar a resistência de cada elemento de fundação, no final de sua instalação, de modo que a superfície resistente seja ótima do ponto de vista de custo, incluindo o risco geotécnico que é associado à variabilidade da superfície resistente executada.

Nas superfícies resistentes da obra do CICS conseguimos atingir a superfície resistente otimizada, com o máximo aproveitamento estrutural da capacidade das estacas. Nesse caso, a carga admissível encontra-se nas Tabelas 6.2 e 6.3 do capítulo 6.

CAPÍTULO 10

VIBRAÇÃO DO SOLO NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS



Cravação de estaca 244x9,52 mm com 55,1 Kg/m e capacidade de até 186 tf quando concretada.

10. VIBRAÇÃO DO SOLO NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

A vibração pode ter origem em diversas fontes na sociedade moderna, como tráfego de caminhões, trens, metrô e aviões, rolos compactadores, detonação de rochas, cravação e escavação de estacas, rompedores, mineração, entre outras ligadas ao meio urbano e atividades industriais.

Estas vibrações podem gerar apenas incomodidade às nossas atividades do dia a dia ou causar danos em estruturas de edificações, cada uma destas situações ligadas a um limite diferente de vibração. Entretanto, o argumento de problemas causados por vibrações devido à incomodidade não constitui um problema verdadeiro e não impede a execução de estaqueamento com estaca cravada, uma vez que estes níveis não provocam danos estruturais. Abordamos a incomodidade neste capítulo para diferenciar os níveis de vibração danosos às estruturas e os níveis que geram apenas incômodo, com objetivo de dar uma maior segurança ao usuário.

A cravação de estacas por martelo de impacto provoca, a cada golpe do martelo, uma onda de vibração tridimensional que se propaga pelo solo e interage com outras estruturas existentes. Fisicamente, os principais parâmetros que caracterizam uma onda são seu comprimento, amplitude, frequência e velocidade de propagação. Entretanto, quando o assunto é a vibração no solo e seu efeito sobre estruturas existentes, o parâmetro de análise proposto por normas técnicas internacionais é a Velocidade de Partícula *Peak* – PVP, e a frequência associada a esta vibração. De acordo com a NBR 9653, define-se a velocidade de vibração de partícula como a velocidade com que uma determinada partícula oscila em torno de seu ponto de repouso devido à passagem da onda sísmica criada pela fonte. Este movimento pode ser definido em termos de três componentes mutuamente perpendiculares (vertical, transversal e longitudinal ou radial). Ainda, de acordo com a norma britânica BS 7385-2, *Peak Particle Velocity* – PPV define-se pela máxima velocidade instantânea de uma partícula em um ponto durante um determinado intervalo de tempo, e esclarece que para garantir que a velocidade de pico seja medida corretamente todos os três componentes devem ser medidos simultaneamente.

A velocidade de partícula proposta para avaliar as vibrações não deve ser confundida com

a velocidade de propagação da onda no solo, são medidas diferentes. A velocidade de partícula depende principalmente da fonte de vibração, da distância ao ponto analisado, das características do solo e é medida em milímetros por segundo, estando os valores na faixa 0,1 a 80 mm/s. Já a velocidade de propagação da onda no solo depende de outras características, a exemplos o material e densidade, se o meio está ou não saturado e o tipo de onda. A velocidade de deslocamento é medida em metros por segundo. Na Tabela 10.1 são relacionadas as faixas propostas de velocidade de propagação de onda em diferentes solos e materiais (Head & Jardine, 1992):

Faixas de velocidade de propagação de onda	
Solo/material	Velocidade de propagação de onda tipo <i>p-wave</i> (m/s)
Argila acima do N.A.	100 - 600
Areia não saturada / Cascalho	200 - 800
Ar	344
Areia saturada / Cascalho	1400 - 1800
Argila abaixo do N.A.	1450 - 1900
Água	1480 - 1520
Solos Orgânicos	1480 - 1520
Rocha Fraturada	2000 - 2500
Arenito / Xisto	2300 - 3800
Concreto	3400
Granito	4500 - 5500
Aço	6000

Tabela 10.1

Segundo a NBR 9653, para realização da medição de velocidade de partícula ao longo do tempo são necessários:

- um sismógrafo, que é um equipamento composto por um conjunto que compreende a unidade de processamento e armazenamento de dados, o transdutor de vibração (geofone/ acelerômetro) e o transdutor de pressão acústica (microfone), identificados e calibrados em conjunto;
- sensores de vibração;
- sensores de pressão acústica.

A velocidade de partícula PPV expressa pela resultante dos seus vetores é calculada pela expressão:

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2 + V_{z,máx}^2}$$

10.1 – PRINCIPAIS FATORES INFLUENCIADORES

A análise das vibrações causadas por cravação de estacas e seus efeitos sobre estruturas é um estudo complexo e que envolve uma série de variáveis, sobretudo no que tange ao risco de danos em estruturas, quando não só as variáveis inerentes ao solo e a fonte geradora das vibrações passam a atuar, mas também as características da estrutura sob risco. Dentre as principais variáveis deste conjunto estão:

- Distância da fonte ao receptor;
- Perfil de solo (tipo, camadas e espessuras);
- Resistência do solo;
- Frequência de vibração;
- Magnitude e duração da vibração;
- Tipo do martelo (vibratório ou impacto);
- Peso e altura de queda (energia e velocidade do impacto);
- Estaca (material, resistência, área da seção transversal e comprimento);
- Interação entre estaca e solo;
- Interação entre as ondas de vibração e a estrutura (idade da estrutura que recebe a vibração);
- Tipo de estrutura e da fundação da edificação receptora da vibração;
- Condições de tensões preexistentes na estrutura receptora;
- Forma da onda de vibração.

Nos solos mais rígidos a velocidade de propagação da energia vibratória é maior, reduzindo a transmissão para as fundações e estrutura da edificação. Da mesma forma, em solos menos rígidos, onde a velocidade de propagação da energia vibratória é menor, há uma maior transmissão de vibração à edificação (BRITISH STANDARD. BS 7385-2, 1993). Em solos de maior resistência, a frequência das ondas de vibração é alta e seus efeitos nas estruturas são menos perceptíveis. Já em solos de menor resistência a frequência é baixa, mas a vibração transmitida à estrutura é maior.

Com relação à distância, a vibração decresce rapidamente. "A principal forma de atenuação da energia vibratória é dada pelo amortecimento do solo, sendo proporcional, na maioria das vezes, ao quadrado da distância entre a fonte e o receptor" (BRITO, 2013).

Em termos de ordem de grandeza na cravação de estacas, BRITO (2014) apresentou medições e gráfico em que para distância de 1,5 metro do ponto de cravação a PVP foi de 25,1 mm/s, em distâncias a partir de 4 metros a PVP tendeu estar abaixo de 15 mm/s e a partir de 6 metros de afastamento a PVP tendeu a reduzir para valores abaixo de 8 mm/s. Entretanto estes valores são intimamente ligados às variáveis, como peso e altura de queda do martelo e tipo do solo, e foram aqui citados apenas para exemplificação da redução da vibração com a distância.

A energia é outra variável diretamente ligada à PVP, quanto maior a energia aplicada, maior a vibração transmitida ao solo. A energia aplicada na cravação de estacas (peso e altura de queda do martelo) pode ser controlada pelo operador durante a cravação. Tendo conhecimento de que parte da vibração é causada pela ponta da estaca ao atravessar as camadas, que os solos de baixa resistência são os críticos na propagação de vibração e estes não demandam alta energia de cravação, pode-se proceder à cravação com menor energia por golpe até que se atinja camada resistente a fim de reduzir as vibrações.

Quanto à frequência, apresentam-se na Tabela 10.2 as típicas frequências naturais de vibração para diferentes tipos de solos propostas por Wiss (1967), Head & Jardine (1992) e Niederwanger (1999):

Típicas frequências naturais de vibração	
Tipo de Solo	Frequência natural típica (Hz)
Argila e silte muito moles	05 - 20
Turfa	10 - 13
Argila	10 - 25
Areia e cascalho	30 - 40
Rocha alterada	30 - 80
Rocha sã	> 50

Tabela 10.2

Contudo, nos solos são raros os casos de homogeneidade do material e resistência. Na grande maioria o solo é formado por camadas de espessuras variáveis, misturas de materiais (areias argilosas, siltes arenosos etc.) e diferentes resistências do SPT. A frequência de vibração de cada camada de solo será uma resultante do tipo de solo que a compõe.

10.2 – NORMAS DE REFERÊNCIA

Existe em normas internacionais, desde meados de 1990, vasta literatura no que tange a limites de vibração seguros e aceitáveis para estruturas, com base em medições de frequência e velocidade de partícula PVP. Entretanto, no Brasil, a vibração ainda não está regulamentada para as atividades da cadeia da construção, existindo apenas regulamentação no campo de mineração e detonação de rochas pela ABNT NBR 9653.

A norma de Projeto e Execução de Fundações NBR 6122 não exige a verificação dos efeitos da vibração causada pela cravação de estacas em situações normais de construções vizinhas em bom estado de conservação, porém, no caso de existência de construções vizinhas, tais como prédios preservados antigos ou laboratórios com equipamentos sensíveis às vibrações, é necessário proceder à medição da intensidade das vibrações para verificar a adequação da solução em estacas cravadas.

As normas internacionais mais difundidas no Brasil e que abordam sobre vibrações em estruturas, são:

- Alemã: DIN 4150-3 – *Structural Vibration. Part 3: Effects of vibration on structures*;
- Britânica: BS 7385 – *Evaluation and measurement for vibration in buildings*;
- Americana: USBM RI 8507 – *Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration From Surface Mine Blasting*.

Note-se que a norma americana também foi desenvolvida pelo departamento de minas dos Estados Unidos (USBM – *United States Bureau of Mines*) para atender a vibrações causadas por detonações e tem sido utilizada para avaliação de vibrações causadas também por outras fontes geradoras, como cravação de estacas.

