

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

ALESSANDRO MARQUES DAS NEVES

PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTACAS HELICOIDAIS NAS
FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA
ELÉTRICA

MARINGÁ
2015

ALESSANDRO MARQUES DAS NEVES

**PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTACAS HELICOIDAIS
NAS FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE
TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Jeselay H. Reis.

MARINGÁ

2015

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

N499p Neves, Alessandro Marques das.
 Probabilidade de ruína em estacas helicoidais nas
 fundações de torres de linhas de transmissão de
 energia elétrica / Alessandro Marques das Neves. --
 Maringá, 2015.
 87f. : il., color., figs., tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Jeselay H. Reis.

 Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) -
 Universidade Estadual de Maringá. Centro de
 Tecnologia. Departamento de Engenharia
 Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

 1. Engenharia civil. 2. Fundações e estruturas.
 3. Ancoragem helicoidal - Fundações. 4. Linhas de
 transmissão. . I. Reis, Jeselay H, orient.
 II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de
 Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.
 Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. III.
 Título.

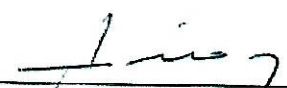
624.154 CDD 21.ed.

ALESSANDRO MARQUES DAS NEVES

PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTACAS HELICOIDAIS NAS
FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO DE
ENERGIA.

Dissertação apresentada à Universidade Estadual
de Maringá, como parte das exigências do Pro-
grama de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na
área de concentração Engenharia de Estruturas,
para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 21 de setembro de 2015



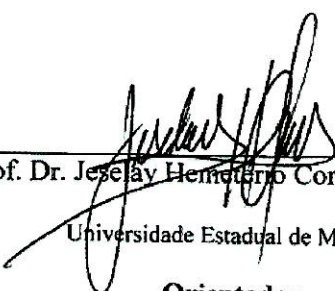
Prof. Dr. Antonio Belincanta
Universidade Estadual de Maringá

Membro



Profa. Dra. Cristina de H. Cavalcanti Tsuha
EESC/USP - São Carlos

Membro



Prof. Dr. Jeséay Henrique Cordeiro dos Reis
Universidade Estadual de Maringá
Orientador

Aos meus pais, base da minha formação, e a minha esposa e meus filhos, base da minha força e motivação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pela saúde, energia, luz e força e por me mostrar que tudo na vida tem um porquê. E sem a ajuda Dele, nada seria possível.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV) da UEM pela oportunidade de desenvolver este trabalho e concluir uma importante etapa na minha vida.

Ao Professor Dr. Jeselay H. Cordeiro dos Reis pela atenção, orientação, dedicação e estímulo recebidos durante o desenvolvimento dessa dissertação.

À I.G. Transmissão e Distribuição de Eletricidade e a todos os colaboradores, amigos e colegas de trabalho que incentivaram e ajudaram no desenvolvimento dos ensaios para coleta dos dados para realização dessa dissertação.

Aos meus pais, José Marques das Neves e Margarete Cunha Neves, aos meus irmãos Paulo e Rodrigo, e a toda a minha família que sempre me estimularam e incentivaram na busca de novos desafios.

À minha amada esposa, Marina Miguel Bendlin e meu filho Felipe Marques Bendlin, pela paciência, apoio e compreensão em todos os momentos.

A todos os meus colegas do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV) da UEM.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho, meu mais profundo e sincero muito obrigado.

A ciência é uma mescla de dúvida e certeza. O bom cientista é arrogantemente humilde, o que não se reduz a um mero jogo de palavras: arrogante em relação ao método e humilde quanto à fé no seu conhecimento.

Bachrach

RESUMO

Nos projetos de linhas de transmissão são inúmeras as quantidades de variabilidades devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas. As mudanças de unidade geológicas causam variabilidades na resistência e as mudanças de microclimas inserem variabilidades nas solicitações. Dentre as características que contribuem para a segurança de uma Linha de Transmissão de Energia Elétrica (LT), tem-se a arquitetura da torre e o tipo de fundação utilizada. Para as LTs de alta tensão um dos tipos de estruturas mais utilizados são as torres estaiadas que consistem em estruturas em aço, treliçadas em perfis de parafusado que fazem parte do mastro que sustentam os cabos para transmissão da energia elétrica, fazem parte desse tipo de estrutura também são os estais que tem a função dar estabilidade ao mastro central e de distribuir e transmitir os esforços da estrutura as fundações, conseqüentemente o principal esforço na fundação são os esforços de tração devido ao vento. Uma das alternativas de fundações para resistir a esforços de tração consiste nas estacas helicoidais. Desta forma neste trabalho faz-se uma avaliação da probabilidade de ruína e da segurança de um trecho da LT. de alta tensão 230 kV executada em sua maioria com torres do tipo estaiadas e fundações em estacas helicoidais. O cálculo das solicitações das torres foi feito pelo software Tower considerando os mapas de vento da região. As resistências foram determinadas com base no torque de instalação das estacas, calibrados a partir de ensaios de arrancamento. Foram utilizados, nesse estudo, os dados de controle de execução de 29 torres totalizando um trecho de 8,6 km de extensão. Obteve-se como resultados a probabilidade de ruína e os coeficientes de segurança que permitiram concluir que quando as estacas helicoidais são executadas tendo como referência na instalação o torque de projeto a probabilidade de ruína é praticamente nula, porém, quando se toma como referência durante a instalação a profundidade mínima prevista em projeto, a probabilidade de ruína da LT aumenta consideravelmente podendo comprometer a estabilidade das torres e a confiabilidade da Linha de Transmissão.

Palavras-chave: Fundações em linhas de transmissão. Ancoragem Helicoidal. Tração.

ABSTRACT

In lines transmission the projects are countless amounts of variability due to the fact of the transmission line consists of a work that may extend for several kilometers, going through various geological units and different microclimates. The geological unit changes cause variability in the resistance and changes in microclimate inserted variability in the requests. Among the characteristics that contribute to the security of a Transmission Line (LT), it has the architecture of the tower and the type of foundation used. For LTs high-voltage one of the most used types of structures are guyed towers consisting of steel structures, lattice in screwed profiles that are part of the mast support cables for transmission of electric energy, part of this type of structure also are ye that serves to give stability to the central mast and distribute and transmit structure's efforts foundations hence the main effort in the foundation are the tensile stresses. An alternative foundations to withstand tensile stresses consists of helical piles. Thus this work is an evaluation of the probability of ruin and safety of a stretch of LT. high voltage 230 kV performed mostly with towers of the cable-stayed type and foundations in helical piles. The calculation of the requests of the towers was done by software tower considering the wind maps of the region. Resistances were determined based on the torque installation of piles, calibrated from pullout tests. Were used in this study 29 towers totaling a stretch of 8.6 km. It was obtained as a result the probability of ruin and safety factors. We showed that when the helical piles are performed taking as reference the installation design torque the probability of ruin is practically nil, but when it is taken as a reference when installing the minimum depth available project the likelihood of LT ruin increases significantly and may compromise the stability of the towers and the reliability of the line transmission.

Key-words: Foundation in line transmission. Anchor Helical. Uplift.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de estacas metálicas helicoidais simples e multi-hélices	17
Figura 2 - Esquema de instalação de estacas helicoidais multi-hélices.....	17
Figura 3 – Pontos de estações meteorológicas na região de implantação da LT.....	19
Figura 4 - Torre metálica autoportante	23
Figura 5- Torre metálica estaiada	24
Figura 6 a) hélices b) soldagem das hélices no eixo.....	25
Figura 7 - Estacas helicoidais	25
Figura 8 - Composição da estaca helicoidal	26
Figura 9 - Motor hidráulico para instalação da estaca.....	27
Figura 10 - Emenda das estacas com eixo maciço	27
Figura 11 – Interação estaca helicoidal solo.....	32
Figura 17 - Histograma de probabilidade de ruína.....	41
Figura 18 - Histograma de solicitação e de resistência mais próximas entre si	42
Figura 19 – Função margem de segurança	42
Figura 20 - Gráfico do cálculo da carga de ruptura segundo o método de Chin	46
Figura 21 - Gráfico cálculo da ruptura carga x recalque de Van der Veen (1953)	48
Figura 22 - Curva carga x recalque ajustada pelo método de Van der Veen	49
Figura 23 - Perfil de sondagem (SPT) – Estruturas 10, 30 e 77	52
Figura 24 - Estrutura modelada no software tower	58
Figura 25 – Verificação estrutural Pls-Cadd / Tower.....	60
Figura 26 - Esquema de cargas da estrutura	61
Figura 27 – Modelo de estaca helicoidal utilizada	63
Figura 28 – Esquema de instalação das estacas.....	64
Figura 24 – Procedimento de instalação da estaca helicoidal	65
Figura 25 – Tripé para aplicação das cargas axiais da estaca.....	66
Figura 26 - Detalhe do equipamento para aferição do deslocamento da estaca	66
Figura 27 - Isótacas (km/h) para 150 anos / 10 minutos	70
Figura 28 - Histograma das solicitações nos estais	72
Figura 29 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 10	74
Figura 30 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 30	75
Figura 31 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 77	76
Figura 37 – Equação $Q_u = k_t.T$	77
Figura 33 - Histograma das cargas resistentes referentes a profundidade mínima	79
Figura 34 - Histograma das cargas resistentes considerando os torques aferidos no final da instalação das estacas.....	81
Figura 35 - Histograma solicitações versus resistência considerando profundidade mínima de instalação.....	82
Figura 36 - Histograma solicitações versus resistência considerando torque ultimo de instalação.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Categorias de terreno.....	21
Tabela 2 - Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca.....	34
Tabela 3 - Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca.....	34
Tabela 4 - Valores de $(H_1/D_1)_{cr}$ em função do ângulo de atrito.....	37
Tabela 5 – Dados dos cabos	53
Tabela 6 - Características paramétricas das estações anemométricas	54
Tabela 7 – Critérios de projeto para dimensionamento da LT	56
Tabela 8 - Distâncias de segurança dos cabos em relação ao solo	56
Tabela 9 – Velocidades de vento de projeto, terreno tipo B, medições a 10m de altura.....	69
Tabela 10 – Hipóteses de carregamento em cada estrutura.....	71
Tabela 11 – Torques e Resistencia calculada considerando a profundidade mínima	78
Tabela 12 - Torques medidos e resistência considerando os torques finais de instalação ou de projeto.....	80

LISTA DE SÍMBOLOS

- C_1 Coeficiente de distribuição Gumbel
 C_2 Coeficiente de distribuição Gumbel
 C_s Coeficiente de segurança global
 d_c Diâmetro do círculo correspondente a superfície da hélice;
 Ângulo correspondente a superfície do círculo da hélice com a horizontal
 correlacionado com o passo da hélice
 h Distância entre as hélices
 h_0 Altura da superfície de ruptura
 H_{ef} Profundidade efetiva de fuste contribuindo na resistência
 H_i Profundidade da hélice i
 H_n Profundidade da última hélice
 H_1 Altura da última hélice
 D_1 Diâmetro da última hélice
 i índice de 1 a N
 K_t Fator empírico da relação entre o torque e a capacidade de carga
 L_c Distância entre a primeira e última hélice = $H_n - H_1$
 L_s Comprimento do fuste após as hélices
 LT Linha de Transmissão
 M Coeficiente em função do ângulo de atrito interno do solo
 N Número de hélices
 Q_u Capacidade de carga última da estaca
 Q_s Resistência por atrito lateral do tubo
 Q_h Parcela de capacidade de carga à tração relativa às hélices
 R^2 Relação de regressão linear
 S Desvio padrão da amostra
 T Período de retorno em anos; Torque
 T_h Momento resistente à instalação atuante nas hélices
 T_s Momento resistente à instalação atuante na superfície do tubo
 T_{hi} Momento resistente à instalação atuante nas hélices
 V_s Coeficiente de variação da sollicitação

Vr Coeficiente de variação da resistência

VT Velocidade do vento

Vm Velocidade média

Parâmetro relacionado a estatística de probabilidade de ruína

Peso específico do solo

r Ângulo de atrito residual na interface entre a hélice e a areia envolvente

r Desvio padrão referente a resistência

s Desvio padrão referente a solicitação

NSPT Resistência à penetração dos ensaios SPT

Z_{méd} Margem de segurança

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	vi
RESUMO	8
LISTA DE SÍMBOLOS	12
1. INTRODUÇÃO.....	16
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
2.1 Determinação das solicitações máximas em uma LT (Vento)	19
2.1.1 Características das estações.....	20
2.1.2 Rugosidade dos terrenos.....	20
2.1.3 Ventos básicos de projeto.....	21
2.2 Torres de linhas de transmissão.....	21
2.2.1 Estacas Helicoidais.....	24
2.3 Provas de carga a tração	28
2.3.1 Capacidade de carga.....	31
2.4 Determinação da Resistência a Tração – Métodos Empíricos (Hoyt e Clemence - 1989).....	33
2.4.1 Hoyt & Clemence (H&C).....	34
2.4.2 Perko & Rupiper (P&R-k).....	34
2.5 Controle de execução com torque	35
2.6 Relação torque x capacidade de carga.....	35
2.7 Carga de ruptura influenciada pela profundidade das estacas.....	36
2.8 Segurança e confiabilidade nas fundações	37
2.8.1 Probabilidade de ruína.....	38
2.8.2 Avaliação da probabilidade de ruína	40
2.8.3 Margem de segurança.....	42
2.9 Determinação da carga de ruptura.....	44
2.9.1 Chin (1970, 1971).....	46
2.9.2 Van der Veen (1953)	48
2.10 Interpretação da curva carga x recalque	49
3. MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1 Local de instalação das estacas	50
3.2 Características geotécnicas.....	50
3.2.1 Solos tropicais	50

3.2.2	Solos lateríticos	50
3.2.3	Sondagens do local	51
3.3	Torre metálica em estudo	53
3.3.1	Modelagem das estruturas e obtenção das cargas nas fundações dos estais	53
3.3.2	Critérios de regionalização para obtenção das velocidades de vento.....	54
3.3.3	Rugosidade dos terrenos.....	55
3.3.4	Ventos básicos de projeto.....	55
3.3.5	Modelagem numérica.....	57
3.3.6	Modelagem da estrutura	59
3.3.7	Aplicação das cargas na torre.....	60
3.3.8	Cargas devidas aos cabos para-raios e condutores.....	62
3.3.9	Cargas devido ao vento:	62
3.3.10	Considerações das hipóteses de carregamentos nas estruturas	62
3.3.11	Modelo da estaca em estudo.....	63
3.3.12	Ensaios.....	64
3.3.13	Local e quantidade de ensaios	64
3.3.14	Equipamentos para instalação e aplicação de cargas nas estacas.....	65
3.3.15	Equipamentos de leitura dos deslocamentos	67
3.3.16	Procedimento para ensaio da estaca helicoidal	67
4.	RESULTADOS	69
4.1.1	Cargas atuantes nas estruturas.....	69
4.1.2	Cargas resultantes nas estruturas em cada estai	70
4.1.3	Ensaios nas estacas	72
4.1.4	Determinação da carga de ruptura e interpretação das provas de carga.....	73
4.1.5	Torques aferidos e resistências calculadas conforme critério de ruptura	77
4.1.6	Cálculo do coeficiente de segurança obtido	81
5.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	84
6.	CONCLUSÕES FINAIS	86

1. INTRODUÇÃO

O transporte de energia elétrica entre a fonte geradora e o consumidor é realizado através de linhas de transmissões de energia elétrica de alta potência. Essas linhas de transmissão consistem em cabos aéreos devidamente afastados do solo apoiados por torres confeccionadas geralmente em aço.

As ações transferidas aos cabos e, conseqüentemente, as torres são definidas basicamente pelo relevo da região e por suas condições climáticas, tais como vento e temperatura.

O projeto das torres deve garantir que as torres possam suportar os cabos em qualquer condição de vento e temperatura, sendo necessária, em todos os casos, a realização de combinação de carga para identificação da condição crítica de projeto.

A maioria das torres é construída em aço, constituindo-se em estruturas treliças, subdivididas em torres do tipo autoportantes e estaiadas, cuja função principal é manter uma distância de segurança mínima entre o solo e os cabos de alta tensão.

Os esforços provocados pela ação dos ventos nos cabos condutores de energia elétrica e cabos para-raios, bem como, na própria torre, são transferidos às fundações, as quais devem ser dimensionadas para garantir a estabilidade da torre metálica e, conseqüentemente, da LT quando submetida, principalmente, aos esforços de arrancamento.

O tipo de fundação mais adequada para as torres em LT deve ser definido em função da grandeza das cargas, das condições do maciço de solos, da logística de implantação das mesmas, (mão-de-obra, equipamentos necessários para sua execução) e do relevo da superfície do terreno.

Neste sentido, praticamente todos os tipos de fundação podem ser usados para apoiar torres metálicas treliçadas (grelhas, blocos, sapatas, tubulões, estacas metálicas, estacas de concreto e estacas helicoidais).

Segundo Mitsch e Clemence (1985), as estacas helicoidais são estruturas formadas por uma haste central na qual são soldadas hélices circulares. A Figura 1 mostra esquematicamente uma estaca helicoidal com hélice simples e múltiplas hélices. Essas estacas são instaladas por meio de rotação, usando para isso um motor hidráulico (Figura 2) que aplica um momento torsor (torque) fazendo com que a estaca atinja a camada de apoio e a resistência adequada.

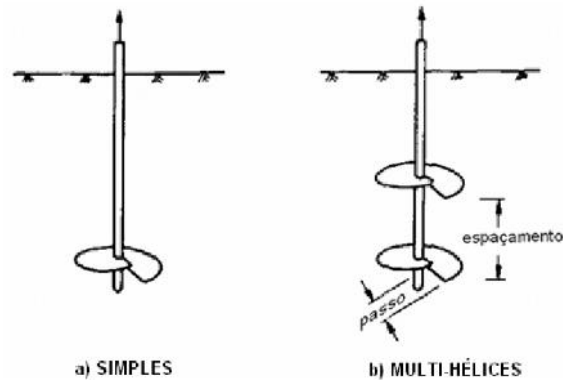


Figura 1 - Esquema de estacas metálicas helicoidais simples e multi-hélices
Fonte: Kulhawy, 1985.



a)



b)

Figura 2 - Esquema de instalação de estacas helicoidais multi-hélices

A capacidade de carga de estacas helicoidais é uma função da resistência das camadas de solos e do grau de perturbação encontrado provocado durante a instalação. Deste modo é

importante fazer a escolha de um modelo adequado de cálculo e dos parâmetros geotécnicos envolvidos. Aoki (2008) enfatiza o fato de que as fundações devem atender a critérios de segurança contra a ruptura do elemento estrutural ou do maciço de solos (estado limite último ou de ruína) e não apresentar deslocamentos que comprometam a estética, a funcionalidade e durabilidade da obra (estado limite de serviço).

A abordagem de projeto com base na teoria dos estados limites é prevista e recomendada por diversas normas técnicas e consistem em se estabelecer condições limites para situações típicas de projetos. Nesses casos, a segurança é garantida quando se impõe certo distanciamento da condição de projeto em relação às condições limites. Essa margem de distanciamento pode ocorrer por meio do uso dos coeficientes de segurança globais ou parciais.

A margem de segurança exigida em uma determinada obra depende do grau de incertezas envolvido no caso, como por exemplo, as variabilidades envolvidas no cálculo das solicitações como, vento, tipo de terreno, clima, etc e também das variáveis envolvidas no cálculo dos esforços resistentes, como o modelo de estrutural a se utilizado, tipo de fundações e solo.

Segundo Velloso e Lopes (2009), os parâmetros da resistência dos solos e das solicitações nas estruturas de fundação se constituem em duas grandezas independentes e aleatórias que, portanto, possuem suas variabilidades independentes. Desse modo, a segurança está intimamente ligada à identificação dessas variabilidades.

No projeto de linhas de transmissão em função do comprimento essas variabilidades são muito maiores devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas que modificam as ações solicitantes as estruturas, de modo que, é de fundamental importância a análise da segurança em base do estudo da confiabilidade e da probabilidade de ocorrência de ruína.

Neste sentido, esse trabalho faz uma avaliação da confiabilidade e probabilidade de ruína nas fundações das torres de linhas de transmissão do trecho Assis – Paraguaçu Paulista.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Determinação das solicitações máximas em uma LT (Vento)

Em um projeto de linha de transmissão de energia elétrica evidencia-se a importância de serem calculadas as velocidades de vento na região onde se localizará a obra.

A velocidade de vento é a principal causa das solicitações nas fundações e em um determinado local varia continuamente ao longo do tempo. Desse modo, o monitoramento dos ventos é feito por meio de estações climatológicas que fazem leituras permanentes dos dados de vento em cada região, registrando as séries de velocidades de vento máximas anuais.

Para o tratamento desses dados para uso em estruturas, aplicam-se os conceitos da distribuição estatística de Gumbel de modo a interpolar os dados entre as diversas estações climatológicas cadastradas (Figura 3).

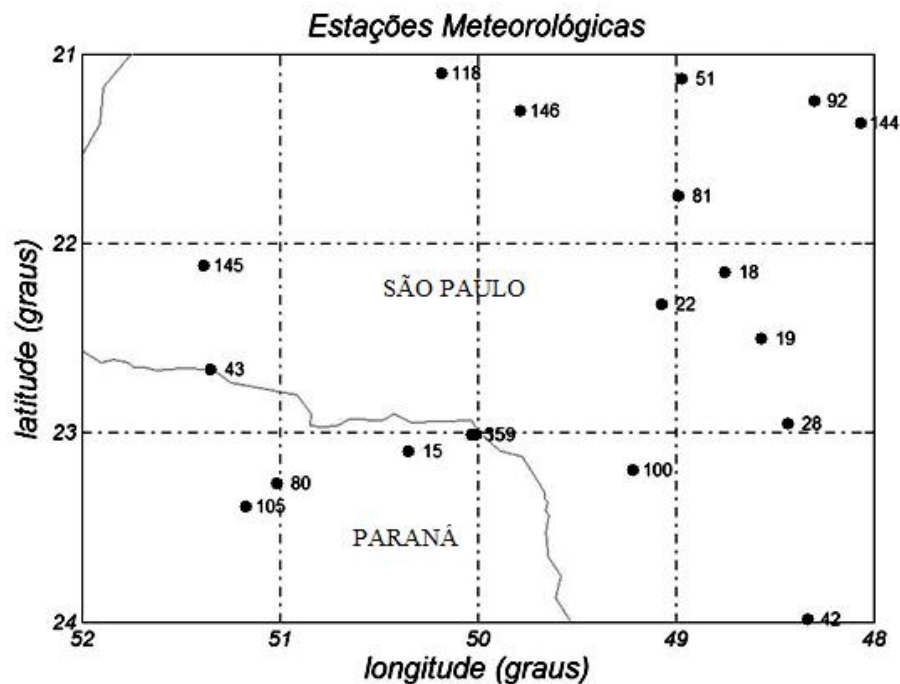


Figura 3 – Pontos de estações meteorológicas na região de implantação da LT

De acordo com Menezes (2013), a escolha das estações meteorológicas constitui o fundamento do cálculo dos esforços em LT, permitindo as determinações dos parâmetros necessários para o projeto.

2.1.1 **Características das estações**

Para maior confiabilidade nos resultados devem ser utilizadas as estações mais próximas possíveis da LT, uma vez que os resultados de uma rede mais completa são mais sólidos do que aqueles relacionados com esquemas muito dispersos e escassos.

A distribuição espacial das estações deve ser apresentada na forma de cartas acompanhadas das suas características fisiográficas e paramétricas.

2.1.2 **Rugosidade dos terrenos**

Quanto à rugosidade do terreno no entorno das estações consideradas nesse trabalho, admitiu-se que as velocidades medidas nas estações estão associadas a terrenos com grau de rugosidade B, tal como classificado pelas Normas IEC 60826 e NBR 5422, significando terrenos planos com poucos obstáculos. As categorias de rugosidade de terreno subdividem-se em quatro tipos diferentes (Tabela 1). A escolha se deve ao fato de que as estações meteorológicas normalmente se encontram em regiões de rugosidade B, por imposições naturais das redes meteorológicas que, grosso modo, requerem localizações em terrenos desprovidos de obstáculos para evitar distorções nas medições.

Tabela 1 Categorias de terreno

Categoria do terreno	Características do terreno
A	Vastas extensões de água; áreas planas costeiras; desertos planos.
B	Terreno aberto com poucos obstáculos.
C	Terreno com obstáculos numerosos e pequenos.
D	Áreas urbanizadas; terrenos com muitas árvores altas.

Fonte NBR 5422 (1985)

2.1.3 Ventos básicos de projeto

Os cálculos das velocidades dos ventos devem ser feitos de acordo com as Equações 2.1 e 2.2, onde V_m é a velocidade média da amostra de máximos anuais (km/h), s é o desvio-padrão da amostra de máximos anuais (km/h), V_T é velocidade de vento, período de retorno T em anos (km/h) e C_1 e C_2 são coeficientes da distribuição de Gumbel (km/h).

$$V_T = V_m + \frac{s(Y - C_2)}{C_1} \quad (2.1)$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \left(1 - \left(\frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad (2.2)$$

Neste caso, a resolução das equações é propiciada pela escolha do período de retorno do vento (T) por exemplo 50 anos. Em seguida calcula-se a velocidade de vento de acordo com a Equação 2.1, considerando o vento médio das amostras de vento máximo medido nas estações manométricas da região, o cálculo de desvio padrão é feito referente à quantidade de amostras de vento das estações.

2.2 Torres de linhas de transmissão

A arquitetura das estruturas para sustentação dos cabos de transmissão de energia,

depende do número de pontos de suspensão e da quantidade de cabos condutores e para-raios necessários para LT.

Já a concepção estrutural depende do objetivo para o qual a torre foi projetada, podendo ser em concreto ou em aço.

As torres metálicas podem ser classificadas da seguinte forma:

- Quanto ao número de circuitos: Circuito simples (um circuito) e circuito duplo (dois circuitos);
- Quanto à disposição dos condutores

Triangular: Quando os condutores estão dispostos segundo os vértices de um triângulo equilátero a disposição é dita simétrica;

Horizontal: É a disposição mais comum em linhas de circuito simples, onde os condutores são fixados em um mesmo plano horizontal (Figura 4);

Vertical: Os condutores de um mesmo circuito são montados em um plano vertical. É a disposição mais comum em linhas de circuito duplo (Figura 5).

- Quanto ao modelo estrutural:

Torres autoportantes: a estabilidade da estrutura é verificada por quatro “pés” constituídos por montantes contraventados e interligados as travessas da estrutura, sendo que cada um dos montantes possui uma fundação, sendo que essa tem a função de transmitir os esforços de compressão, tração e horizontais provenientes da estrutura (Figura 4).