A existência de uma norma brasileira no campo de mineração é uma referência e um grande passo para regulamentar as atividades geradoras de vibração no campo da construção, ainda mais se observado que os limites estabelecidos como seguros pela NBR 9653 são os mesmos adotados pela norma Britânica BS 7385-2, como se pode visualizar na Figura 10.1, em que apresentam-se graficamente os limites estabelecidos como seguros pelas citadas normas:

LIMITES DE VIBRAÇÃO PELA VELOCIDADE DE PARTÍCULA PEAK – PVP

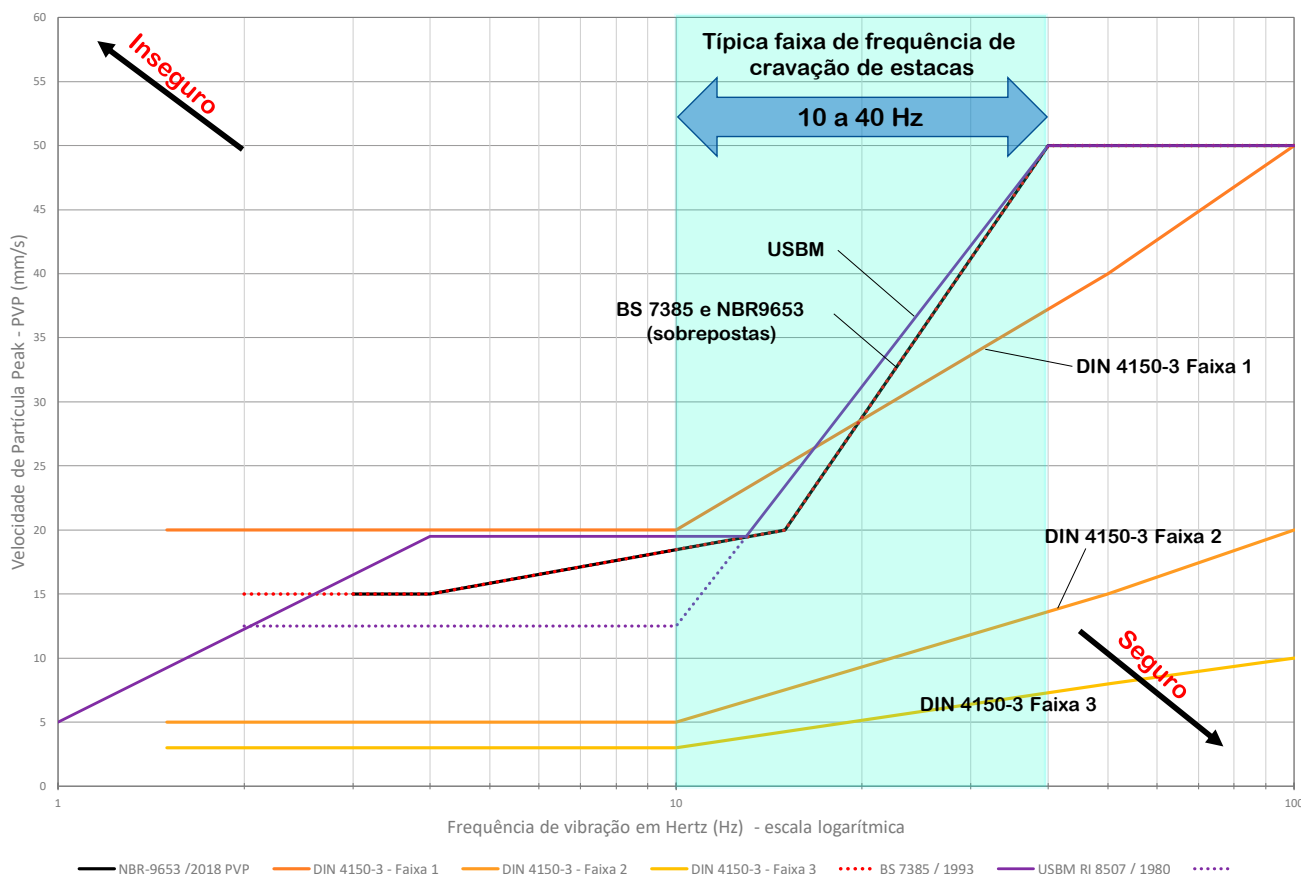


Figura 10.1 – Limites de vibração pela Velocidade de Partícula Peak – PVP.

Dentre as referências apresentadas e considerando a faixa típica de frequências de vibração impostas por cravação de estacas, parece haver um consenso de que, para estruturas em boas condições, são seguras vibrações que tenham velocidade de partícula de até 20 mm/s e que podem também ser seguras velocidades de partícula superiores à medida que a frequência também aumenta.

Cabe chamar atenção ao fato de que os valores de PVP das normas de referência são valores medidos no solo, o mais próximo possível das fundações da estrutura em análise. Para velocidades de partícula medidas diretamente em partes da estrutura, como pisos e paredes, os valores são outros e podem ser substancialmente maiores. Neste sentido, a Tabela 1 da BS 7385-1 apresenta a faixa típica de resposta estrutural para diversas fontes e parâmetros. A resposta estrutural para vibrações originadas em cravação de estacas por ela relacionada é a faixa de frequência 1 a 100 Hz e de velocidade de partícula 0,2 a 50 mm/s. Caso se deseje medir a vibração nos componentes da estrutura, a norma alemã estabelece valores de velocidade de partícula no plano horizontal (ou seja, apenas componentes X e Y da PVP) para o andar mais alto da estrutura e válidas para todas as frequências.

A norma alemã DIN 4150-3 possui 3 faixas de

limites seguros para vibrações no solo em função das características da estrutura vizinha, e seus valores são também apresentados na Tabela 10.3.

Os valores de referência para PVP da Faixa 3 da norma alemã devem ser utilizados para construções com valor histórico ou outro que justifique sua classificação como construção importante à comunidade. É preciso entender que se um determinado construtor não executa sua edificação de acordo com boas práticas de engenharia, com bom suporte de suas fundações, materiais adequados e sua construção se torna sensível a vibrações e sujeita a danos provocados por valores de PVP reduzidos, obras de edificações vizinhas não devem ser penalizadas pelo baixo desempenho desta construção. Este é um ponto polêmico e não contextualizado na norma deste modo, entretanto, a Faixa 3 da norma alemã é clara em ser válida para estruturas sensíveis a vibração e de grande valor intrínseco, sendo classificadas assim as estruturas que não podem ser classificadas dentro das Faixas 1 e 2, ou seja, preferencialmente as estruturas devem ser classificadas nas Faixas 1 e 2.

A norma NBR 9653 e a britânica BS 7385-2 estabelecem limites de PVP compatíveis com a Faixa 1 da norma alemã. Estes limites estão apresentados na Tabela 10.4 no formato de apresentação dado pela norma brasileira.

Valores de referência para a velocidade de vibração na avaliação dos efeitos da vibração de curto prazo (DIN 4150-3)					
Faixa	Tipo de estrutura	Valores de referência de velocidade v (mm/s)			
		Vibração na fundação a uma frequência de			Vibração plano horizontal no andar mais alto para todas as frequências
		1 a 10 Hz	10 a 50 Hz	50 a 100 Hz*	
1	Edifícios para fins comerciais, edifícios industriais e edifícios de projeto semelhante	20	20 a 40	40 a 50	40
2	Moradias e edifícios de projeto e/ou ocupação semelhante	5	5 a 15	15 a 20	15
3	Estruturas que, devido a sua sensibilidade particular a vibração, não podem ser classificadas nas faixas 1 e 2 e são de grande valor intrínseco (por exemplo, edifícios sob ordem de preservação)	3	3 a 8	8 a 10	8

* Para frequências acima de 100 Hz, os valores dados nesta coluna podem ser usados como valores mínimos.

Tabela 10.3

Limites de velocidade da vibração de partícula de pico por faixas de frequência	
Faixa de frequência ^a	Limite de velocidade de vibração de partícula de pico
4 Hz a 15 Hz	Iniciando em 15 mm/s, aumenta linearmente até 20 mm/s
15 Hz a 40 Hz	Acima de 20 mm/s, aumenta linearmente até 50 mm/s
Acima de 40 Hz	50 mm/s

^a Para valores de frequência abaixo de 4 Hz, deve ser utilizado como limite o critério de deslocamento de partícula de pico de no máximo 0,6 mm (de zero a pico).

NOTA: 1 Hz corresponde a uma oscilação por segundo.

Tabela 10.4

O histórico de registros de medições de PVP das normas de referência e publicações diversas demonstrou que se esses valores forem respeitados, não ocorrerão danos que reduzam a capacidade de utilização do edifício. Se, no entanto, ocorrerem danos, deve-se assumir que outras causas podem ser responsáveis. Exceder os valores de referência constantes na Figura 10.1 não leva necessariamente a danos, apenas significa que foi ultrapassada a "linha de segurança" e que a vibração introduzida no solo tem o risco de causar danos a estruturas vizinhas; se eles forem excedidos significativamente, no entanto, novas investigações são necessárias.

Isto pode ser melhor entendido pelo fato de que os limites estabelecidos nas referências são moderadamente conservadores e foram obtidos pela interpretação de uma série de medições.

Na Figura 10.2, reproduzida da norma americana USBM RI 8507, fica evidenciada a nuvem de pontos de medições realizadas na investigação para elaboração da referida norma. Juntamente com a nuvem de pontos, encontram-se outras 3 linhas, chamadas:

- *Major damage*, ou danos grandes;
- *Minor damage*, ou danos menores;
- *Threshold damage*, ou limite para danos.

Note-se que a linha traçada para separar a área considerada segura da área onde há riscos de danos encontra-se abaixo da linha *Threshold damage*.

Obs: Na Figura 10.2 a velocidade de partícula é apresentada em polegadas por segundo (in/sec).

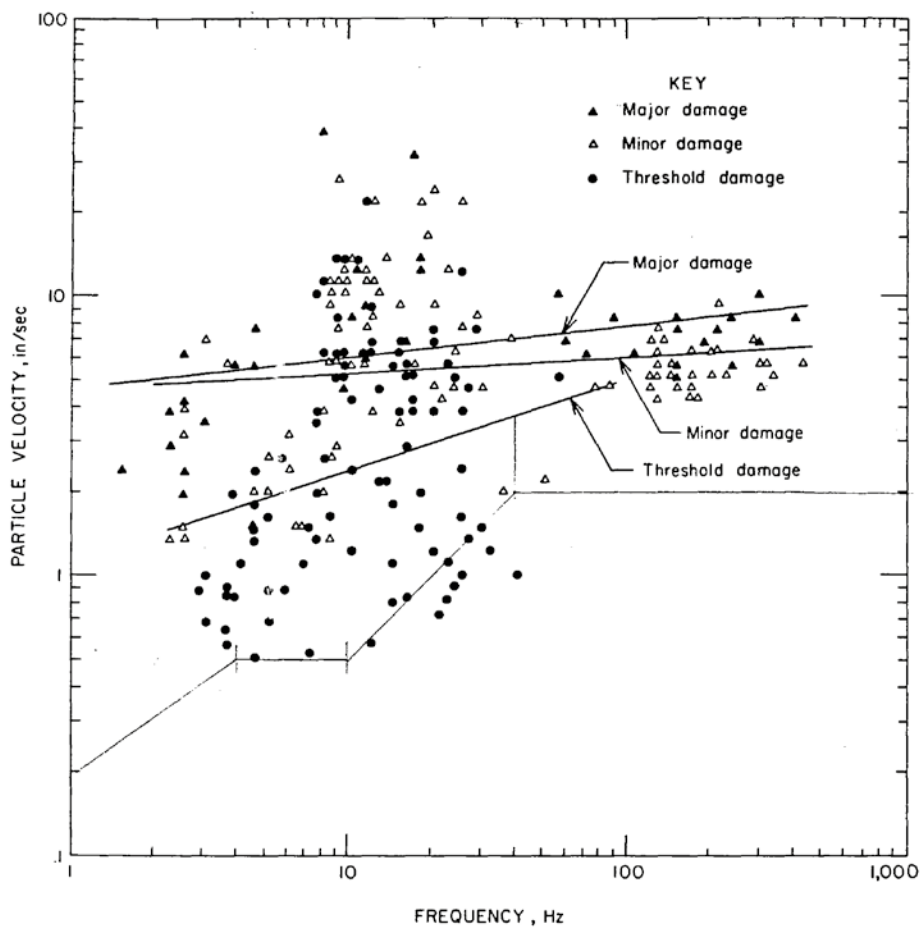


Figura 10.2 – Figura 54 da norma USBM RI 8507 contendo medições e análise para elaboração da citada norma.