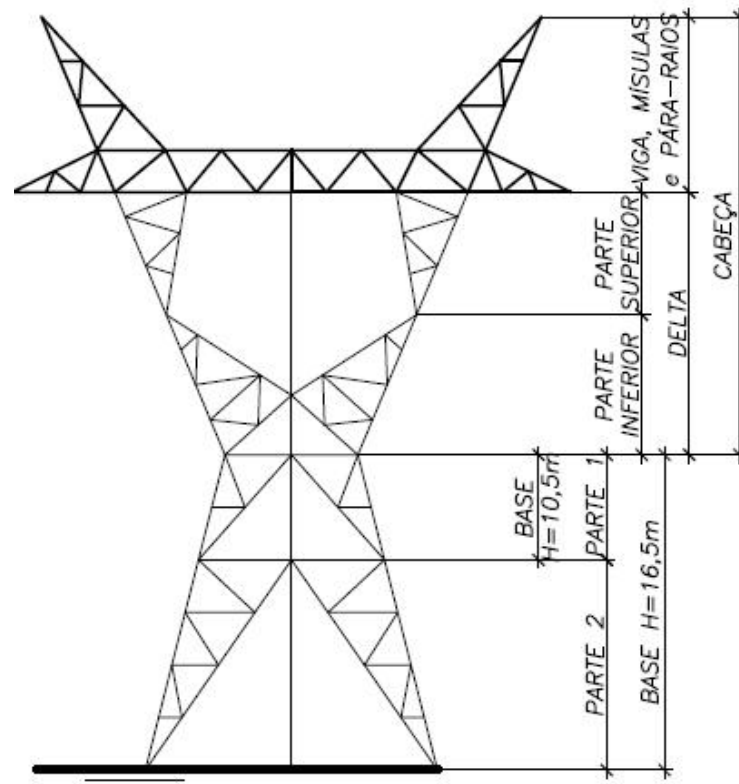


Figura 4 - Torre metálica autoportante

Torres estaiadas: quando a torre consiste em uma estrutura enrijecida por tirantes ou estais, os quais absorvem parte dos esforços horizontais, transmitidos diretamente para o solo através de fundações que devem resistir a um esforço de arrancamento inclinado na direção do estai (Figura 5). Outra parte dos esforços é transmitida axialmente pelo mastro central até a sua fundação que deve suportar as condições críticas de compressão combinada com esforços horizontais.

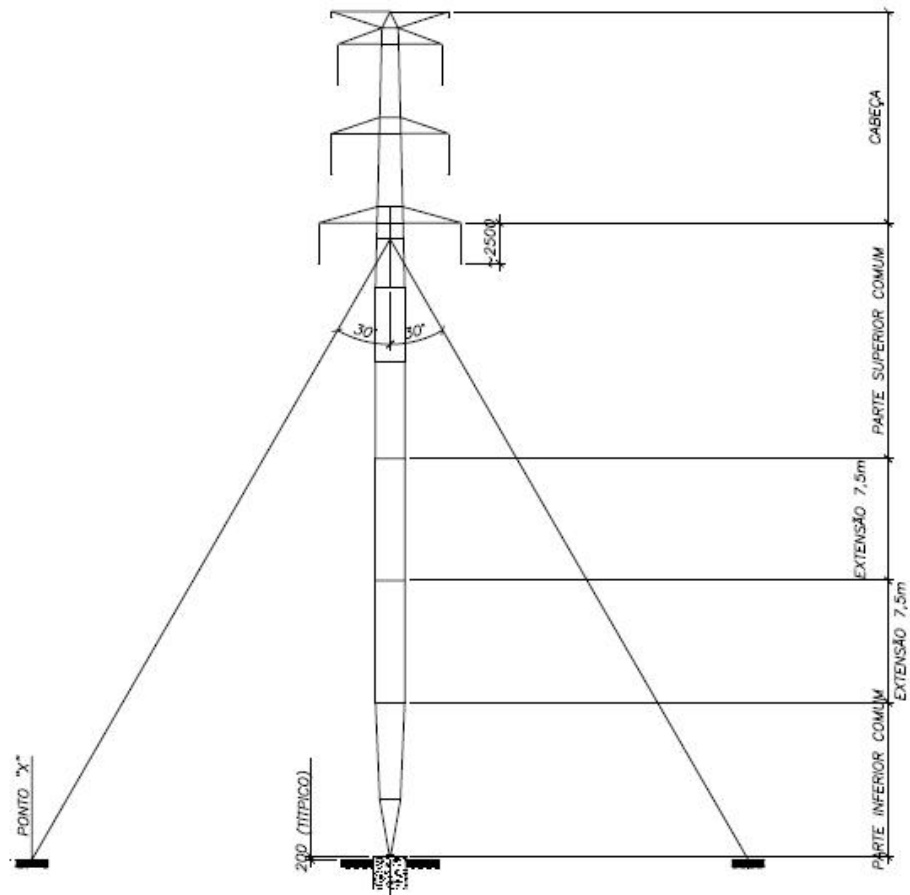


Figura 5- Torre metálica estaiada

2.2.1 Estacas Helicoidais

Segundo Stephenson (2003), as estacas helicoidais são construídas por placas circulares de aço que constituem as hélices soldadas a um tubo de aço que chamado de fuste ou eixo da estaca, Figuras 6 (a e b). As hélices são moldadas com passo controlado, ou seja, o espaçamento de um giro completo da hélice é constante, de forma a proporcionar o mínimo distúrbio no solo durante a instalação. As estacas podem ter mais de uma hélice. O eixo da estaca é responsável por transmitir o torque durante a instalação, distribuir as cargas axiais às placas helicoidais.



Figura 6 a) hélices b) soldagem das hélices no eixo
Fonte: (Carvalho 2007).

As seções principais mais conhecidas como seções guia são compostas de um fuste com as hélices soldadas. Caso sejam necessárias mais hélices que o tamanho da seção principal inicial, é possível a conexão de outras seções guias ou extensões com hélices até atingir o comprimento de projeto. As seções de extensão são peças de aço, usadas para aumentar a profundidade da estaca helicoidal, está também relacionada com a capacidade de carga das estacas. As seções são conectadas utilizando pinos ou parafusos de aço transpassando as seções.

As estacas helicoidais (Figura 7) são compostas de tubos de aço onde são fixadas hélices. Esse tipo de ancoragem é instalado de modo a não ultrapassar o valor de torque máximo recomendado pelo fabricante, onde o torque máximo fica limitado pelo momento torsor ultimo no eixo da estaca.



Figura 7 - Estacas helicoidais

Estacas metálicas helicoidais devem ser protegidas contra corrosão por galvanização ou outros métodos apropriados (Perko e Rupiper, 2000). Assim, as estacas são produzidas em geral com aço galvanizado ou aço do tipo corten. Este último, sendo utilizado nas estacas produzidas no Brasil.

As estacas helicoidais são geralmente construídas com o eixo de seção quadrada maciça que varia entre 4 a 5cm de lados, ou de seção tubular, variando o diâmetro de 5 a 30 cm para estacas helicoidais de grande porte. Para facilitar o manuseio e a instalação, as estacas são segmentadas em seções de 1 à 3 m de comprimento e o encaixe e o travamento entre as seções são feitos através de parafusos, quando a seção do eixo é tubular geralmente utilizam-se três parafusos para conexão e quando a seção do eixo é maciça utiliza-se geralmente apenas um parafuso (Perko e Rupiper, 2000).

A Figura 8 apresenta um detalhe de estaca helicoidal e suas propriedades geométricas como seções, hélices, passo das hélices, (p), distância entre a primeira e última hélice, (L_c), distância entre as hélices, (h), comprimento do fuste após as hélices, (L_s), e espessura das hélices,

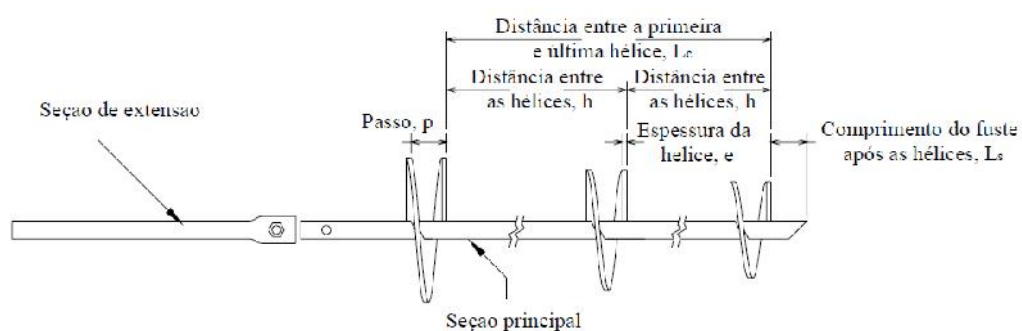


Figura 8 - Composição da estaca helicoidal
Fonte: (Carvalho 2007).

Estas estacas são instaladas no solo por aplicação de torque no tubo central. As chapas helicoidais penetram por rotação dentro do solo, com o auxílio de um motor hidráulico (Figura 9). A taxa de avanço é igual a um passo da hélice por revolução. De acordo com o avanço da estaca dentro do solo, são conectadas as extensões de tubo ou haste maciça até encontrar-se a camada com resistência procurada.



Figura 9 - Motor hidráulico para instalação da estaca

Segundo Flores *et al.* (2001), depois da primeira seção instalada no solo que contém as hélices a denominada seção guia, podem ser adicionadas seções de extensão à seção guia.

As extensões podem ser instaladas imediatamente após a seção guia. A conexão entre a seção guia e as extensões são feitas por parafusos (Figura 10), e as barras de extensão apresentam a extremidade alargada para a emenda.



Figura 10 - Emenda das estacas com eixo maciço

2.3 Provas de carga a tração

A capacidade de carga ao arrancamento (esforço de tração) em estacas helicoidais, podem ser determinadas por meio de ensaios de campo realizados em exemplares ou protótipos de estacas dimensionadas para serem utilizados nas fundações em verdadeira grandeza. O fabricante A.B Chance (1994) recomenda que os ensaios de arrancamento sejam realizados com os seguintes procedimentos:

- a) O esforço de tração deve ser aplicado no eixo axial da estaca;
- b) A taxa de carregamento deve ser a mesma para todas as estacas;
- c) A carga deve ser aplicada em períodos constantes e deve ser mantida por iguais períodos de tempo;
- d) Os acréscimos de cargas não devem ser mais do que 25% do valor total a ser aplicado na estaca;
- e) Quanto menor for o acréscimo de carga nas etapas de carregamento, mais exata será a avaliação da capacidade da estaca;
- f) As etapas de carregamento devem ser iguais (em acréscimo de carga e duração) para todas as estacas;
- g) A ruptura da fundação é considerada quando, para uma determinada carga aplicada, o deslocamento por minuto da estaca ensaiada torna-se uniforme ou crescente. O teste é encerrado quando o deslocamento acumulado da haste da estaca ultrapassa o valor de quatro polegadas (101,6 mm).
- h) Devem ser executadas múltiplas provas de carga para se conhecer o comportamento da estaca perante a variação de solo do local.

De acordo com A. B. Chance (2003), o esforço de tração deve ser aplicado até que se tenha o dobro da carga de trabalho ou até que se verifique a instabilidade da carga aplicada naquele estágio de carregamento. As observações dos acréscimos de carga aplicados na estaca deverão ser verificadas em intervalos de 1, 2, 3, 4 e 5 minutos e para o último incremento de carga deve-se observar o tempo de 10 minutos. Para o descarregamento do ensaio divide-se o valor da carga máxima em quatro valores iguais, esses devem ser observados em intervalos de 1 minuto, onde somente o último com verificado com intervalo de 5 minutos.

Os ensaios a serem realizados em estacas helicoidais para utilização em fundações de torres de linhas de transmissão caracterizam-se por admitir como carga máxima de projeto uma condição momentânea, essa condição evidencia-se pela ação do vento máximo na LT, conforme normas da International Electrotechnical Commission (IEC) o vento máximo é calculado para um período de retorno de 150 anos com intensidade de 10 minutos.

Segundo Cintra e Aoki (2013), a previsão da capacidade de carga usando métodos semiempíricos, auxiliam na definição das dimensões das estacas (diâmetro e profundidade).

De acordo com a NBR 12131 (2006), a execução da prova de carga estática é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. A critério do projetista, o ensaio pode ser realizado:

- a) Com carregamento lento;
- b) Com carregamento rápido.

As deformações correspondentes a estes dois tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

O ensaio lento é realizado segundo as seguintes prescrições:

- a) O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:
 - A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
 - Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 min;
- b) Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2min, 4 min, 8min, 15 min e 30 min contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30 min, até se atingir a estabilização;
- c) A estabilização dos deslocamentos é determinada através da avaliação do desempenho

da curva carga x deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual);

- d) Não sendo atingida a ruptura da estaca a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- e) O descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15min.
- f) Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

De acordo com Cintra e Aoki (2014), os ensaios rápidos se caracterizam por cargas mantidas durante o ensaio com um intervalo de duração rápida e padronizadas. Fellenius (1980) cita que os ensaios rápidos ou de curta duração (CRM), deve-se dobrar os estágios de carga no mínimo para 20, fazendo-se incrementos de carga de 10% da carga de trabalho calculada em projeto e considera que os estágios de cargas tenham duração de 5 minutos, já NBR 12131 (2006), considera estágios de 10 minutos, diferentemente de outros trabalhos de pesquisa desenvolvidos por outras instituições que adotam estágios de 15 minutos com leituras de recalques a cada 3 minutos.

- a) Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5min, independente da estabilização dos deslocamentos;

O ensaio rápido é realizado segundo a seguintes prescrições:

- b) O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:
 - A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
 - Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5min, independente da estabilização dos deslocamentos;
- c) Em cada estágio os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;
- d) Atingida a carga máxima do ensaio, o deslocamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 5min, com a leitura dos respectivos deslocamentos;
- e) d) após 10min do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final.