10.3 – DIFERENCIAÇÃO ENTRE INCOMODIDADE E RISCO DE DANOS A ESTRUTURAS

O tema das vibrações em áreas urbanas é complexo e deve ser também abordado de outro ponto de vista, relacionado à incomodidade das pessoas frente à exposição à vibração. A sensibilidade humana à vibração e os valores de vibração que nos causam algum nível de desconforto são muito inferiores aos valores de vibração que incorrem em riscos de danos a estruturas. E isso conduz a um problema, porque determinados níveis de vibração são plenamente aceitáveis do ponto de vista de risco de danos, ao mesmo tempo que podem ser muito desagradáveis para pessoas que estejam utilizando a estrutura que sofre a vibração. O problema é particularmente agravado quando as estruturas que sofrem a vibração são bibliotecas, hospitais, escolas ou laboratórios contendo equipamentos de precisão, por exemplo.

Ao abordar a vibração pela incomodidade, o fator humano foi diretamente conectado à análise. Como exemplos de fatores humanos ligados à incomodidade, podemos citar:

- Horário do dia;
- Atividade que a pessoa está desenvolvendo (dormindo, trabalhando, limpando a casa);
- O ruído que acompanha a vibração;
- Condição física, mental e atitude pessoal;
- Duração da vibração (tempo de exposição);
- Frequência e magnitude;
- Se a vibração é transitória ou contínua (vibrações de cravação de estacas são transitórias);
- Se as pessoas foram previamente avisadas ou não sobre o serviço fonte da vibração;
- Se as pessoas sentem algum tipo de risco associado à permanência na estrutura com vibração.

Do mesmo modo que foram apresentados os valores de referência para danos estruturais, existem valores propostos para avaliação da vibração quanto à incomodidade. Dentre eles a norma ISO 2631-2 – *Mechanical vibration and Shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – part 2* e uma publicação no Estado de São Paulo da CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Ambas apresentadas a seguir:

Limites para PVP propostos pela norma ISO 2631-2 para incomodidade		
Tipos de edificação	Diurno PVP (mm/s)	Noturno PVP (mm/s)
Hospitais	0,10	0,10
Residências	0,40	0,14
Escritórios	0,40	0,40
Oficinas	0,80	0,80

Tabela 10.5

Limites de PVP da Decisão da Diretoria N° 215/2007/E da CETESB.		
Limites de velocidade de vibração de partícula – pico (mm/s)		
Tipos de áreas	Diurno	Noturno
	(07:00 às 20:00)	(20:00 às 07:00)
Áreas de hospitais, casas de saúde, creches e escolas	0,3	0,3
Área predominantemente residencial	0,3	0,3
Área mista, com vocação comercial e administrativa	0,4	0,3
Área predominantemente industrial	0,5	0,5

Tabela 10.6

Fica evidente que estes valores são muito menores do que os que causam danos a estruturas. Até mesmo do ponto de vista da sensibilidade humana são valores conservadores se comparados aos valores propostos por Wiss (1981) e Selby (1991), apresentados na Tabela 10.7. Os níveis limites da ISO 2631-2 e da CETESB estão próximos à faixa de vibrações quase imperceptíveis proposta por estes autores.

Graus de percepção humana às vibrações propostas por Wiss (1981) e Selby (1991).	
Nível aproximado de vibração (mm/s)	Grau de percepção humana
0,10	Não sente
0,15	Limite da percepção
0,35	Quase imperceptível
1,00	Perceptível
2,20	Facilmente perceptível
6,00	Fortemente perceptível

Tabela 10.7

A USBM RI 8507 também possui uma seção inteira dedicada a estudos da resposta humana para exposição a vibrações, que recomenda-se a leitura.

10.4 – CASO PRÁTICO DE MEDIDA DE VIBRAÇÕES

Na implantação do Centro de Inovação em Construção Sustentável – CICS da Universidade de São Paulo – USP, onde foi realizado um campo de testes das Estacas Tubulares Tuper, também foram monitoradas as vibrações geradas pela cravação de estacas metálicas de diâmetros 244x9,50 mm e 339x9,50 mm em dois dias diferentes, nos meses de julho e agosto de 2019. O monitoramento de vibrações foi especialmente motivado pela existência de um prédio vizinho à obra com histórico de problemas preexistentes como fissuras, quedas de rebocos e acabamentos e idade avançada. O objetivo não foi realizar uma pesquisa sobre vibrações, mas sim apresentar um caso prático de monitoramento de edificação vizinha.

Na Figura 10.3 encontram-se ilustrados os pontos de monitoramento sismográfico e as 2 estacas cravadas durante o monitoramento do dia 02 de agosto de 2019.

Pontos de monitoramento sismográfico:

- MS-1 à distância de 28 metros da fonte e implantado no solo ao lado da fundação do edifício monitorado;

- MS-2 à distância de 33 metros (horizontal) e foi implantado sobre a laje de cobertura do edifício monitorado e fixado com gesso;
- e o MS-3 à distância de 48 metros do ponto de cravação (fonte) e implantado no solo, próximo à fundação do edifício. As distâncias referem-se ao ponto médio entre as estacas T4 e T3 cravadas no dia de monitoramento.

A cravação foi realizada com martelo hidráulico de 5 toneladas e variáveis alturas de queda, iniciando em 30 cm no início das cravações e evoluindo até 70 cm de queda ao final das cravações.

Na Figura 10.4, é apresentado o monitoramento ao longo do tempo para o ponto MS-1 no caso da cravação da estaca T4 (244x9,50 mm) no período da manhã e da estaca T3 (339x9,50 mm) no período da tarde, sendo este o caso de maior vibração registrada no monitoramento de vibrações do CICS. Antes do início das cravações, às 8h57min houve uma Prova de Carga Dinâmica – PDA na estaca R14 (cravada no dia anterior), onde foram utilizadas alturas de queda de 20 a 95 cm, e houve o maior registro de PVP no vetor longitudinal do dia.

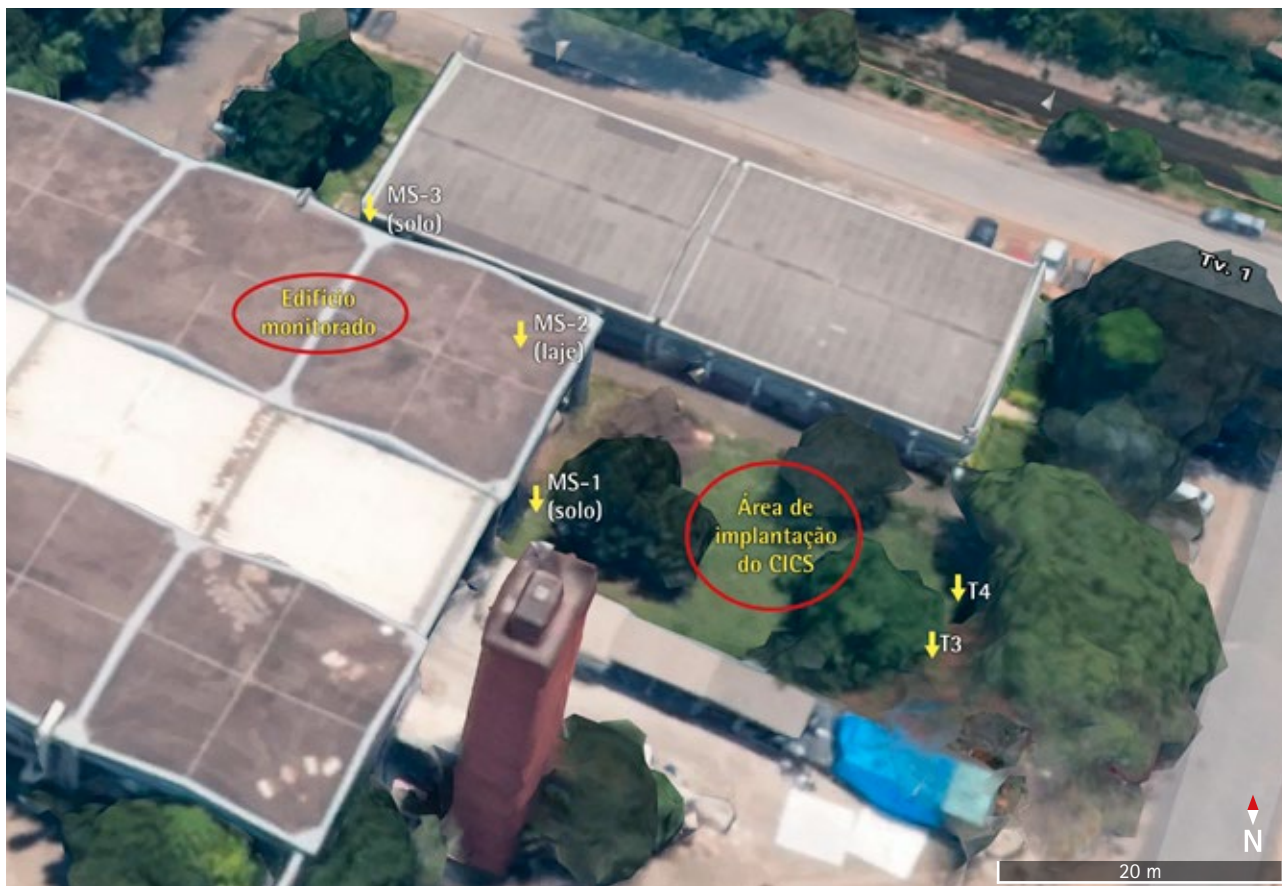


Figura 10.3 – Vista de satélite do campo de testes do CICS/USP.

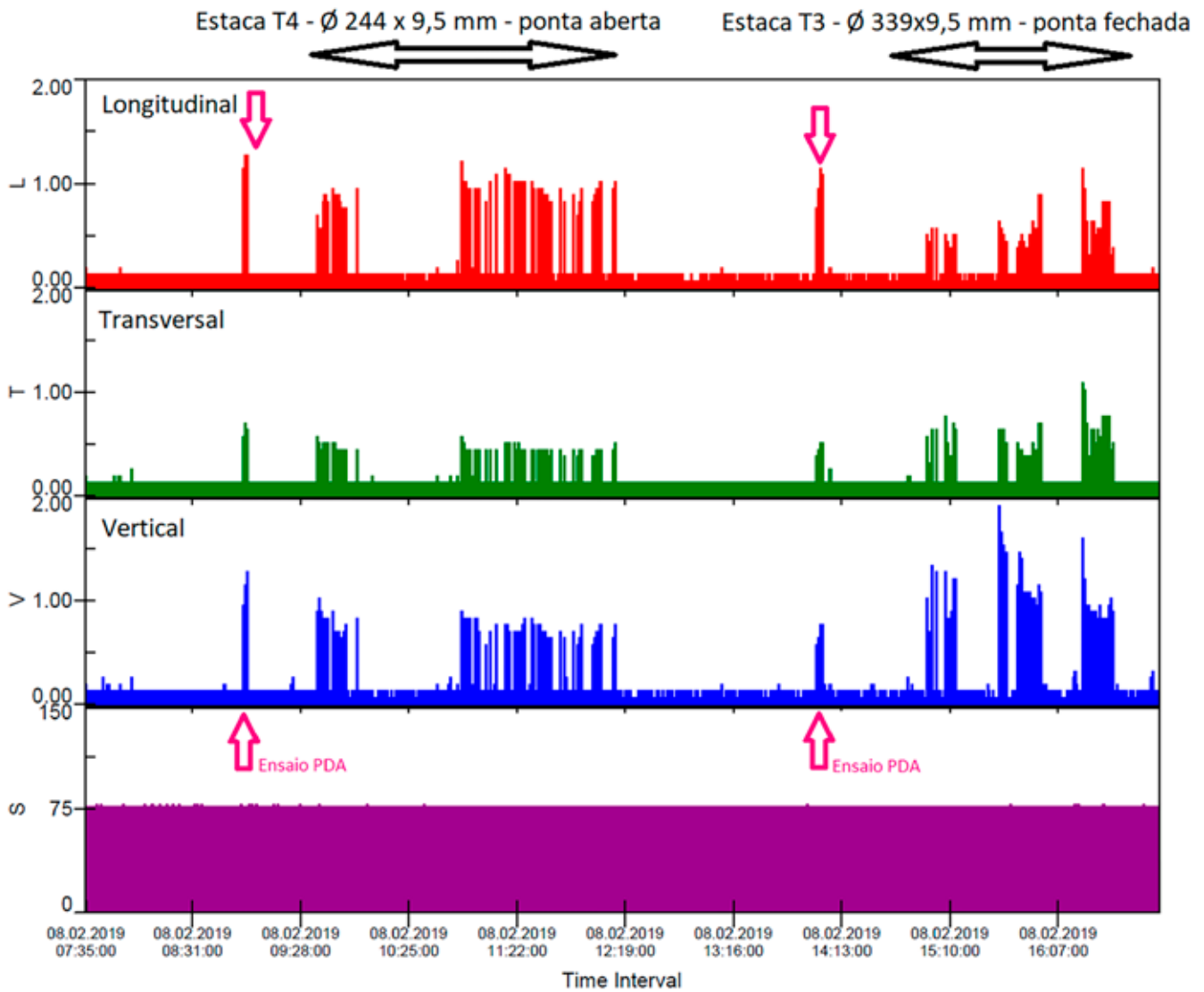


Figura 10.4 – Monitoração da vibração ao longo do dia.

Para o monitoramento de vibrações da Figura 10.4, o resultado de frequência e velocidade de partícula de pico em cada eixo é demonstrado abaixo. Porém estas PVP não são os valores simultâneos, são os maiores valores em cada eixo.

Continuous monitor recording summary data			
	L	T	V
PPV (mm/s)	1.27	1.08	1.91
FREQ (Hz)	12.5	16.7	13.2

Tabela 10.8

As maiores velocidades de partícula de pico resultantes, medidas simultaneamente, são:

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2 + V_{z,máx}^2}$$

$$PPV = \sqrt{0,6^2 + 0,65^2 + 1,91^2}$$

$$PPV = 2,10 \text{ mm/s}$$

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2 + V_{z,máx}^2}$$

$$PPV = \sqrt{1,27^2 + 0,7^2 + 1,40^2}$$

$$PPV = 2,01 \text{ mm/s}$$

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2 + V_{z,máx}^2}$$

$$PPV = \sqrt{1,15^2 + 1,08^2 + 1,50^2}$$

$$PPV = 2,18 \text{ mm/s}$$

A velocidade de partícula PVP = 2,01 mm/s é a resultante máxima do momento em que foi realizado o ensaio PDA da estaca R-14 com alturas de queda de até 95 cm.

Às 14h02min deste monitoramento, existe um trecho isolado de vibrações em que não foi registrada nenhuma máxima, mas ficou bem caracterizada a vibração provocada pelo 2º ensaio dinâmico PDA realizado na estaca T4, que teve sua cravação finalizada às 12h10min, utilizando-se energia máxima de 41 kN.m. No trecho do monitoramento entre 12h20min e 14h40min, sem trabalho do bate-estacas, foram feitas pausas para almoço e preparo do equipamento para monitoração da estaca T3, cuja cravação teve início às 14h40min.

Após calculadas as maiores resultantes da velocidade de partícula com medidas simultâneas nos três eixos, é necessário obter a frequência da vibração para permitir a localização do ponto no gráfico de referências e analisá-lo frente aos limites das normas. A frequência da vibração tem variações entre os eixos, como demonstra o resultado do monitoramento, e a frequência considerada pelos autores deste foi a média das frequências nas leituras de velocidade de pico, resultando em frequência = 14,1 Hz. A interpretação é simples: se a velocidade de partícula é baseada nas 3 componentes mutuamente perpendiculares, a frequência também deve ser.

Assim, o ponto de maior vibração registrado no monitoramento das cravações no CICS, com PVP = 2,18 mm/s e frequência 14,1 Hz, está abaixo de todos os limites estabelecidos nas normas de referência relativos a danos em estruturas, até mesmo ao limite reduzido da faixa 3 da norma alemã destinado à análise de edifícios históricos. Mas esta magnitude de vibração supera os limites de incomodidade propostos pela ISO 2631-2. Esta medição ocorreu no ponto monitorado MS-1 a uma distância de 28 metros da fonte, às 16h20min do dia 2 de agosto de 2019, quando era cravada a estaca T3, na profundidade aproximada de 12 metros utilizando-se altura de queda de 50 cm do martelo hidráulico de 5 toneladas. Note-se que ao fim da cravação das estacas ou durante provas de carga dinâmica realizadas no período monitorado, nas quais foi utilizada altura do golpe do martelo de até 100 cm, não resultaram na maior vibração. A maior vibração foi registrada na cravação, quando a estaca atravessava camadas menos resistentes e provocava grandes deslocamentos do solo ao longo da estaca.

Quanto ao ponto MS-2, instalado sobre a laje de cobertura da construção monitorada, os maiores

valores de velocidade de partícula registrados em cada eixo foram:

Continuous monitor recording summary data			
	L	T	V
PPV (mm/s)	0.25	0.19	0.51
FREQ (Hz)	12.8	13.9	14.7

Tabela 10.9

E a PVP resultante em termos das componentes plano-horizontais, para análise de acordo com os limites da DIN 4150-3 em vibrações registradas no andar mais alto da estrutura é

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2}$$

$$PPV = \sqrt{0,25^2 + 0,19^2}$$

$$PPV = 0,31 \text{ mm/s}$$

(e frequência média de 13,4 Hz)

Fica claro que a vibração na estrutura da laje de cobertura do edifício monitorado foi muito inferior a todos os limites de danos em estruturas, mas não inferior ao limite de incomodidade de 0,4 mm/s porque para incomodidade é preciso considerar o vetor vertical, cuja resultante neste caso é 0,59 mm/s.

No terceiro ponto monitorado, MS-3, as maiores velocidades de partícula ocorreram nos 3 eixos em um mesmo momento da cravação e o relatório sismográfico fornece a medição simultânea.

Velocidades de partícula de pico registradas no ponto MS-3			
	Long (mm/s)	Tran (mm/s)	Vert (mm/s)
PPV	0.51	0.32	0.57
ZC Freq	13.9	25.0	23.8
Date	Jul 30, '19	Jul 30, '19	Jul 30, '19
Time	15:06:00	15:06:00	15:06:00

Tabela 10.9

$$PPV = \sqrt{V_{x,máx}^2 + V_{y,máx}^2 + V_{z,máx}^2}$$

$$PPV = \sqrt{0,51^2 + 0,32^2 + 0,57^2}$$

$$PPV = 0,83 \text{ mm/s}$$

(e frequência de 20,9 Hz)

A nuvem de pontos de monitoramento no local MS-3 ao longo do tempo é demonstrada na Figura 10.5 em cada eixo, usando como referência os limites da USBM 8507:

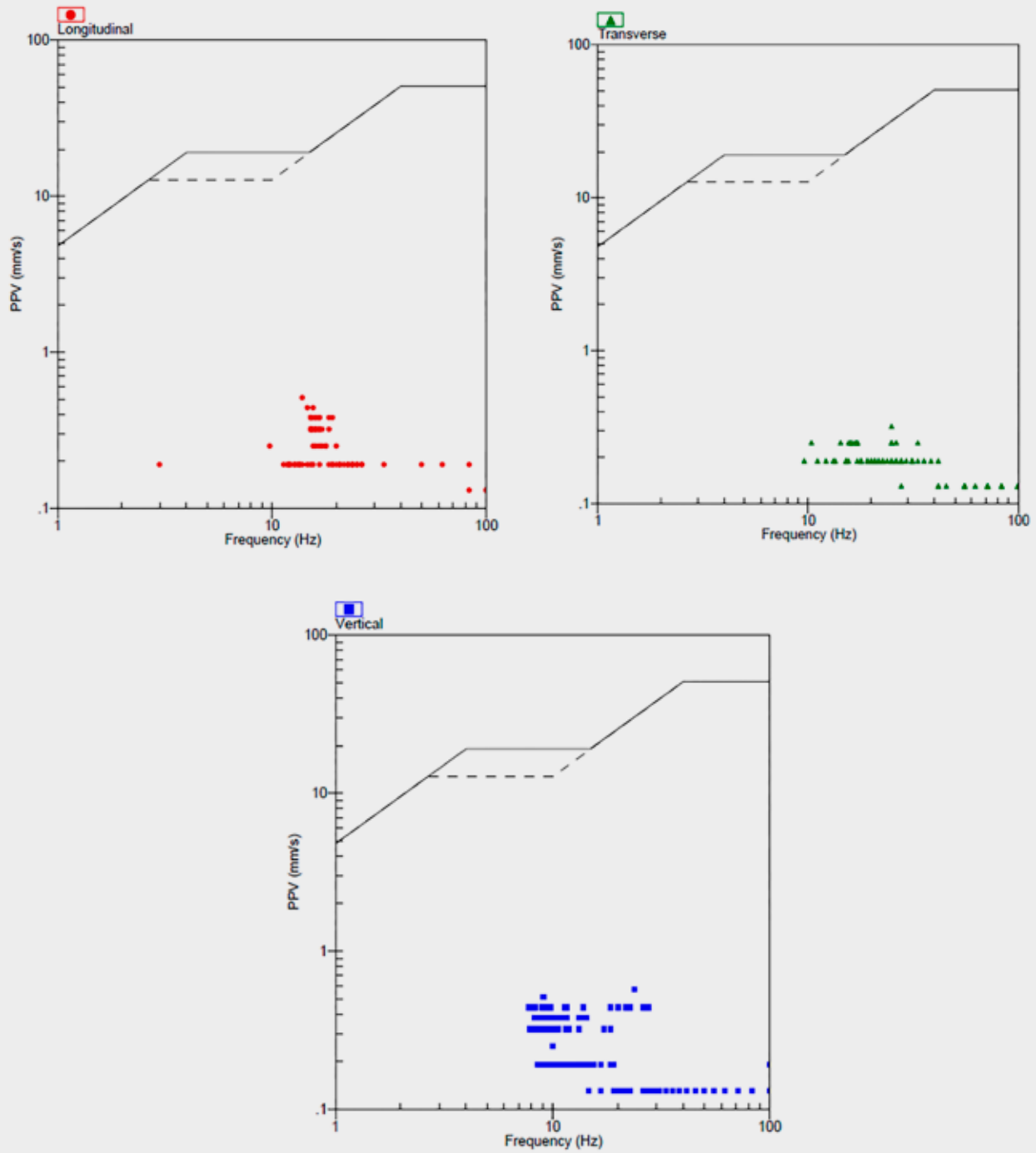


Figura 10.5

A Figura 10.5 mostra que para os três modos de vibração os valores obtidos encontram-se significativamente abaixo do limite de velocidades que provocam danos estruturais.