2.3.1 Capacidade de carga

Segundo Cintra e Aoki (2013) a capacidade de carga de um elemento estrutural de fundação como, por exemplo, uma estaca define-se como elemento onde as dimensões e os materiais que compõe o mesmo, sejam capazes de suportar os esforços solicitantes e transferi-los para o maciço de solos, através de sua resistência de ponta e atrito lateral.

No caso das estacas helicoidais no que se refere as solicitações de esforços a tração, esses são transferidos ao solo pela área de contato das hélices onde é mobilizado o solo que está em contato com a mesma provocando uma reação contrária ao esforço solicitante (Figura 11).

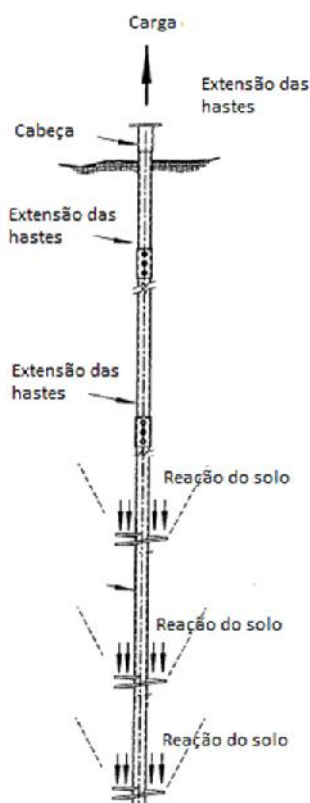


Figura 11 – Interação estaca helicoidal solo
Fonte AB. Chance - Adaptada

Stephenson (1997) descreve que a capacidade de carga das estacas helicoidais é determinada por meio de prova de carga, realizada em uma estaca helicoidal idêntica à estaca dimensionada para ser utilizada na obra, esse dimensionamento é realizado através de correlações com ensaios do tipo SPT e provável torque de instalação, determinado conforme dimensões da estaca. O resultado da prova de carga é extrapolado para o resto das estacas helicoidais que serão utilizadas na obra. A vantagem deste método está no fato de uma estaca real ser avaliada no local de utilização. E a desvantagem está na indefinição da profundidade a ser atingida pela estaca, pois quando a área de instalação da mesma é muito extensa pode-se ocorrer imprevisibilidades não verificadas nos ensaios de sondagem como por exemplo a presença de rochas ou pedriscos que podem impossibilitar a instalação das estacas, porém evidencia-se que para realizar-se muitas provas de carga, simulando diversas situações como o local real de instalação das estacas e dimensões das mesmas torna-se inviável.

De acordo com Carvalho (2007), os métodos teóricos, também correlacionam propriedades e características do solo como ângulo de atrito interno, peso específico do solo e coesão extraídos de ensaios do tipo SPT, tais características podem ser utilizadas no

dimensionamento das estacas helicoidais como diâmetros das hélices, espaçamento entre elas e passo da hélice.

2.4 Determinação da Resistência a Tração – Métodos Empíricos (Hoyt e Clemence -1989).

A capacidade de carga é calculada correlacionando-se os parâmetros de solo obtidos em sondagens do tipo SPT onde determina-se a capacidade de suporte da unidade de solo na altura de cada hélice pela área projetada da mesma resultando-se na capacidade de carga teórica da estaca.

A relação entre torque e capacidade de carga como pode-se verificar na Equação 2.3 é um método empírico também desenvolvido por A.B. Chance Company, há muito vem promovendo a idéia de que a energia de torção requerida para instalar uma estaca helicoidal pode estar relacionada com a capacidade de carga máxima de uma estaca.

O princípio do método, define-se no momento de instalação da estaca helicoidal no solo onde que em solos com pesos específicos maiores ou mais duro, o torque tende a aumentar. De igual modo, quanto maior for o binário de instalação, quanto maior a capacidade de carga da estaca helicoidal instalada.

Chance (1994) recomenda os valores de k_t de 33 m^{-1} a 39 m^{-1} para estacas de seções tubulares.

2.4.1 Hoyt & Clemence (H&C)

HOYT e CLEMENCE (1989), desenvolveram o método empírico para correlação do torque e a capacidade de carga, Q_u , podendo ser calculada, empiricamente, pelo torque de instalação pela Equação 2.3. desenvolvida por esses próprios autores, que analisaram os resultados de noventa e uma provas de carga em estacas helicoidais, com múltiplas hélices, os parâmetros do solo foram obtidos empiricamente das correlações estabelecidas de sondagens de simples reconhecimento, obtendo a equação abaixo:

$$Q_u = K_t.T \quad (2.3)$$

Onde: k_t é o valor do fator empírico que relaciona o torque e a capacidade de carga à tração, Tabela 2 e T é o torque de instalação.

Tabela 2 - Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca

Diâmetro do fuste	k_t
< 89mm	33 m ⁻¹
89mm	23 m ⁻¹
129mm	9,8 m ⁻¹

Fonte: (Hoyt e Clemence. 1989).

2.4.2 Perko & Rupiper (P&R-k)

Perko e Rupiper (2000), recomendam os valores de k_t apresentados na Tabela 3

Tabela 3 - Valores recomendados de k_t em função do diâmetro do fuste da estaca

Diâmetro do fuste	k_t
76mm	23 m ⁻¹
64mm	30 m ⁻¹

Fonte: (Perko e Rupiper. 2000).

2.5 Controle de execução com torque

Kulhawy (1985) salienta a importância das hélices das estacas possuírem o mesmo passo para que durante a instalação à estaca interfira o menos possível nas propriedades do solo. Quando a execução da estaca ocorre de forma correta todas as hélices seguem o mesmo trajeto da hélice de ponto independente dos seus diâmetros.

Segundo A.B. Chance (2004), a instalação das estacas é executada através de aplicação de um torque rotacional no sentido horário, fazendo-se com que as hélices girem em torno do seu próprio eixo para dentro do solo com auxílio de uma pequena carga axial, essa pode variar de acordo com o equipamento utilizado para a instalação da estaca, porém tal carga deve ser suficiente para manter o avanço da estaca no terreno igual a um passo por volta até a penetração das primeiras hélices.

Conforme Henriquez (2014) a leitura do torque é realizada de metro a metro de estaca instalada e por meio de um torquímetro mecânico conectado na cabeça da estaca sendo que a capacidade de carga é diretamente proporcional ao torque medido no final da instalação. Portanto, quando se atinge o torque requerido em projeto, a instalação é finalizada.

2.6 Relação torque x capacidade de carga

Segundo Carvalho (2007) a correlação entre o torque de instalação e a capacidade de carga é análoga à relação entre a penetração de uma estaca cravada e a capacidade de carga Hoyt e Clemence (1989), compararam os métodos de Cilindro de Cisalhamento e sugerido por Mitsh e Clemence (1985), com das Capacidades de Cargas Individuais Klym, Radhakrishna e Howard (1986) e do Torque. Foi obtida uma relação $R^2=0,90$ para a regressão linear quando comparados os dois métodos teóricos o que mostrou uma alta relação entre os resultados. Já para o mesmo procedimento em relação ao método do torque, foi obtida uma baixa relação entre os resultados onde $R^2 < 0,14$.

Com os resultados obtidos Hoyt e Clemence (1989) concluíram que os resultados calculados com o método de empírico foram mais próximos dos encontrados nas provas de carga, mas como ele só pode ser usado após a instalação da estaca, ele é mais útil para o controle da obra do que para o dimensionamento.

2.7 Carga de ruptura influenciada pela profundidade das estacas

Mitsch e Clemence (1985) estudaram a superfície de ruptura do solo em torno de ancoragens helicoidais e observaram que para uma pequena relação entre a distância ou altura da última hélice H_1 e o diâmetro da mesma D_1 onde estabeleceu-se uma relação de H_1/D_1 .

Segundo DAS (1990) o comportamento na ruptura das estacas helicoidais é separado em rasas e profundas, baseado na relação H_1/D_1 . Os valores limites da razão $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$ estudados por esse autor são correlacionados com os parâmetros de solo como ângulo de atrito interno do solo para areias e coesão para solo argilosos.

Em solos arenosos a relação H_1/D_1 a superfície de ruptura pode ou não atingir a superfície do terreno. Quando isto ocorre diz-se que a ancoragem é profunda DAS (1990). Para Mitsch e Clemence (1985), areia com densidade relativa entre 44% e 90% a relação $(H_1/D_1)_{cr}$ é 5. De acordo com Stephenson (2003), uma razão profundidade sobre o diâmetro da estaca H_1/D_1 deve ser igual a três será suficiente para que a ruptura seja considerada profunda, independentemente do tipo de solo. Hoyt e Clemence (1989), explica que tem sido relatado por diversos pesquisadores que a razão crítica varia entre 3 e 8. A companhia recomenda 5 como o valor a ser utilizado nos projetos.

DAS (1990) apresenta na Tabela 4 a variação da razão crítica com o ângulo do atrito interno para solos arenosos. Para solos argilosos a razão crítica é calculada pela equação 2.10, onde a coesão é dada em kPA.

Tabela 4 - Valores de $(H_1/D_1)_{cr}$ em função do ângulo de atrito

Ângulo de atrito do solo, ϕ (graus)	$(H_1/D_1)_{cr}$
25	3
30	4
35	5
40	7
45	9
48	11

Fonte: (DAS. 1990).

$$\left(\frac{H_1}{D_1}\right) = 0,107c + 2,5 \leq 7 \quad (2.10)$$

2.8 Segurança e confiabilidade nas fundações

Segundo Velloso e Lopes (2004) nos problemas de fundações a sempre incertezas, seja nos métodos de cálculo, seja nos valores de parâmetros do solo introduzidos nesses cálculos, seja nas cargas a suportar. Consequentemente, há a necessidade de introdução de coeficientes de segurança que levem em conta essas incertezas.

Os parâmetros de resistência (Meyerhof 1970), e compressibilidade dos solos determinados, seja em ensaios de laboratório, sejam a partir de correlações com ensaios de campo (SPT, CPT etc.), apresentam, também inevitavelmente, erros que devem ser cobertos por uma margem de segurança. Os cálculos de capacidade de carga, de recalques e outros são elaborados sobre modelos que procuram representar a realidade, mas sempre requerem a introdução de simplificações das quais resultam erros que deverão ser cobertos por margem de segurança. As cargas as quais se projetam as fundações também são também eivadas de erros que deverão ser considerados pela margem de segurança. Finalmente, a margem de segurança deverá levar em conta as imperfeições da execução das fundações que podem, mediante adequada fiscalização, ser reduzidas, mas nunca totalmente eliminadas.

Assim, na sequência, ter-se-á a margem de incerteza: nas investigações geotécnicas, nos parâmetros de projeto, nos métodos de cálculo, métodos e equipamentos utilizados para execução.

Todas as incertezas mencionadas podem ser incluídas em um único coeficiente de segurança que será chamado de global. No caso de fundações por estacas, Terzaghi e Peck (1967) recomenda o uso de coeficiente de segurança global igual a 2,0.

Outra possibilidade de introdução da segurança consiste em multiplicar as cargas permanentes (g) e variáveis (p) por coeficientes de segurança parciais (chamados “de majoração das cargas”), CS_g e CS_p , e impor que as tensões obtidas dessas cargas majoradas sejam menores que as tensões de ruptura dos materiais:

$$\dagger (g.CS_g + p.CS_p) \leq \dagger r \quad (2.11)$$

Verifica-se então que no primeiro procedimento, podem-se adotar diferentes coeficientes de segurança para os diferentes materiais, enquanto no segundo, podem-se adotar diferentes coeficientes de segurança para diferentes carregamentos.

É um conceito ultrapassado considerar que os fatores de segurança prescritos em normas garantam a ausência de riscos de ruína, é necessário verificar também a probabilidade de ruína da fundação, por meio da chamada análise de confiabilidade. Antigamente considerava-se como segura a fundação projetada com base nos fatores de segurança de norma, o que explica a própria nomenclatura: fatores de segurança. Atualmente, porém é preferível o conceito mais abrangente de segurança, com a inclusão da referida análise de confiabilidade.

2.8.1 Probabilidade de ruína

Segundo Cintra e Aoki (2011) nos elementos estruturais de fundação sempre haverá risco de ruína e, por isso nos projetos dos elementos estruturais de fundações, além de considerar os coeficientes de segurança, também se deve quando possível adotar a

probabilidade de ruína, fazendo-se os cálculos necessários para obter uma probabilidade de risco aceitável.

Em alguns países, as normas já exigem a verificação da probabilidade de ruína das estruturas junto com a verificação dos fatores de segurança parciais utilizados nos cálculos de dimensionamento de elementos estruturais uma dessas normas que exigem esses procedimentos é a norma dos países da comunidade europeia conhecida como Eurocode.

Em todo projeto deve-se estabelecer um valor extremo aceitável para a probabilidade de ruína na fundação, que atenda além de fatores de Norma, um risco considerável aceitável. Pela análise matemática de probabilidade de ruína toda fundação tem probabilidade de falhar. Deste modo é relevante ressaltar que as resistências dos maciços e dos elementos de fundações, e também as solicitações nestas são variáveis aleatórias, e que sempre existirá uma probabilidade de ruína de um elemento de fundação.

Zhang (2001) cita que a realização de provas de cargas de estacas é uma maneira importante de se medir incertezas no projeto de fundações por estacas. A variabilidade das resistências que formam a fundação de uma obra pode ser estimada por provas de cargas. Oliveira (2008) resume as incertezas em um projeto de fundações em quatro tipos: Determinação das cargas, variabilidade das condições do maciço de solos, determinação dos parâmetros de projeto, e o grau de quanto de quanto o modelo analítico representa o comportamento da fundação.

A probabilidade e a estatística podem ser usadas como ferramentas matemáticas eficientes para avaliar essas incertezas, no entanto a maior dificuldade para essa avaliação é arbitrar o grau de influência de cada uma delas na análise global, ou nas próprias medições dessas grandezas.

Orr e Breyse (2008) afirmam que o fator de segurança sozinho não considera a variabilidade do solo da fundação e não pode proporcionar uma avaliação confiável da probabilidade de ruína. Uma vez que a norma brasileira de projeto e execução de fundações não estabelece valores máximos para a probabilidade de ruína, cabe ao projetista determinar o valor da probabilidade de ruína implícita na utilização dos fatores de segurança normatizados

e, em seguida solicitar ao proprietário a decisão sobre o risco aceitável para cada fundação por estacas, dependendo do tipo da obra, e a consequência da ruína, em termos econômicos, sociais e ambientais.

Mesmo na literatura, ainda não prescrições para elementos isolados de fundações por estacas, mas apenas referências a probabilidade de ruína de obras de fundação. Lumb (1966) sugere um valor de risco para a estabilidade de fundações da ordem de 1/1000 a 1/100000, enquanto Meyerhof (1969) considera que os fatores de segurança 2 e 3 usados em projetos de fundações correspondem a uma probabilidade de ruína de 1/1000 a 1/10000.

2.8.2 Avaliação da probabilidade de ruína

Conforme Cintra e Aoki (2011) se haver variabilidade existente tanto em (R) resistência e (S) solicitação, pode-se fazer uma análise estatística e construir curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência $f_r(R)$ e de solicitação $f_s(S)$ para o caso da distribuição normal simétrica (Figura 17).

Na Figura 17, também está representado os valores médios de solicitação e de resistência (S_{med} e R_{med}), bem como os pontos A e B, de inflexão das curvas S e R, que caracterizam os respectivos valores de desvio padrão (σ_s e σ_r), os quais quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R analisadas. Essa dispersão também pode ser expressa pelos coeficientes de variação:

$$V_s = \frac{\sigma_s}{S_{med}} = \text{coeficiente de variação da solicitação} \quad (2.12)$$

$$V_r = \frac{\sigma_r}{R_{med}} = \text{coeficiente de variação da resistência} \quad (2.13)$$

O fator de segurança global (F_s) consiste em uma relação entre os valores médios de resistência (R_{med}) e de solicitação, (S_{med}) (Equação 2.14)

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (2.14)$$

Os valores característicos das resistências são determinados considerando-se a variabilidade dos resultados experimentais. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior que corresponde ao quantil de 5% da respectiva distribuição, ou seja pelo menos 95% dos valores das resistências dos resultados experimentais devem ser superiores a R_k Fusco (1974).

Na prática nas fundações, sempre teremos variabilidade nos valores das resistências e das solicitações. Na Figura 17, pode-se verificar que quanto maior é a distância entre os histogramas referentes as solicitações e resistência maior será o fator de segurança e conseqüentemente menor a probabilidade de ruína.

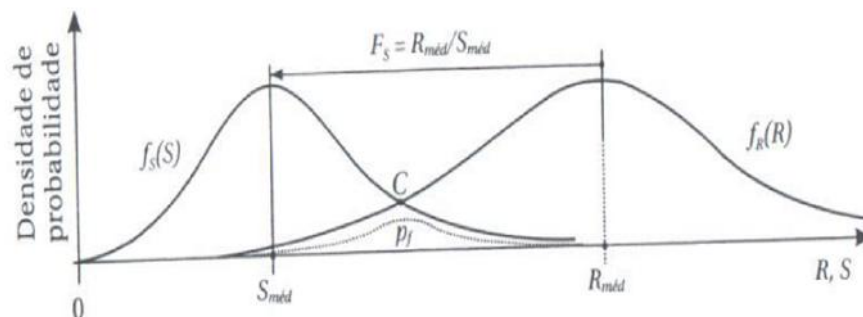


Figura 12 - Histograma de probabilidade de ruína
Fonte Cintra e Aoki (2011)

Segundo Cintra e Aoki (2011), a probabilidade de ruína é calculada pela equação integral mostrada abaixo que corresponde a área mostrada na Figura 17 que fica abaixo do ponto C, na interseção dos histogramas R e S:

$$pf = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S) F_R(s) ds \quad (2.15)$$

Pode-se verificar na Figura 18, a aproximação entre as curvas de solicitação e de resistência, diminuindo o fator de segurança global.

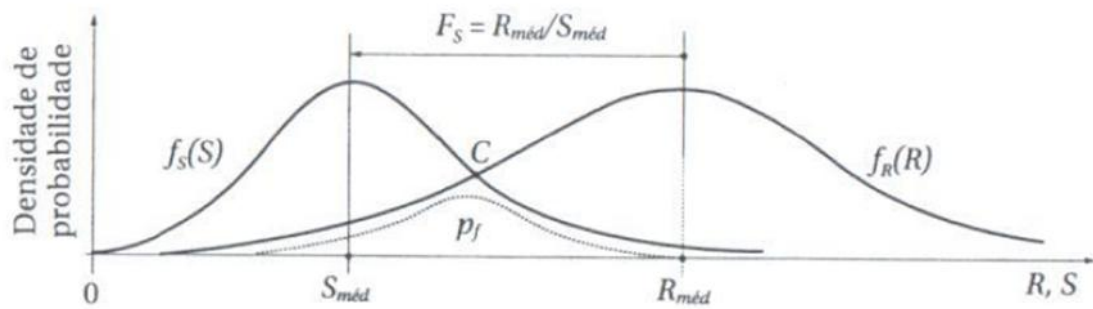


Figura 13 - Histograma de solicitação e de resistência mais próximas entre si
Fonte Cintra e Aoki (2011)

Cintra e Aoki (2011) evidenciam que nem sempre um fator de segurança F_s adequado resulta na inexistência de probabilidade de ruína, portanto sempre que se for necessário deve-se ser realizada um análise do valor de p_f , verificando se o mesmo é aceitável ou não.

2.8.3 Margem de segurança

A função margem de segurança $f_z(Z)$ é a diferença entre as curvas de resistência (R) e de solicitação (S):

(2.16)

$$f_z(z) = f_r(R) - f_s(S)$$

A Figura 19 mostra que a ruína ocorre quando $Z < 0$, ou seja, quando $R < S$, e a fundação não sofre ruína quando $Z > 0$. Por isso, a área hachurada corresponde à probabilidade de ruína da fundação.

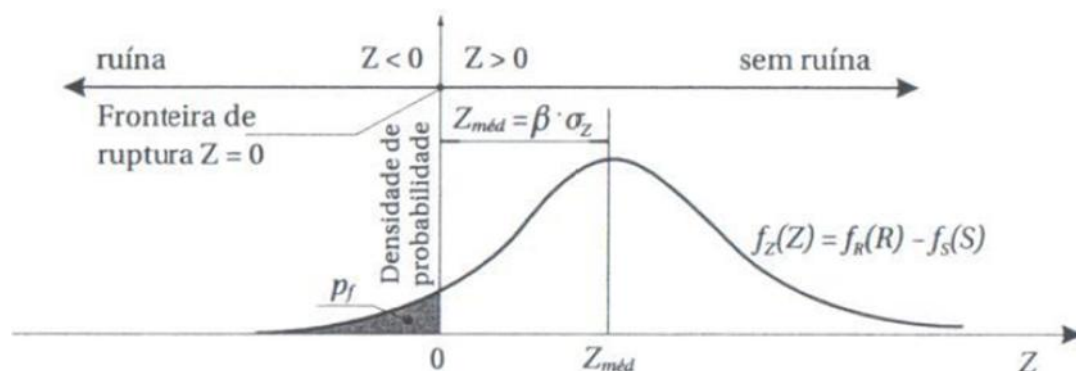


Figura 14 – Função margem de segurança

Assim, pode-se escrever a equação referente a margem de segurança como sendo:

$$Z_{méd} = S_{méd} (F_s - 1) \quad (2.17)$$

Segundo Fusco (1974) a relação para o cálculo do coeficiente de segurança global também se baseia na razão entre a resistência média e solicitação média onde:

$$C_s = \frac{R_m}{S_m} \quad (2.18)$$

Cardoso e Fernandes (2001) apresentam uma expressão para cálculo do parâmetro s , para correlação estatística da probabilidade de ruína considerando distribuição normal:

$$s = \left(1 - \frac{1}{C_s}\right) / \left[V_r^2 + \left(\frac{1}{C_s}\right)^2 * V_s^2 \right]^{0.5} \quad (2.19)$$

Onde:

V_r – Variância das amostras referentes a resistência;

V_s – Variância das amostras referentes as solicitações;

Ang e Tang (1984) demonstram que a função probabilidade de ruína tem uma relação direta com s conforme pode-se verificar na equação seguinte:

$$pf = 1 - \Phi(s) \quad (2.20)$$

Onde:

– traduz-se estatisticamente como uma função de distribuição normal.

No Excel escrevemos a expressão como:

$$pf = 1 - DIST.NORM(s;0;1;VERDADEIRO) \quad (2.21)$$

2.9 Determinação da carga de ruptura

Conforme a NBR 6122 (2010) o dimensionamento das fundações é realizado através de análises levando-se em consideração os estados-limites últimos e de utilização, os estados limites últimos podem ser definidos como perca da capacidade de carga devido à instabilidade elástica da estaca.

Define-se como elemento estrutural de fundação o sistema formado entre a estaca e solo que a envolve e proporciona estabilidade ao elemento estrutural de fundação, a chamada capacidade de carga do elemento estrutural de fundação resume-se na carga que causa a ruptura no elemento mais fraco do sistema estaca / solo onde geralmente o solo é o elo mais fraco desse sistema.

Alguns fabricantes de estacas helicoidais indicam valores para cargas admissíveis para as estacas helicoidais, porém conforme a NBR 6122 (2010) essa informação não corresponde a carga admissível da estaca e sim a carga estrutural admissível onde essa corresponde a resistência estrutural de cálculo dividida pelo fator de majoração da solicitação, as cargas informadas pelos fabricantes de estacas não leva em conta todo o sistema do elemento estrutural de fundação, por isso os valores fornecidos pelo fabricante representam apenas um limite máximo da carga admissível da fundação.

Considerando-se o elemento estrutural isolado no caso à estaca helicoidal, define-se a capacidade de carga estrutural observando 3 aspectos:

- Capacidade de carga da haste ou eixo da estaca;
- A força resistente da solda entre hélice e a haste;
- A força resistente de tração aplicada sobre o conjunto incluindo o parafuso de conexão entre as extensões das estacas.

Em termos de projetos de fundações é de fundamental importância a previsão da capacidade de carga das estacas helicoidais e a profundidade de parada da mesma, e para avaliar esses requisitos devem ser considerados os seguintes fatores:

Dimensões das estacas: As seções transversais das hélices junto com seu próprio eixo, verifica-se a carga correspondente no catálogo do fabricante da estaca, adotando-se a carga admissível e multiplicando por um fator de segurança, obtém-se o valor necessário para a capacidade de carga da estaca. Em seguida utiliza-se métodos semi-empíricos para correlacionar o comprimento da estaca com a capacidade de carga.

Limitação dos equipamentos: Esse quesito pode impor um comprimento máximo da estaca a ser instalada, conforme fórmula abaixo podemos calcular o comprimento mínimo da estaca helicoidal, para a mesma ter a capacidade de carga mínima para atender as solicitações a tração. A profundidade mínima é uma relação direta com o diâmetro das hélices da estaca sendo que a distância entre elas deve ser superior a 3 vezes o diâmetro e distância da última hélice até a superfície superior a 5 vezes o diâmetro.

(2.22)

$$L_{\min} = 3.(D_1 + D_2 + D_3 \dots + D_n) + 5..D_u$$

Onde:

L_{\min} - Profundidade mínima da estaca;

D_1, D_2, D_n – Diâmetro das hélices;

D_u – Diâmetro da última hélice.

Conforme metodologia proposta por Perko (2009) para determinação da carga de ruptura durante os ensaios das estacas helicoidais, adotou-se como critério de ruptura a ordem de 10% do diâmetro da última hélice a penetrar no solo, ou seja, verifica-se o diâmetro da última hélice da estaca, por exemplo hélice, com diâmetro de 35cm obtém-se um recalque diferencial máximo de 3,5cm, observando a carga de ruptura da estaca quando atingir tal deslocamento.

2.9.1 Chin (1970, 1971)

O método de Chin (1970 apud Alonso, 1991) e Chin (1971 apud Alonso, 1991), citado por Fellenius (1980, 2001, 2006), Niyama et al (1996) considera que a região próxima da ruptura da curva carga vs recalque seja hiperbólica.

Esse método representa o trecho final da curva carga vs recalque pela expressão:

$$Q = \frac{w}{C_2 + C_1 \cdot w} \quad (2.22)$$

Onde:

Q – Carga aplicada;

w – Recalque;

C₂ – Interseção;

C₁ – Coeficiente angular da reta obtida no gráfico (r/Q vs r).

Os valores de carga são divididos pelos valores de recalque correspondentes e plotados em um gráfico versus recalque (Figura 20).

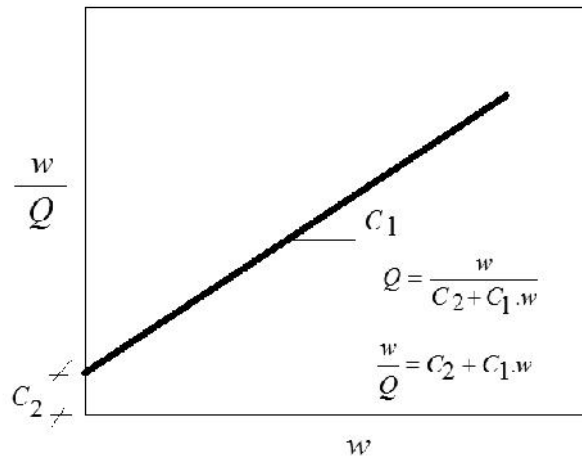


Figura 15 - Gráfico do cálculo da carga de ruptura segundo o método de Chin (Alonso – 1991)

A carga de ruptura (R_u) é o limite desta expressão, quando r → ∞, ou seja, é o inverso do coeficiente angular da reta:

$$R_u = \frac{1}{C_1} \quad (2.23)$$

O método de Chin é aplicável tanto em ensaios rápidos como nos lentos, desde que as cargas sejam aplicadas em tempos constantes.