Apesar de distante da fonte, este ponto MS-3 é importante devido à análise de outro aspecto vivenciado no estaqueamento do CICS, que diz respeito à incomodidade. A PVP medida no ponto MS-1 foi 2,18 mm/s a uma distância de 28 metros, e no ponto MS-3 a maior PVP foi de 0,83 mm/s a uma distância de 48 metros. Em contrapartida, incomodidade foi relatada por dois grupos de pós-graduação que encontravam-se a uma distância de aproximadamente 70 metros da fonte e o fizeram logo no início dos serviços, em um momento que eram aplicados golpes de alturas menores do martelo. Pela vibração não ter sido medida na distância de 70 metros não é possível afirmar quais valores de PVP causaram a incomodidade, mas pode-se afirmar que eram inferiores a 0,83 mm/s devido à menor energia daquele instante de cravação e à maior distância em relação ao pico do MS-3.

Por cruzamento dos dados registrados nos diagramas de cravação (onde constam data, hora, profundidade, altura de queda do martelo, ponta aberta ou fechada das estacas tubo, entre outros) com os dados do monitoramento das vibrações ao longo do tempo, pode-se afirmar que houve uma diferença muito pequena de vibração entre cravações de estaca diâmetro 244 e 339 mm, assim como também pequena a diferença entre estacas com as pontas abertas ou fechadas. Com relação ao diâmetro, no caso do monitoramento do CICS, as estacas têm uma diferença de apenas 9 cm e isto pode explicar a pequena variabilidade de vibração entre elas. Já para grandes diferenças no diâmetro das estacas, seriam necessárias novas medições.

No monitoramento do CICS, observou-se também que as frequências medidas foram na faixa 10 a 25 Hz, o que está de acordo com as frequências naturais apresentadas na Tabela 10.2 e com a típica faixa de frequência de cravação de estacas que ilustra a Figura 10.1.

10.5 – CONCLUSÕES DAS VIBRAÇÕES EM ESTAQUEAMENTOS

O monitoramento da cravação das estacas metálicas na obra CICS/USP provou que os níveis de vibração na estrutura vizinha foram muito menores do que os limites das normas e não causaram nenhum dano na estrutura do prédio antigo vizinho conforme o acompanhamento da evolução das fissuras preexistentes.

As vibrações são de difícil previsibilidade e dependem de uma série de variáveis técnicas, estando entre as principais a distância, o tipo e resistência do solo e a energia aplicada no golpe. Quando o assunto é abordado pela incomodidade, variáveis humanas são conectadas à análise.

Dado que os limites de vibrações, medidos através da Velocidade de Partícula *Peak* – PVP, não estão normatizados para as atividades da construção no Brasil, são boas práticas por parte dos construtores e cravadores que não ultrapassem os limites de vibração propostos pelas normas internacionais, que reduzam a velocidade de cravação aplicando golpes de menor altura do martelo ao atravessar solos de baixa resistência, que procedam previamente relatórios de vistoria das edificações vizinhas, avisem sobre os dias e horários dos serviços e, sempre que possível, executem o monitoramento de vibrações na cravação das primeiras estacas. O monitoramento no início dos serviços permitirá a ação rápida na detecção de problemas e correções mais adequadas.

A comunidade por sua vez deve compreender que alguns serviços, principalmente os ligados à construção, são necessários para a melhoria de todo o espaço que habita e que estes serviços são passageiros. Mudanças de técnicas de fundações podem ser analisadas, mas na maioria das vezes elas causam impactos importantes nos custos e dilatam o tempo para a finalização de toda a obra. Em geral não fazem sentido alterações de projetos com a finalidade de contentar temporariamente um número limitado de pessoas, visto que a etapa de fundação demora apenas um breve intervalo de tempo.

Por fim, existem vários autores não pesquisados que propõem métodos empíricos e teóricos para avaliação prévia das vibrações, com possível variabilidade entre os resultados e consequente dificuldade de interpretação. Até os dias atuais, nenhum método de avaliação prévia substitui o monitoramento de vibrações com segurança de resultados.

Do ponto de vista técnico, conclui-se que a segurança do usuário do sistema de estacas cravadas é relacionada ao problema de danos estruturais. Não é relacionada ao problema de incomodidade, que é um problema de sensibilidade humana e não de engenharia. Acima do linear de percepção da vibração o julgamento é dependente de cada indivíduo, impossibilitando o estabelecimento de um padrão.

As estacas metálicas utilizadas na obra do CICS/USP constituem um caso típico onde constatou-se incomodidade seguida de aceitação e níveis de vibração muito abaixo dos mínimos das normas de referência.



ANEXO A

A forma da curva de densidade de probabilidade de solicitação e de resistência de uma obra de fundações, definida pelos respectivos valores médios e desvios padrões, pode ser sintetizada nos coeficientes de variação (v_s) e (v_R) dados pelas equações

$$v_s = \sigma_s / \mu_s \text{ e } v_R = \sigma_R / \mu_R.$$

Uma vez fixados estes coeficientes, ou seja, uma vez estabelecida a forma destas curvas, existe uma relação única entre o coeficiente de segurança global expresso pela equação

$$F_s = \mu_R / \mu_s$$

e a probabilidade de ruína da equação

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_s(x) dx$$

No caso particular de distribuição normal, a probabilidade de ruína relaciona-se diretamente com o índice de confiabilidade e, esta relação pode ser encontrada, por exemplo, na planilha EXCEL (disponibilizada no item 8.5 através de QR Code). Apresenta-se a seguir a dedução da relação entre o coeficiente de segurança global e o índice de confiabilidade.

Das expressões

$$Z_m = (\mu_R - \mu_s) / \sigma_z \text{ e } Z_m = \beta \cdot \sigma_z$$

resulta:

$$(\mu_R - \mu_s) = \beta \cdot \sigma_z$$

Dividindo-se a equação acima por μ_R resulta:

$$(\mu_R - \mu_s) / \mu_R = \beta \cdot \sigma_z / \mu_R$$

Considerando-se a relação pode-se reescrever:

$$\begin{aligned} 1 - 1 / F_s &= \beta \cdot \sigma_z / \mu_R \\ 1 / F_s &= 1 - \beta \cdot \sigma_z / \mu_R \\ F_s &= 1 / (1 - \beta \cdot \sigma_z / \mu_R) \end{aligned}$$

Adotando-se a variável auxiliar:

$$a = \sigma_z / \mu_R$$

$$a = (\sigma_s^2 + \sigma_R^2)^{0,5} / \mu_R$$

$$a^2 = (\sigma_s^2 + \sigma_R^2) / \mu_R^2$$

$$\sigma_s^2 = v_s^2 \cdot \mu_s^2$$

$$\sigma_R^2 = v_R^2 \cdot \mu_R^2$$

$$a^2 = [v_s^2 \cdot \mu_s^2 + v_R^2 \cdot \mu_R^2] / \mu_R^2$$

$$a^2 = v_s^2 \cdot \mu_s^2 / \mu_R^2 + v_R^2$$

$$a^2 = v_s^2 / F_s^2 + v_R^2$$

$$a = (v_s^2 / F_s^2 + v_R^2)^{0,5}$$

$$F_s = 1 / (1 - \beta \cdot a)$$

$$F_s = 1 / [1 - \beta \cdot (v_s^2 / F_s^2 + v_R^2)^{0,5}]$$

$$F_s - \beta \cdot F_s \cdot (v_s^2 / F_s^2 + v_R^2)^{0,5} - 1 = 0$$

$$- \beta \cdot F_s \cdot (v_s^2 / F_s^2 + v_R^2)^{0,5} = (1 - F_s)$$

$$(v_s^2 / F_s^2 + v_R^2)^{0,5} = (F_s - 1 / \beta \cdot F_s)$$

$$(v_s^2 / F_s^2 + v_R^2) = (F_s - 1 / \beta \cdot F_s)^2 = (F_s^2 - 2 \cdot F_s + 1) / (\beta^2 \cdot F_s^2)$$

$$\beta^2 \cdot F_s^2 \cdot (v_s^2 / F_s^2 + v_R^2) = F_s^2 - 2 \cdot F_s + 1$$

$$\beta^2 \cdot v_s^2 + \beta^2 \cdot F_s^2 \cdot v_R^2 = F_s^2 - 2 \cdot F_s + 1$$

$$\beta^2 \cdot v_s^2 + \beta^2 \cdot F_s^2 \cdot v_R^2 - F_s^2 + 2 \cdot F_s - 1 = 0$$

$$F_s^2 \cdot (\beta^2 \cdot v_R^2 - 1) + 2 \cdot F_s + \beta^2 \cdot v_s^2 - 1 = 0$$

Finalmente, a relação entre o coeficiente de segurança global e o índice de confiabilidade pode ser estimada por:

$$F_s = [1 + \beta \cdot (v_s^2 + v_R^2 - \beta^2 \cdot v_s^2 \cdot v_R^2)^{0,5}] / (1 - \beta^2 \cdot v_R^2)$$

CASOS PARTICULARES:

Solicitação constante:

$$v_s = 0, \rightarrow F_s = 1 / (1 - \beta \cdot v_R)$$

Resistência constante:

$$v_R = 0, \rightarrow F_s = 1 + \beta \cdot v_s$$

O valor do índice de confiabilidade encontra-se em Cardoso e Fernandes (2001):

$$\beta = (1 - \mu_s / \mu_R) / [v_R^2 + (\mu_s / \mu_R)^2 \cdot v_s^2]^{0,5}$$

Portanto, a relação entre o índice de confiabilidade e o coeficiente de segurança deduzida a partir desta expressão e da equação

$$F_s = \mu_R / \mu_s:$$

$$\beta = (1 - 1/F_s) / [v_R^2 + (1/F_s)^2 \cdot v_s^2]^{0,5}$$

Da equação

$$FS_g = R_k / S_k = \mu_R \cdot (1 - \alpha \cdot v_R) / \mu_s \cdot (1 + \alpha \cdot v_s)$$

resulta a relação entre o coeficiente de segurança característico mínimo condicionado e o índice de confiabilidade:

$$FS_g = [1 + \beta \cdot (v_s^2 + v_R^2 - \beta^2 \cdot v_s^2 \cdot v_R^2)^{0,5}] / (1 - \beta^2 \cdot v_R^2) \cdot [(1 - \alpha_R \cdot v_R) / (1 + \alpha_s \cdot v_s)]$$

OBRAS DE REFERÊNCIA



Obra do terminal portuário da Eldorado, Porto de Santo/SP.