2.9.2 Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) utiliza a forma exponencial, ajustando os pontos da curva a uma função matemática, analisando a ruptura física, correspondendo a recalques teoricamente infinitos.

Esse método é muito utilizado no Brasil, para extrapolar as curvas obtidas em provas de carga que não foram levadas à ruptura. Aoki (1989) afirma, através da experiência, que a curva carga vs recalque é bem representada pelo método, através da expressão 2.24:

$$Q = C_1 \cdot (1 - e^{-C_2 \cdot w}) \quad (2.24)$$

Onde:

Q – Carga na ponta da estaca

C_1 – Resistência última da estaca

W – Recalque da estaca causado por P

C_2 – Coeficiente que define a forma da curva carga vs recalque.

De acordo com Aoki & Alonso (1986), o coeficiente depende das características da estaca e da natureza do solo.

A assíntota da curva carga vs recalque caracteriza a ruptura (Q) (Figura 21).

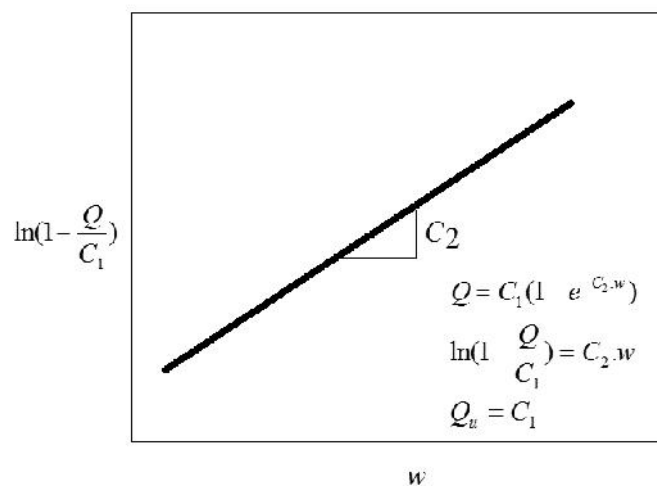


Figura 16 - Gráfico cálculo da ruptura carga x recalque de Van der Veen (1953)

2.10 Interpretação da curva carga x recalque

Cintra e Aoki (2013) relatam sobre a importância da organização de um sistema para realização de uma prova de carga onde o mesmo deve ser construído para atender ao dobro da carga admissível de projeto. Porém muitas vezes verifica-se a impossibilidade de executar uma prova de carga até sua ruptura ou com ruptura nítida, quando se verifica a ocorrência desse tipo de situação, pode-se adotar artifícios que possibilitem determinar a ruptura das provas de carga, como por exemplo utilizar os critérios de ruptura física que se caracteriza quando $R = 2Pa$.

Para interpretação das curvas cargas x recalques (Figura 22) exige-se primeiramente que seja feita a escolha do tipo de critério ou método como pode-se verificar no item 2.11 determina-se a carga de ruptura pelos métodos de Van Der Veen (1953) e Chin (1970).

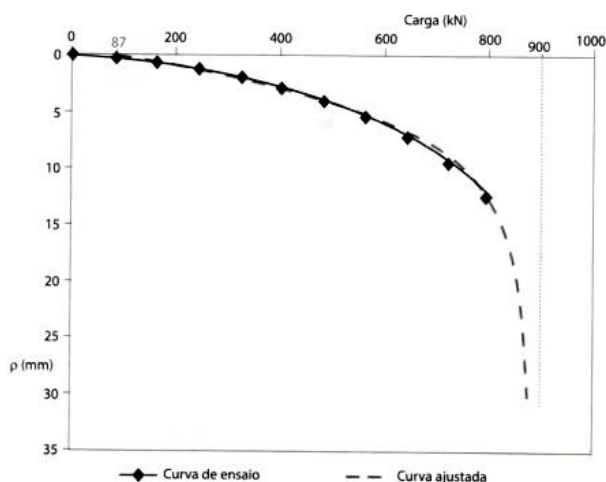


Figura 17 - Curva carga x recalque ajustada pelo método de Van der Veen

Fonte Cintra e Aoki (2013)

Para verificar-se a eficiência do método de extrapolação da curva carga x recalque de Van Der Veen, pode-se fazer o uso da regressão linear calculando-se através de uma planilha Excel o valor de R^2 ou da determinação que quanto mais perto de 1 melhor será a eficiência da curva, o cálculo da determinação também pode ser verificado para outros métodos como por exemplo o de Chin (1970).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Local de instalação das estacas

As instalações das estacas foram feitas na região rural da cidade de Assis – SP, localizando-se na região oeste do mesmo estado, a região tem como característica de relevo em planalto ondulado e suave, o clima da região se caracteriza como subtropical úmido, com temperatura média anual de 22 graus.

3.2 Características geotécnicas

3.2.1 Solos tropicais

Segundo Villibor e Nogami (1995) para que um solo possa ser considerado tropical não basta que o solo tenha sido formado na faixa geográfica tropical ou em região de clima tropical úmido, mas é indispensável que o solo apresente características geológicas específicas como, por exemplo, a fração de argila dos solos tropicais, principalmente dos lateríticos, é um fator preponderante quando comparados com solos de granulometria similares de países de clima temperado e frio.

3.2.2 Solos lateríticos

De acordo com Gutierrez (2005) os solos lateríticos se caracterizam pela atuação do intemperismo, o que proporciona a drenagem nesse tipo de solo esse processo também pode ser denominado de laterização. Nos solos lateríticos evidenciam-se a presença de óxidos hidratados de ferro e alumínio proporcionando uma cor avermelhada a marron, que também podem ser designados por terras rochas, porém as características do horizonte variam consideravelmente de acordo com o grupo pedológico a que pertence. O quartzo é encontrado com muita frequência e de maneira predominante nas frações areia e pedregulho desses solos.

3.2.3 Sondagens do local

Foi executada uma sondagem de simples reconhecimento tipo (SPT), nos locais onde serão instaladas as estacas para o elemento estrutural de fundação suportar os esforços da estrutura metálica a ser montada. O perfil de sondagem realizado permite descrever a ocorrência das seguintes camadas:

Pelos perfis de sondagem nota-se que o solo possui camada homogênea composta por uma areia argilosa de consistência fofa a mediamente compactada, sem ocorrência do nível de água (Figura 23).

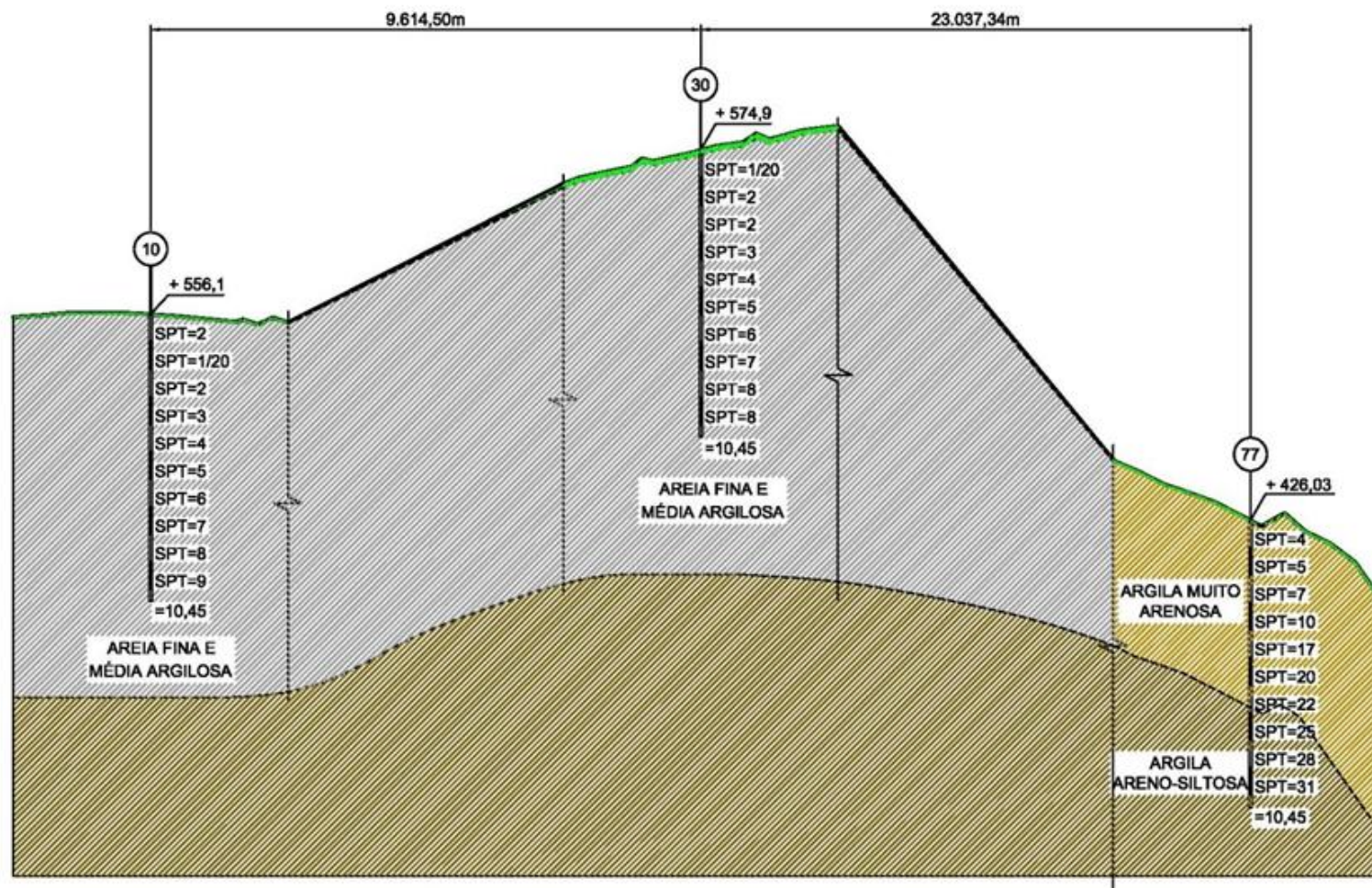


Figura 18 - Perfil de sondagem (SPT) – Estruturas 10, 30 e 77

3.3 Torre metálica em estudo

A estrutura em estudo faz parte da linha de transmissão de 230kV em circuito duplo, com altura total de 52,00m e altura útil de 36,50m a torre é constituída dos seguintes elementos:

- Cabeça;
- Parte superior comum;
- Duas extensões de 7,5m;
- Parte superior comum.

Peso total: 5360 kg.

3.3.1 Modelagem das estruturas e obtenção das cargas nas fundações dos estais

A escolha das estruturas teve como referência critérios como intensidade e tempo de retorno dos ventos e as cargas foram extraídas do software Tower que faz o cálculo dos esforços através do MEF, nesse software cada estrutura é definida por um arquivo de dados, gerados por menus. Basicamente, deve-se fornecer a geometria da estrutura o tipo de isolamento (suspensão, ancoragem, “line-post”, cadeia “V”, etc.) e a aplicação (máximos ângulos de balanço para cadeias de suspensão, máximos vãos gravante e médio, e máximo ângulo para aplicação na linha de transmissão).

Da mesma forma, cada cabo é definido como um arquivo de dados, exemplificados na Tabela 5.

Tabela 5 – Dados dos cabos

CARACTERÍSTICAS DOS CABOS						
CABOS CONDUTORES						
Tipo	Tração de Ruptura (kgf)	Área da seção (mm ²)	Diâmetro (mm)	Peso unitário (kgf/m)	E (kgf/mm ²)	Coef. De dilatação linear
CAL 673 MCM	7593,91	340,89	23,98	0,93985	6,77	23,10 ⁻⁶
CABOS PARA-RAIOS						
OPGW-24FO	11722,73	122	14,7	0,715	13,61	14,2 ⁻⁶
EHS	4900	51,14	9,52	0,407	18,5	11,5 ⁻⁶

Para cada projeto, é necessário definir um conjunto de critérios, representados basicamente por pressão de vento e temperatura.

3.3.2 Critérios de regionalização para obtenção das velocidades de vento

Para a determinação das médias regionais para os CVs (coeficientes de variação) e os FRs (fatores de rajada), foram calculados através de parâmetros médios comuns que na prática em meteorologia, essas médias são calculadas tomando-se como referência os dados das estações mostradas na Tabela 6.