Obra do terminal portuário da Eldorado, Porto de Santo/SP.



Obra da ponte sobre o Rio Piaçaguera. Santos/SP.

OBRAS DE REFERÊNCIA



Obra do Centro de Inovação em Construção Sustentável, CICS USP, São Paulo/SP.



Obra de fundação para uma indústria de grande porte. São Paulo.



Obra do Centro de Inovação em Construção Sustentável, CICS USP, São Paulo/SP.



Obra do terminal logístico Fibria, Santos/SP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEF (2016) - Manual de execução de fundações – práticas recomendadas. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 416 p.
- ABNT NB 51 – Projeto e execução de fundações, 1960.
- ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 2014.
- ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, 2010/2019.
- ABNT NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, 2001.
- ABNT NBR 9653 – Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas, 2018.
- ABNT NBR 8681 – Ações e segurança em estruturas: Procedimento, 2003.
- ABNT NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, 2008.
- ABNT NBR 12069 – Solo – Ensaio de penetração de cone in situ – Método de ensaio, 1991.
- ABNT NBR 12131 – Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio, 2006.
- ABNT NBR 13208 – Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico, 2007.
- ABNT NBR 15307 - Ensaio não destrutivo – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento, 2006.
- ALVES, FELIPE S. ; LOPES, FRANCISCO R. ; DANZIGER, FERNANDO A. B. ; SANTANA, CHRISTIAN M. *Study of plugging of steel H piles, jacked in sand, in a calibration chamber. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, v. 20, p. 1-14, 2020.
- ANG, A. H. S. & CORNELL, C.A. *Reliability Bases of Structural Safety and Design. Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 100, ST9, September 1974, 1755-1768, 1974.
- ANG, A. H. S. & TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: decision, risk and reliability. New York: John Wiley. vol. 2, 562 p, 1984.*
- AOKI, Nelson. Controle *in-situ* da capacidade de carga. In: Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas, São Paulo. Anais do, 1983. v. 1. p. 13- 23, 1983.
- AOKI, Nelson. Considerações sobre Previsão e Desempenho de alguns tipos de Fundações Profundas sob ação de cargas Verticais. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas UFRGS, 1985, Porto Alegre. Anais do, v. I. p. 211-251, 1985.
- AOKI, Nelson. *A New Dynamic Load Test Concept. In: Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1989, Rio de Janeiro. *Drivability of piles*, v. 1. p. 01-04, 1989.
- AOKI, Nelson. *Prediction of the Behavior of Vertical Driven Pile Under Static and Dynamic Conditions. In: Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Session 14*, 1989, Rio de Janeiro. *Drivability of piles. Tokio: Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 2. p. 55-61, 1989
- AOKI, Nelson. *Invited Contribution on Driveability of Piles. In: Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings of. Rotterdam: Balkema*, v. 5. p. 2963-2966, 1989.
- AOKI, Nelson. *Discussion on driveability of piles. In: Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Discussion Session 15*, 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings of*, v. 5. p. 2977-2978, 1989.
- AOKI, Nelson; ALONSO, U. R. Avaliação da Segurança em Obras de Estacas Cravadas. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo. ABMS, v. 2. p. 321-324, 1990.
- AOKI, Nelson. Carga Admissível de Estaca através de Ensaio Dinâmico. In: SEFE II - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1991, São Paulo. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, v. 2. p. 269-292, 1991.

- AOKI, Nelson; MELLO, V. F. B. *Dynamic Loading Test Curves. In: Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Rotterdam/Holanda. *Application of Stress Wave Theory to Piles*. Balkema, v. 1. p. 525-530, 1992.
- AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Brasil, ABEF/ABMS, v.1, p. 173-184, 1996.
- AOKI, N. Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 110 p, 1997.
- AOKI, Nelson; CINTRA, J. C. A. *New Interpretations of the Dynamic Loading Curves for Driven Piles Based on the Energy Approach. In: International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Almeida (ed.) à 1997 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 885 1, 1997.
- AOKI, Nelson; MASSAD, F.; MENDIGUREN, E. *Shallow and Deep Foundations under Working Loading Conditions. Proceedings of XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Foz do Iguaçu: ABMS/SÁMS/SPG, 1999. v. 4. p. 489-498, 1999.
- AOKI, Nelson. *Keynote lecture: Improving the reliability of pile bearing capacity by the dynamic increasing energy test (DIET). In: Sixth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, São Paulo/SP. *Application of Stress-Wave Theory to Piles - Quality Assurance on Land and Offshore Piling*. Rotterdam, Balkema, v. 1. p. 635-650, 2000.
- AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. Carga Admissível e Carga Característica em Fundações por Estacas. Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo - SP, Brasil, 23 (2), agosto, p. 137-142, 2000.
- AOKI, Nelson. Reflexões sobre a prática de fundações no Brasil. In: Anais II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul - Geosul'2000, Porto Alegre, Editora Pallotti -Porto Alegre/RS/2000, 2000. v. 1. p. 19-32, 2000.
- AOKI, N. Novo conceito de carga admissível de fundação profunda baseado em probabilidade de ruína. III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul -GEOSUL'2002, Joinville, SC. Porto Alegre / RS: Editora Pallotti, v. 1, p.131-139, 2002.
- AOKI, Nelson. Provas de carga dinâmica - PDA: conceitos básicos e casos de obras. In: Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de PDA e PIT, São Paulo. Proceedings do Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de PDA e PIT. São Paulo: Edile Serviços Gráficos e Editora Ltda, 2002. v. 1. p. 6-21, 2002.
- AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos Angelo ; MENEGOTTO, M. L. Segurança e confiabilidade de fundações profundas (2002). *In: 8th Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa. *A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro/ Proceedings of*. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, v. 2. p. 797-806, 2002.
- AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. Revista Militar de Ciência e Tecnologia. Rio de Janeiro. Vol. XIX – No.3, p. 48-64, 2002.
- AOKI, N.; Cintra; J.C.A. Aula sobre Segurança e Confiabilidade de Fundações. Disciplina de Pós-Graduação SGS 817 – Engenharia de Fundações do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC/USP, 12/10/2003 (revisão), 2003.
- AOKI, Nelson. Segurança e confiabilidade de fundações profundas. *In: Proceedings do Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, v. 1. p. 1-15, 2005.
- AOKI, Nelson. Tópicos relacionados à estimativa da probabilidade de ruína de fundações. In: XXXII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, 2006, Campinas. Anais das XXXII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, p. 3324-3333, 2006.
- AOKI, N. Dogma do fator de segurança. Anais SEFE VI, São Paulo, V.1, p. 9 – 42, 2008.
- AOKI, N. Desafios da Geotecnia em momentos de crise. 1º. Geocentro. ABMS- Núcleo Regional Centro-Oeste, Goiânia 18 e 19/06/20012, 2009.
- AOKI, Nelson. Aplicação de métodos probabilísticos em fundações. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Salvador, BA. Minicurso 28 de agosto de 2018. 27p, 2018.
- AOKI, Nelson. Estaca inteligente com carga admissível garantida. Palestra CICS TALKS – Inovação em Fundações com estaca metálica: Pesquisa e resultados. Centro de Inovação em Construção Sustentável (CICS). Poli / USP, São Paulo, 2020.

<https://www.poli.usp.br/evento/cics-talks-inovacao-em-fundacoes-com-estaca-metalica-pesquisa-e-resultados>

AS/NZS 4360. *Australian Standard. Risk management*. ISBN 07337 2647 X, 1999.

ASTM A252. *Standard Specification for Welded and Seamless Steel Pipe Piles*, 2019.

AVILA, I. A. ; AOKI, Nelson. *Evaluation of static behaviour of H steel piles driven in Tremembé Formation by dynamic increasing energy test*. In: *5th International Conference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk International 2001, Singapore. Proceedings of. SINGAPORE: CI-PREMIER CONFERENCE ORGANIZATION*, v. I. p. 463- 469, 2001.

BALECH, J., AOKI, N., CINTRA, J.C.A. *Application of the Dynamic Increasing Energy Test (DIET) in load transfer analysis of driven piles in soft clay Formation*. *Proceedings of Neuvième Conférence Internationale sur les fondations profondes, Nice. Presses de l'École Nationale des Ponts e Chaussées*, v.2, p. 605-608, 2002.

BALECH, J. ; AOKI, Nelson. Diagramas de transferência de carga de estacas isoladas submetidas ao ensaio dinâmico de energia crescente. In: *Simpósio Interação Estrutura - Solo em Edifício*, 2000, São Carlos. Anais do. v. 1, 2000.

BAUDUIN, Christophe. *Assessment of model factors and reliability index for ULS design of pile foundations. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed.) ©2003 Millpress, Rotterdam*, ISBN 90-77017-76-3, 2003.

BECK, André Teófilo. *Confiabilidade e Segurança das Estruturas*. Elsevier, 448 p, 2019.

BECK, Ulrich. *Sociedade de Risco: Rumo a uma outra modernidade*. 2. Ed. São Paulo, 2011.

BENJAMIN, J.R. & Cornell, C.A. *Statistics and Decision for Civil Engineering*. McGraw-Hill Book Company, 1970.

BRINCH-HANSEN, J. *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces, Bulletin No. 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark*, p. 5-95, 1961.

BRITISH STANDARD. BS 7385-1. *Evaluation and measurement for vibration in buildings – Part 1*, 1990.

BRITISH STANDARD. BS 7385-2. *Evaluation and measurement for vibration in buildings – Part 2*, 1993.

BRITO, L. A. P. F. Vibração, Fonte de Incômodo a População e Danos às Edificações no Meio Urbano. *Revista Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 13, n. 1, p. 129-141, 2013.

BRITO, L. A. P. F. Avaliação das principais fontes de vibração no meio urbano. *Revista Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 233-249, 2014.

BROMS, B. B. *Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, J. Soils Mech. Found. Div, ASCE*, Vol. 90, No. SM3, 1964.

BROMS, B. B. *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, J. Soils Mech. Found. Div, ASCE*, Vol. 90, No. SM2, 1964.

BROMS, B. B. *Design of Laterally Loaded Piles. J. Soils Mech. Found. Div, ASCE*, Vol. 90, No. SM3, 1965.

COX, W. R., REESE; L. C., and GRUBBS, B. R. *Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand, 6th Offshore Technical Conference, Houston*, 1974.

CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. *Characteristic Values of Ground Parameters and Probability of Failure in Design according to Eurocode 7*. *Geotechnique* 51, August 2001, No. 6, 519-531, 2001.

CAVASSANI, M.R.P.; Bicalho, K.V.; Castello, R.R.; Aoki, N. Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência estrutural. *Evaluation of the bearing capacity of driven high-capacity steel pipe piles*. *Geotecnia* n.º 130 – p. 131-141. 2014.

CETESB. Sistemática para avaliação de incômodo causado por vibrações geradas em atividades poluidoras. Limites de Velocidade de Vibração de Partícula – Pico. Decisão de Diretoria No. 215/2207/E, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Diário Oficial, 2008.

CINTRA, J. C. A.; Aoki, N.; Tsuha, C.H.; Giacheti, H. *Fundações - Ensaio Estáticos e Dinâmicos*. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos. Cap. 5 – Prova de carga dinâmica, p. 97-133, 2013.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. *Carga Admissível em Fundações Profundas*. Editora EESC-USP, São Carlos - SP, Brasil, 61 p, 1999.

- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. Decisão de diretoria Nº 215/2007/E, 2007.
- COSTA, I.D.B. Flambagem de estaca com contenção lateral. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 10 p., 2016.
- DAVISSON, M.T.; ROBINSON, K.E. *Bending and Buckling of Partially Embedded Piles. Flexion et flambage de pieux partiellement enfouis*, 6th. ICSMFE, Canada, 1965.
- DAVISSON, M.T. *Lateral Load Capacity of Piles, High. Res. Rec*, No. 333, 1970, p. 104-112, 1977.
- De MELLO, V.F.B. A evolução das estacas tubulares metálicas no Brasil. I Congresso ABCEM, Centro Empresarial de São Paulo, 23/24 de outubro de 1979, 8p, 1979.
- De MELLO, V.F.B., SOBRAL, A.C.S. *Pile foundations: traditional predictions and control reassessed by statistics. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (ed.) ©1997 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 885 1, 1997.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 4150-3 – *Structural vibration – Part 3: Effects of vibration on structures*, 1999.
- DIN 4150-3 – *Structural vibration – Part 3: Effects of vibration on structures*, 1999.
- Do VAL, E.C.; UEMURA, S.A. Aplicação de um sistema rigoroso de controle na execução das estacas cravadas na Arena Grêmio. 8º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL 2012. 10 p, 2012.
- ENGESOLOS Engenharia de Solos e Fundações Ltda. CICS, Sondagem S2B, 2019.
- EUROCODE EN 1990. Eurocode – *Basis of Structural Design. European Committee for Standardization (CEN)*, 2002.
- FELLENIUS, B.H. *Analysis of results from routine static loading tests with emphasis on the bidirectional test. Proceedings of 17th Congresso Brasileiro Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, COBRAMSEG, Goiania, Brazil, September 10 - 13, 22 p, 2014.*
- FELLENIUS, B.H. *Sixty Years of dynamic testing and analysis of piles—A retrospective. Keynote Lecture to the 10th International Conference on Stress-wave Theory and Testing. June 27-29, San Diego, 2018.*
- <https://www.fellenius.net/papers/387%20Sixty%20years%20of%20dynamic%20testing%20and%20analysis.pdf>
- FELLENIUS, B.H. *Basics of foundation design. Pile Buck International, Inc., Vero Beach, FL, Electronic Edition, www.Fellenius.net*, 484 p, 2019. <http://www.pilebuck.com/product/basics-foundation-design-book/>
- FERREIRA, Jaqueline Rodrigues. Análise numérica da cravação estática de estacas metálicas tubulares de ponta aberta. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 91 p. CDU 624.13, 2018.
- FOYE, K. C., G. G.; ABOU, J.; SALGADO, R. *Limit States Design (LSD) for Shallow and Deep Foundations. Publication FHWA/IN/JTRP-2004/21. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana. DOI: 10.5703/1288284313262, 2004.*
- FREUDENTHAL, A. M. *The Safety of Structures. Transactions, American Society of Civil Engineers, Paper No. 2296, Vol.112, 125-180, 1947.*
- FREUDENTHAL, A. M., GARRETS, J. M. and SHINOZUKA, M. *The Analysis of Structural Safety. Journal of the Structural Division, ASCE, 92(STI), 267-325, 1966.*
- GALVANI Junior, L.C. Desempenho de estacas metálicas tubulares de ponta aberta em um perfil de solo tropical. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EESCA), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 83 p, 2020.
- GERKEN, Fernanda de Souza. Perfis tubulares: aspectos arquitetônicos e estruturais. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil -Ouro Preto: UFOP, 385 p.: il. color. graf, tabs, 2003.
- GHILARDI, Marcelo Pirani. Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na Baixada Santista. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica Universidade de São Paulo. Engenharia de Solos. 75 p, 2005.

GOLOMBEK, S. Problemas especiais de projeto e construção de fundações em geral. Análise do estado atual. Relatório à 5ª. Sessão Técnica do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Anais do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Guanabara, 3 a 8 agosto de 1970. p. 115-167, 1970.

GWIZDATA, K.; BRZOZOWSKI, T.; WIECTAWSKI, P. *From Research to Design in European Practice, Bratislava, Slovak Republic, June 2 – 4, 2010: CALCULATION ASPECTS OF PILE FOUNDATION IN EUROCODE 7*, 2010.

HAN, F.; PREZZI, M.; SALGADO, R. *Static and Dynamic Pile Load Tests on Closed-Ended Driven Pipe Pile Conference Paper*. DOI: 0.1061/9780784481578.047 ASCE IFCEE 2018 GSP 294, 2018. <https://www.researchgate.net/publication/325614083mic>

HANSEN, J. B. *The Philosophy of Foundation Design: design criteria, safety factors and settlements limits. Proceedings of Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations. Duke University, North Carolina*, p. 9-13, 1965.

HASOFER, A. M. & Lind, N.C. *Exact and Invariant Second Moment Code Format. J. Engineering Mechanics, ASCE*, 100(1), p. 111-121, 1974.

HEAD, J. M.; JARDINE, F. M. *Ground-borne vibrations arising from piling. CIRIA Technical Note 142. Construction Industry Research and Information Association, London*. 84 p, 1992.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1 – *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1*, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-2 – *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2*, 2003.

IPT - Instituto Pesquisas Tecnológicas. Laboratório de Equipamentos Mecânicos e Estruturas Relatório de ensaio no. 1 117 354-203. Ensaio de tração, compressão e flexão em estacas metálica tubular, 2020.

LAWRENCE, L.S. *Discussion on Freudenthal, A. M. Safety and the Probability of Structural Failure. Proceedings – Separate No. 468, Transactions, American Society of Civil Engineers, Paper No. 2843*, p. 1377-1381, 1954.

LEE, J.; KIM, M.; LEE, S.H. *Reliability analysis and evaluation of LRFD resistance factors for CPT-based design of driven piles. Geomechanics and Engineering*, Vol. 1, No. 1, p. 17-34, 2009.

MASSARSCH, K. R.; FELLENIUS, B.H. *Ground Vibrations Induced by Impact Pile Driving. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington, VA. (2008)*. <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/6icchge/session12/3>.

MATLOCK, Hudson; REESE, L. C. *Generalized Solution for Laterally Loaded Piles, Transactions, ASCE*, Vol. 127, Part 1, p. 1220-1251, 1962.

MELCHERS, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction. John Wiley & Sons, Singapore*, 1999.

MORAIS, Thaise da Silva Oliveira; TSUHA, Cristina de Hollanda Cavalcanti. Estacas trocadoras de calor no Brasil: aspectos executivos e de desempenho térmico. IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO 2019). VIII Congresso Brasileiro de Geossintéticos (Geossintéticos 2019). São Carlos, São Paulo, Brasil, ©IGS Brasil /ABMS, 2019.

NASCIMENTO, Breno Breseghelo. Comparação de Provas de Carga Estáticas em Estacas Tubulares Metálicas de Ponta Aberta e Fechada Macaqueadas em um Solo Tropical de Goiânia- 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia 3ª Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia SEFE 9, São Paulo, Brasil ABEF, 2019.

NEVES, Danielle Pereira. Estudo da capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas. Dissertação (Mestrado). Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes- RJ, 84 p, 2012.

NIEDERWANGER, G. *Measurement and estimation of vibration of old Buildings. Transactions on the Built Environment*, Vol. 39, pp.67-76, 1999.

NIYAMA, S. ; AOKI, Nelson. Correlação entre provas de carga dinâmica e estática no Campo Experimental da EPUSP-ABEF. Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo/SP, v. 1. p. 285-293, 1991.

OLIVEIRA, S. K. F. ; AOKI, Nelson. Análise da Segurança no Projeto de Fundações por Estacas: Método dos Estados Limites. Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 3. p. 1399-1406, 1998.

- PASSOS, Severino de Souza. Contribuição à confiabilidade de estacas tubulares metálicas na Baixada Fluminense com aplicação da teoria Bayesiana. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro, 168 p, 2019.
- PHOON, K. K.; BECKER, D. E.; KULHAWY, F. H.; HONJO, Y.; OVESEN, N. K.; LO, S. R. *Why consider Reliability Analysis for Geotechnical Limit State Design? LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice*. Phoon, Honjo & Gilbert (eds). *World Scientific Publishing Company*, 2003.
- RACKWICZ, R. & FIESSLER, B. *Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, Computers & Structures*, 9, 489-494, 1978.
- RAMON, D.F.B.; GUSMÃO, A.D.; BEZERRA, R.S.; SANTOS, D.S.; LINS, E.J.M. Vibração gerada na cravação de estacas: Comparação de métodos de previsão através da metodologia PRISMA. In: 90 Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 3a Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia. ABEF SEFE 9, São Paulo, Brasil, 2019.
- RANKINE, W.J.M. *A Manual of Civil Engineering, London, Charles Griffin and Company*, London, 12th Edition, 786 p, 1877.
- SELBY, A.R. *Ground vibrations caused by pile installation. Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stresa, Italy, 7-12 April, pp. 480-502, 1991.
- SHIGLEY, J. E. & MISCHEKE, C. R. *Mechanical Engineering Design. 5th ed., McGraw Hill, Inc. New York. ISBN: 0-07-056899-5, Library of Congress: TJ 320.S5*, 1989.
- SISKIND, D.E; STAGG, M.S; KOPP, J.W; DOWDING, C.H. *Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting*. USBM RI 8507. *Technical Report Bureau of Mines*, Twin Cities, MN(U-SA), Evanston, IL, 1980.
- SMITH, E. A.L. *Impact and longitudinal wave transmission, Trans. ASME*, 963-955, 1955.
- SOSA, Stivens Arturo Sanabria. Simulação numérica do comportamento ao arrancamento de estacas tubulares vazadas. Dissertação (Mestrado). Centro de Ciência e Tecnologia Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes- RJ, 864 p. 2012.
- TECHNOBLAST Serviços de detonação e sismografia Ltda. Resumo de monitoramento sismográfico CICS USP. 6 p. 2019.
- TERZAGHI, Karl. *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique*, Vol. 5, p. 297-326, 1955.
- TERZAGHI, Karl, and PECK, Ralph B. *Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, Inc.*, New York, 1948.
- UNITED STATES BUREAU OF MINES. *Report of investigations RI 8507 Structure response and damage produced by ground vibration from mine blasting*, 1983.
- UOTINEN, V.M, RANTALA, J. *Applications and Development of Modern Steel Pile Technology. 11th International Conference on Modern Buildings Materials, Structures and Techniques, MBMST 2013. Procedia Engineering 57 1173-1182*, 2013.
- VALSANGKAR, A. J.; RAO Kamenswara, N. S. V. and BASUDHER, P. K. *Generalized Solutions of axially and Laterally Loaded Piles in Elasto-plastic Soils. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mech. And Found. Eng.*, Vol. 13, No. 4, 1973.
- VEEN, V.D. *Bearing capacity of a pile. International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering. v. 2. Proceedings*. Zurich, 1953.
- VICK, S. G. *Degrees of Belief: subjective probability and engineering judgment. American Society of Civil Engineers*, ASCE Press, Reston, VA, 455 p. ISBN 0-7844-0598-0, 2002.
- WISS, J.F. *Damage Effects of Pile Driving Vibration. Highway Research Board Record 155*, p. 12-20, 1967.
- YU, Feng; JUN Yang, M. *Improved Evaluation of Interface Friction on Steel Pipe Pile in Sand. Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 26, No. 2. ©ASCE, ISSN 0887- 3828/2012/2-170-179, 2012.