Tabela 6 - Características paramétricas das estações anemométricas

Características paramétricas das estações anemométricas									
Cidade	Latitude (graus)	Longitude (graus)	Anos	V _{médio} 10min (km/h)	CV _r 10min (km/h)	V _{médio} 3seg (km/h)	CV _r 3seg (%)	FR _{r3s} (pu)	FR _{r30s} (pu)
Bandeirantes	23.10	50.35	4	57.02	16	91.24	16	1.6	1.3
Bariri	22.15	48.75	16	53.76	19	86.02	24	1.6	1.3
Barra Bonita	22.50	48.57	18	60.03	19	96.05	19	1.6	1.3
Bauru	22.32	49.07	12	58.58	19	93.72	19	1.6	1.3
Botucatu	22.95	48.43	17	50.00	16	80.00	19	1.6	1.3
Cambará	23.01	50.03	15	70.63	13	113.01	13	1.6	1.3
Capão Bonito	23.98	48.33	5	55.62	13	88.99	13	1.6	1.3
Capivara	22.67	51.35	8	49.95	16	79.92	16	1.6	1.3
Catanduva	21.13	48.97	12	69.55	16	111.28	16	1.6	1.3
Ibiporã	23.27	51.02	17	69.44	16	111.11	16	1.6	1.3
Ibitinga	21.75	48.98	15	56.45	13	90.32	15	1.6	1.3
Jaboticabal	21.25	48.30	7	55.89	16	89.42	16	1.6	1.3
Jurumirim	23.20	49.22	17	50.00	19	80.00	21	1.6	1.3
Londrina	23.39	51.17	15	58.00	16	92.80	16	1.6	1.3
N. Avanhandava	21.10	50.18	8	67.76	13	108.42	13	1.6	1.3
Pradópolis	21.37	48.07	16	59.14	16	94.62	23	1.6	1.3
P. Prudente	22.12	51.38	21	57.68	16	92.29	13	1.6	1.3
Promissão	21.30	49.78	12	62.16	19	99.46	19	1.6	1.3
Salto Grande	23.01	50.01	15	63.62	13	101.79	16	1.6	1.3

Onde:

CV_r coeficiente de variação (%) regionalizado (10 min e 3 s);

FR_{r3s} fator de rajada de 3 segundos (pu) regionalizado;

FR_{r30s} fator de rajada de 30 segundos (pu) regionalizado.

3.3.3 Rugosidade dos terrenos

Quanto à rugosidade do terreno no entorno das estações consideradas nesse estudo, admitiu-se que as velocidades medidas nas estações estão associadas a terrenos com grau de rugosidade B, tal como classificado pelas Normas IEC 60826 e NBR 5422 (1985), significando terrenos planos com poucos obstáculos conforme mostrado na Tabela 1. A escolha se deve ao fato de que as estações meteorológicas normalmente se encontram em regiões de rugosidade B, por imposições naturais das redes meteorológicas que, grosso modo, requerem localizações em terrenos desprovidos de obstáculos para evitar distorções nas medições.

3.3.4 Ventos básicos de projeto

Os cálculos das velocidades dos ventos devem ser feitos de acordo com as Equações 3.1 e 3.2, onde V_m é a velocidade média da amostra de máximos anuais (km/h), S é o desvio-padrão da amostra de máximos anuais (km/h), V_T é velocidade de vento, período de retorno T em anos (km/h) e C_1 e C_2 são coeficientes da distribuição de Gumbel (km/h)

$$V_T = V_m + \frac{s(Y - C_2)}{C_1} \quad (3.1)$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \left(1 - \left(\frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad (3.2)$$

Tabela 7 – Critérios de projeto para dimensionamento da LT

CRITÉRIOS DE PROJETO		
Descrição	Pressão de vento (Pa)	Temperatura do cabo (deg °C)
Temperatura de projeto		83
EDS		20
Temperatura mínima		-2
Vento máximo	589,0	16
Vento extremo	1526,8	16
Temperatura de emergência		95

As distâncias de segurança são em geral padronizadas podendo, no entanto, ter ajustes específicos a cada projeto, conforme a necessidade. Os dados são exemplificados na Tabela 8.

Tabela 8 - Distâncias de segurança dos cabos em relação ao solo

Descrição	Distancia vertical requerida (m)
Ponto do solo	7,5
Rua, avenida	8,5
Rodovia Federal	11,5
Rodovia Estadual	11,4
Estrada Municipal	8,5
Rio navegável	17,5
Cerca	6,5
Ld 34,5kV	1,8

Os passos seguintes resumem os procedimentos básicos necessários para plotagem da linha de transmissão no software Pls-Cadd.

Preparação do perfil do terreno: nesta fase são carregados os arquivos com as distâncias de segurança, são definidos os perfis laterais e, se necessário, gerados pontos interpolados.

Seleção das estruturas: definimos quais as séries de estruturas que o computador

poderá considerar para o projeto automático.

Otimização: definimos os dados necessários para que o computador execute o projeto. Após esta fase, checar distâncias, visualizar o projeto em três dimensões, ajustar o projeto manualmente, caso desejado, etc.

Lançamento do cabo para-raios: caso necessário, nesta fase pode-se fazer o lançamento do cabo para-raios com base nos dados de lançamento do cabo condutor.

Relatórios de projeto: todos os relatórios usuais podem ser obtidos tais como tabela de locação, custos, tabelas de esticamento, listas de materiais, etc.

Desenhos: a emissão de desenhos pode ser feita via impressora local ou mediante exportação de arquivos para acabamento final no aplicativo apropriado (AutoCad, Microstation, etc.).

3.3.5 Modelagem numérica

A torre escolhida foi modelada no programa Tower, utilizando dados fornecidos pelos projetos das estruturas, para análises em diferentes condições de carregamento. Foram geradas árvores de carregamento adotando velocidade de vento entre 20 m/s e 30 m/s variando de 2 em 2 m/s e entre 30m/s e 50m/s, variando de 5 em 5 m/s. Foram adotados também ventos atuando de 0° a 360° variando de 10° em 10°, para cada uma das velocidades de vento utilizadas no projeto. Tendo como base a NBR-5422 (1985) Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica, foram geradas árvores de carregamentos seguindo todos os critérios normativos recomendados.

As cantoneiras das torres foram modeladas como elementos de viga. A Figura 24 apresenta a estrutura analisada nesse trabalho através do software Tower. Para cada hipótese analisada serão obtidos os resultados teóricos para as forças axiais resultantes nos estais e conseqüentemente nas fundações. Analisando o comportamento da estrutura no software, permite-se avaliar para cada direção e intensidade de vento o esforço axial na peça ou nos estais. Pode-se observar no software tower que em direções que o vento atua ortogonalmente às linhas de transmissão o esforço axial é maior ou menor dependendo da posição do pé em relação aos demais. Em situações extremas, observa-se a inversão dos resultados indicando a

presença de esforços de tração na peça.

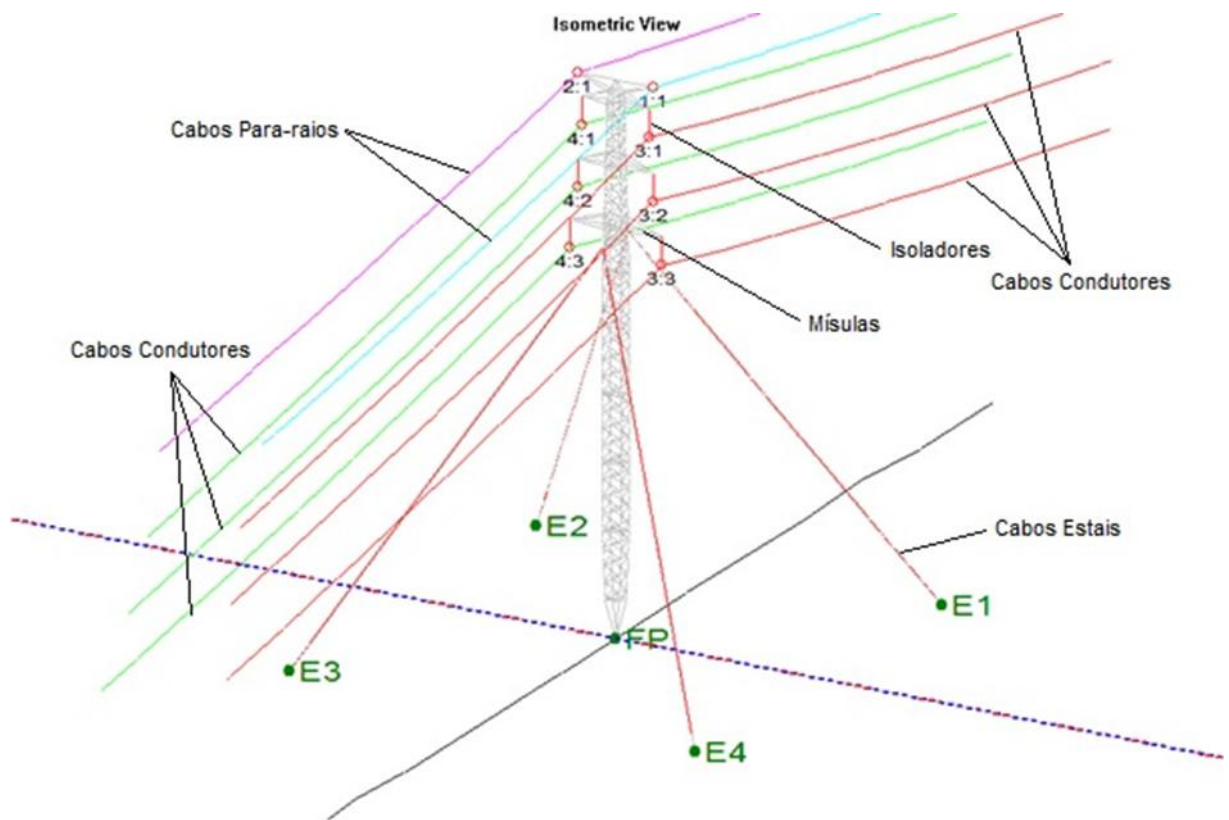


Figura 19 - - Estrutura modelada no software Tower

3.3.6 Modelagem da estrutura

O modelo gerado no Pls-cadd inclui apenas informações básicas tais com altura da estrutura, ângulos de deflexão, ângulos de balanço, vão médio e vão gravante. Com o resultado de avaliação da estrutura pelo Pls-cadd é determinado o percentual de utilização com parando-se os vãos (médio e gravante) reais utilizados na locação com os vãos máximos permitidos para cada tipo de estrutura.

O Modelo Simplificado não possui informações de parafusos e conexões, porém são suficientes para a determinação dos esforços utilizados em projetos das fundações das torres, obtidas de modo rápido e a baixo custo.

O modelo para cálculo estrutural deverá ser completo, incluindo a correta especificação dos nós, cantoneiras, parafusos, estais, ligas de aço utilizadas, valores limites, etc e deve conter o carregamento mecânico previsto na memória de cálculo do projeto da estrutura. Esta modelagem é feita para todas as alturas previstas no projeto original da torre.

O modelo com gráfico de aplicação, para uso no Pls-cadd, será obtido através do Tower utilizando-se da modelagem do cálculo estrutural com inserção das hipóteses de carregamentos atualizadas.

Para verificações estruturais específicas após executado o projeto no Pls-cadd, será necessário especificar as hipóteses de carregamento no Pls-cadd, em Criteria/StructureLoads. Versões mais recentes do software permitem incluir todas as hipóteses usuais (ventos conforme IEC 60826 dentre outras normas, cabos rompidos, etc) com os respectivos fatores de segurança.

Os seguintes passos são usualmente necessários no desenvolvimento do projeto com possibilidades de execução de cálculo estrutural:

a) Carregar no projeto do Pls-cadd, os arquivos das estruturas modeladas com Gráfico de Aplicação, em Structures/Available Structure List/ Add/Del, e executar o projeto de locação no modo usual.

b) Ajustar a conexão do cabo para o set par correspondente (vão a vante). Isto é feito com o comando Sections/Modify, onde se escolhe o tramo e em seguida Edit Stringing.

c) Lançar demais cabos e proceder ao ajuste de sets em cada um deles. Com todos os cabos lançados, já será possível obter as cargas mecânicas para o dimensionamento das fundações.

d) Caso necessário, poderá ser feita a verificação estrutural de qualquer torre do projeto. Para tal, pressiona-se F1 e escolhe-se Use Method 4. Em seguida, Structures/Check e escolhe-se a torre desejada. O Tower é executado automaticamente e devolverá os resultados ao Pls-cadd na forma de relatórios (Figura 25).

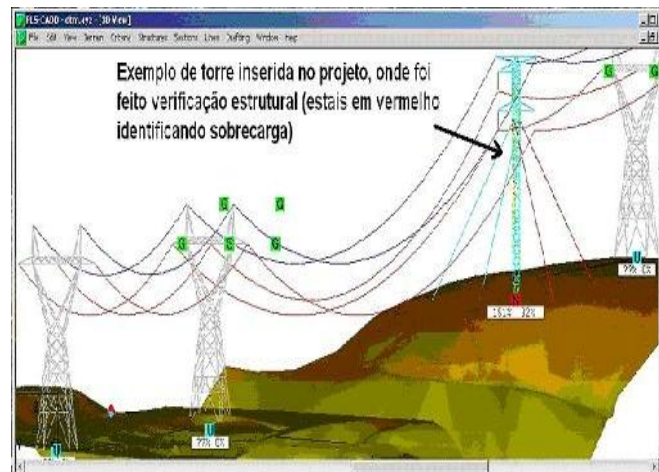


Figura 20 – Verificação estrutural Pls-Cadd / Tower
Fonte Hatashita (2009)

Com a utilização conjunta dos softwares foi possível à obtenção dos esforços necessários a elaboração do projeto das fundações das estruturas. Necessita-se que as hipóteses de carregamento estejam especificadas em Criteria/StructureLoads. Pelo fato do Tower fazer uma análise de segunda ordem da estrutura, os esforços calculados para o projeto de fundações são mais precisos.

3.3.7 Aplicação das cargas na torre

Um esquema explicativo do sistema de aplicação das cargas é apresentado na Figura 26.