TABELAS AUXILIARES

Tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 1,0 mm, sendo esta a ser utilizada para classe de solos em estado natural e aterros controlados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
Peso teórico (kg/m)	66	74	104	110	130	215	125	148	251
6,35	33,3	37,3	52,2	33,3+80	37,3+101	52,2+202	33,3+80	37,3+101	52,2+202
8,00	85	95	134	128	150	243	142	167	278
	41,3	46,3	64,9	41,2+78	46,3+98	64,9+198	41,2+78	46,3+98	64,9+198
9,50	104	116	164	145	169	271	159	186	305
	49,2	55,2	77,5	49,2+75	55,1+96	77,5+194	49,2+75	55,1+96	77,5+194
11,20	123	138	195	163	189	300	176	206	334
	57,4	64,4	90,7	57,4+73	64,4+93	90,7+190	57,4+73	64,4+93	90,7+190
12,50	138	155	219	177	205	322	190	221	355
	63,7	71,5	100,9	63,7+71	71,5+90	100,9+186	63,7+71	71,5+90	100,9+186

Tabela 4.7

Abaixo, Tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 1,5 mm, sendo esta a ser utilizada para solos classe argila orgânica e solos porosos não saturados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
Peso teórico (kg/m)	59	67	93	104	123	205	118	141	241
6,35	33,3	37,3	52,2	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202
8,00	78	88	124	122	142	233	136	160	268
	41,3	46,3	64,9	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198
9,50	97	109	153	139	162	261	152	179	295
	49,2	55,2	77,5	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194
11,20	116	131	185	157	182	290	170	199	324
	57,4	64,4	90,7	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190
12,50	131	148	209	171	198	312	183	214	345
	63,7	71,5	100,9	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186

Tabela 4.8

Abaixo, tabela de Capacidade de Carga Estrutural considerando espessura de sacrifício de corrosão de 2,0 mm, sendo esta a ser utilizada para classe de solos de aterros não controlados.

CARGA ADMISSÍVEL (tf)	Tubo Metálico, $F_y = 310$ MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 30 MPa			Tubo metálico 310 MPa + Concreto 40 MPa		
	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339	Ø219	Ø244	Ø339
Peso teórico (kg/m)	53	59	82	98	116	195	112	134	231
6,35	33,3	37,3	52,2	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202	33,3 + 80	37,3 + 101	52,2 + 202
8,00	72	81	113	115	135	223	129	153	258
	41,3	46,3	64,9	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198	41,2 + 78	46,3 + 98	64,9 + 198
9,50	91	102	143	133	155	251	146	172	285
	49,2	55,2	77,5	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194	49,2 + 75	55,1 + 96	77,5 + 194
11,20	110	124	175	151	175	280	164	192	314
	57,4	64,4	90,7	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190	57,4 + 73	64,4 + 93	90,7 + 190
12,50	125	140	199	164	191	302	177	207	336
	63,7	71,5	100,9	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186	63,7 + 71	71,5 + 90	100,9 + 186

Tabela 4.9

Nota: o consumo de concreto por metro das estacas é de: Ø219 = 0,033 m³/m, Ø244 = 0,042 m³/m e Ø339 = 0,084 m³/m.

TABELA DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER									
			Seção plena, sem corrosão									
Ø	Espessura	Massa	Øint	Área Plana	Área Concreto	Área Aço	Perim. Externo	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		d	A	A _c	A _s	U	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	mm	cm ²	cm ²	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	206,4	377	335	42,4	69	2.403	219	7,53	35	1,00
	8,00	41,6	203,1	377	324	53,1	69	2.960	270	7,47	27	1,00
	9,50	49,1	200,1	377	314	62,6	69	3.442	314	7,42	23	1,00
	11,20	57,4	196,7	377	304	73,2	69	3.964	362	7,36	20	1,00
	12,50	63,7	194,1	377	296	81,1	69	4.345	397	7,32	18	1,00
Ø244	6,35	37,3	231,8	469	422	47,5	77	3.370	276	8,42	39	1,00
	8,00	46,7	228,5	469	410	59,4	77	4.159	340	8,37	31	1,00
	9,50	55,1	225,5	469	399	70,1	77	4.848	397	8,31	26	1,00
	11,20	64,4	222,1	469	387	82,1	77	5.596	458	8,26	22	1,00
	12,50	71,5	219,5	469	378	91,1	77	6.146	503	8,21	20	1,00
Ø339	6,35	52,2	327,0	906	840	66,5	107	9.240	544	11,79	53	1,00
	8,00	65,4	323,7	906	823	83,4	107	11.472	675	11,73	42	1,00
	9,50	77,4	320,7	906	808	98,5	107	13.442	791	11,68	36	1,00
	11,20	90,7	317,3	906	791	115,6	107	15.609	919	11,62	30	1,00
	12,50	100,9	314,7	906	778	128,5	107	17.220	1.014	11,58	27	1,00

Tabela 4.2

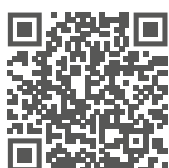
TUBOS			PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTACAS TUPER					
			Reduzidas por corrosão = 1 mm					
Ø	Espessura	Massa	Área Aço	Mom. Inércia	Módulo Resist.	Raio de Giração	Flambagem Local	
D	t		A _s	I _x = I _y	W _x = W _y	r	D'/t'	Q
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	-	-
Ø219	6,35	33,3	35,6	1.996	184	7,49	41	1,00
	8,00	41,6	46,2	2.552	235	7,43	31	1,00
	9,50	49,1	55,7	3.035	280	7,38	26	1,00
	11,20	57,4	66,3	3.556	328	7,32	21	1,00
	12,50	63,7	74,3	3.937	363	7,28	19	1,00
Ø244	6,35	37,3	39,9	2.803	231	8,39	45	1,00
	8,00	46,7	51,8	3.593	296	8,33	35	1,00
	9,50	55,1	62,5	4.281	353	8,28	29	1,00
	11,20	64,4	74,4	5.030	415	8,22	24	1,00
	12,50	71,5	83,4	5.579	460	8,18	21	1,00
Ø339	6,35	52,2	55,9	7.715	457	11,75	63	1,00
	8,00	65,4	72,7	9.946	589	11,69	48	1,00
	9,50	77,4	87,9	11.916	706	11,64	40	1,00
	11,20	90,7	104,9	14.084	834	11,58	33	1,00
	12,50	100,9	117,9	15.695	929	11,54	29	1,00

Tabela 4.3



**A gente transforma o aço.
E o aço transforma você.**

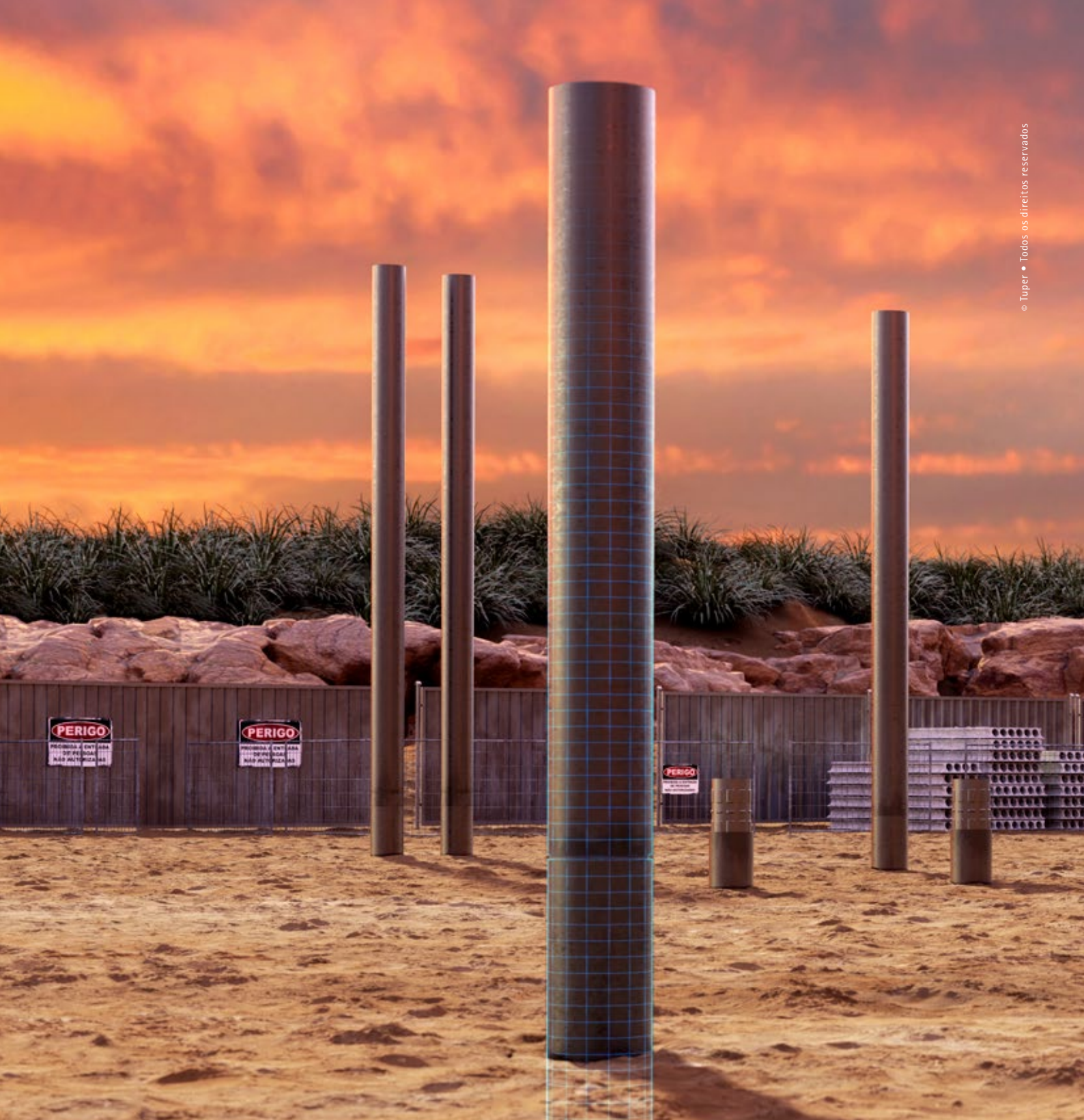
**Tuper. Uma das maiores
processadoras de aço do Brasil.**



Assista ao nosso manifesto:

   /grupotuper tuper.com.br





50
anos

TUPER S.A.

Avenida Prefeito Ornith Bollmann, 1441 • Bairro Brasília

CEP 89288-900 • São Bento do Sul • SC

Tel: +55 47 3631 5000

tuper@tuper.com.br

tuper.com.br

   /grupotuper