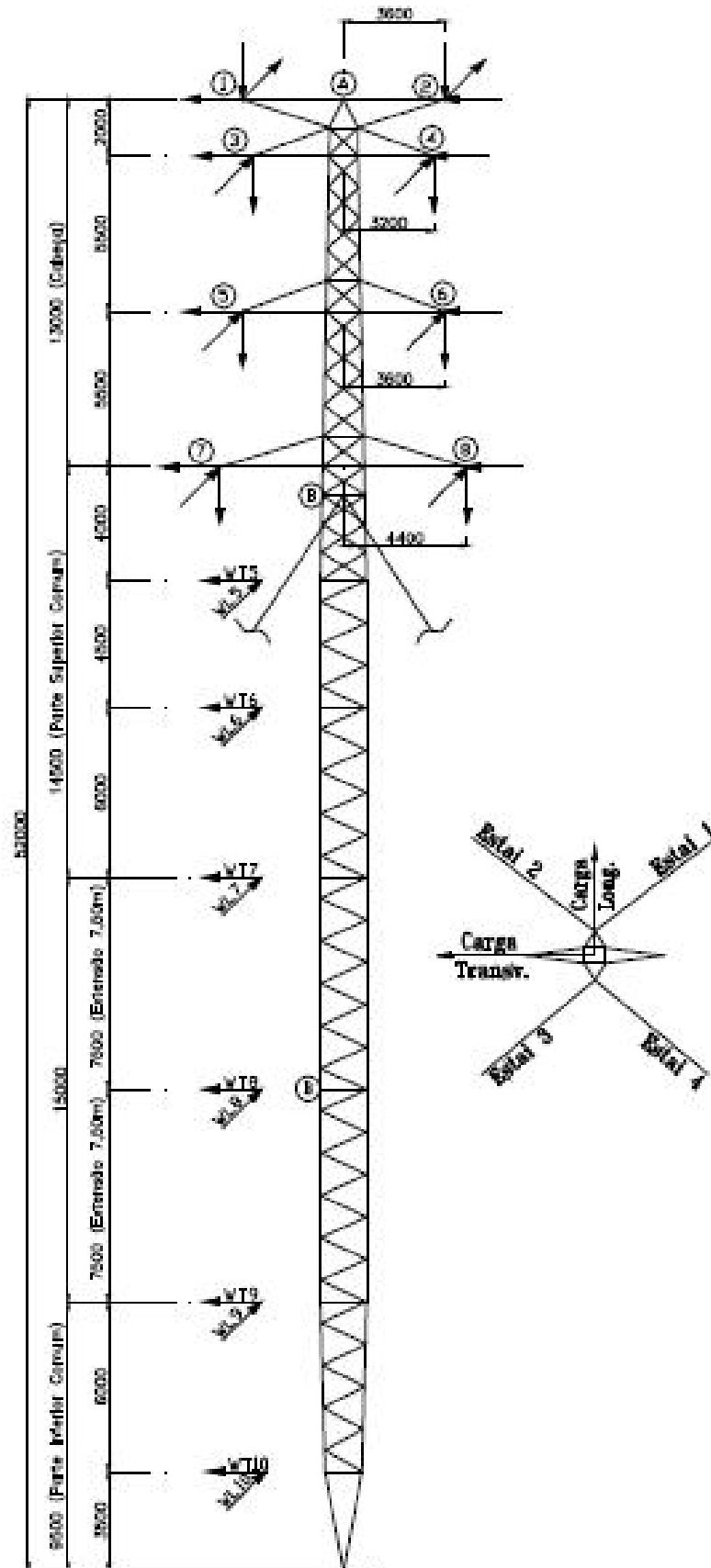


Figura 21 -- Esquema de cargas da estrutura

3.3.8 Cargas devidas aos cabos para-raios e condutores

As cargas correspondentes aos cabos para-raios e condutores foram aplicadas nos pontos reais de solicitação da torre. Os elementos de fixação dos cabos de aplicação de carga aos para-raios e condutores foram idênticos aos que serão usados na linha de transmissão.

3.3.9 Cargas devido ao vento:

As cargas de vento transversal relativas ao nível 1 foram somadas às cargas devidas aos cabos para-raios (pontos 1 e 2), as dos níveis 2, 3 e 4 foram somadas às cargas devidas aos cabos condutores correspondentes a cada nível. As demais cargas de vento foram aplicadas diretamente sobre a torre.

3.3.10 Considerações das hipóteses de carregamentos nas estruturas

Os parâmetros de cargas ou solicitações nas estruturas foram definidos conforme preconiza a NBR 5422 (1985) (Projeto de linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica, considerando para a cargas relativas a velocidade do vento o estudo que está anexo a esse trabalho e as condições de hipóteses relacionadas abaixo:

- Tipo de terreno: "B";
- Altitude média da região: 500 m;
- Temperatura Mínima: -2°C ;
- Temperatura EDS: 20°C ;
- Temperatura Coincidente: 16°C ;
- Temperatura de Projeto: 83°C ;
- Período de Retorno: 150 anos;
- Período de Integração: 30 segundos;
- Altura de atuação do vento: 22m;
- Fator n para correção da velocidade do vento em função da altura: 11;
- Coeficientes k_d e k_r
- K_r : 1,00;

- Kd: 1,209;
- Velocidade de Vento Básico: 27,78 m/s;
- Velocidade de Vento de Projeto: 37,82 m/s;
- Massa Específica do Ar: 1,164 kg/m³;
- Pressão Dinâmica de Referência: 84,89 kgf/m².

3.3.11 Modelo da estaca em estudo

Como já comentado no Capítulo 2 desse trabalho a estaca helicoidal é um sistema de fundação profunda segmentada com placas de rolamento helicoidais soldada em uma haste de aço (Figuras 27 e 28). A carga é transferida a partir do eixo para o solo através destas placas de apoio no caso de esforços à compressão e transmitidos das placas de apoio para o eixo no caso dos esforços de tração. A primeira seção ou seção principal contém as placas helicoidais esta seção pode consistir de uma única hélice ou até quatro hélices. Podem ser adicionadas hélices, se necessário, com o uso de extensões helicoidais. As seções são unidas por parafusos onde a profundidade de instalação é limitada apenas pela capacidade do solo verificada em projeto.

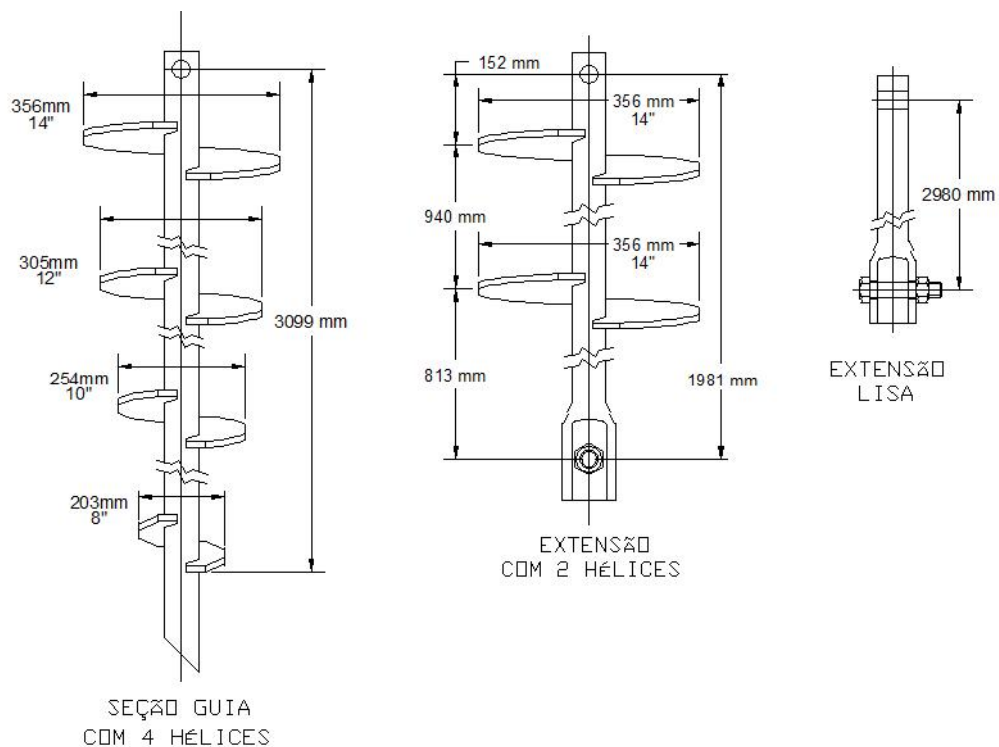


Figura 22 – Modelo de estaca helicoidal utilizada

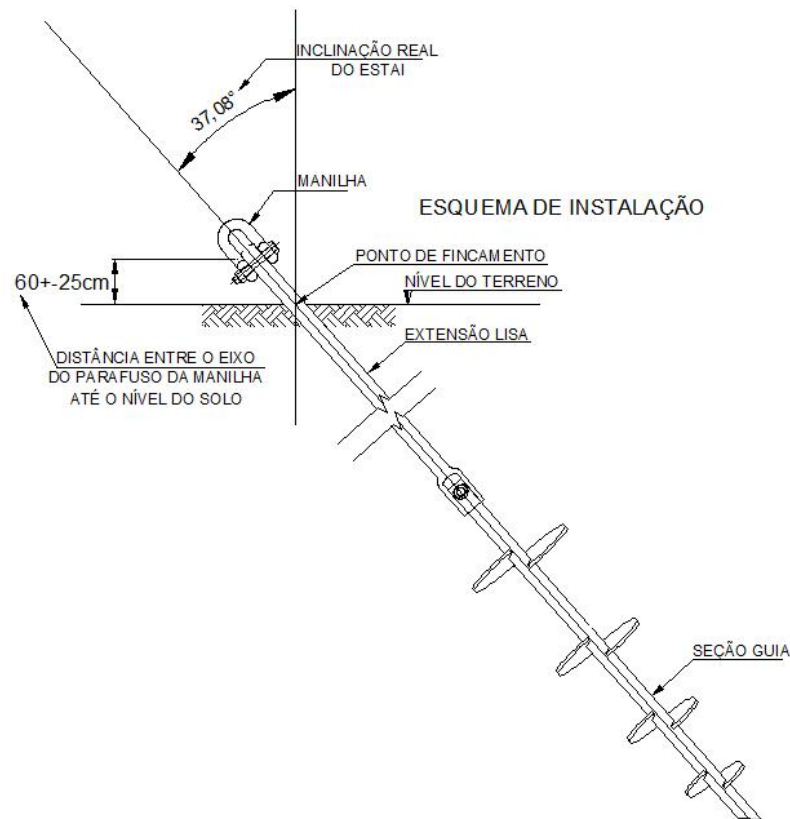


Figura 23 – Esquema de instalação das estacas

3.3.12 Ensaios

A metodologia e os critérios utilizados na execução de ensaios de convalidação em estacas metálicas helicoidais, empregados como elementos de fundações para os estais das torres de transmissão de energia serão descritos nesse capítulo.

Estes ensaios visam verificar a capacidade de carga à tração das estacas metálicas helicoidais, para a carga de projeto, e dar subsídios para a elaboração dos procedimentos de Ensaios de rotina e ao projeto executivo, logo após a conclusão e avaliação dos resultados.

3.3.13 Local e quantidade de ensaios

Os ensaios foram executados na região rural de Assis-SP, onde foram instaladas / construídas as estruturas metálicas do tipo estaiadas pertencentes a referente LT 230 kV, foram escolhidas 3 torres denominadas 10, 30 e 77.

Em cada local (torre) foram executados os ensaios de tração onde foram utilizados um tripé e à estaca metálica helicoidal. Para cada torre foi realizado um ensaio de arrancamento em uma estaca.

3.3.14 Equipamentos para instalação e aplicação de cargas nas estacas

As estacas foram instaladas através de um rotor hidráulico conectado a uma retro-escavadeira. O ângulo de instalação da estaca foi medido através de um gabarito e um nível de bolha, e o torque medido com um torquímetro, conforme (Figura 24)



Figura 24 – Procedimento de instalação da estaca helicoidal

As cargas foram aplicadas de forma axial às fundações e medidas através de manômetro instalado no sistema de alimentação do cilindro hidráulico e/ou célula de carga inserida, em série, no topo do mesmo ou através de relógios comparadores com êmbolo mínimo de 100mm, conforme Figuras 25 e 26.



Figura 25 – Tripé para aplicação das cargas axiais da estaca



Figura 26 - Detalhe do equipamento para aferição do deslocamento da estaca

O equipamento para aplicação de carga foi constituído por um cilindro hidráulico alimentado por bomba manual atuando contra um sistema de reação estável, este cilindro hidráulico deve possuir capacidade mínima de 60 tf de carga e curso de embolo mínimo de 100 mm.

Um tripé ou viga metálica de reação foi utilizado para apoiar o cilindro hidráulico,

onde a distância do eixo da estaca ensaiada até o ponto mais próximo do apoio do tripé ou viga seja igual a 3 vezes o diâmetro da estaca ($3 \times 3 \frac{1}{2}'' = 257,25\text{mm}$ ou 1,50m) como mínimo (conforme NBR 12131/06).

3.3.15 Equipamentos de leitura dos deslocamentos

Para medição dos deslocamentos axiais das fundações serão utilizados dois relógios comparadores mecânicos com curso de embolo de 100mm com resolução centesimal (0,01mm), calibrados. A Instalação destes foi simultânea e formando ângulo de 90°. Os equipamentos foram fixados com a utilização de bases magnéticas, em uma viga de referência com rigidez compatível com a sensibilidade das medidas e possuir independência de eventuais movimentos do terreno. A distância livre mínima do eixo da fundação até o ponto mais próximo do apoio do sistema de referência deve ser de cinco vezes o diâmetro da estaca ($5 \times 3 \frac{1}{2}'' = 444,5 \text{ mm}$ ou 1,50m) como mínimo (item 2.2.7 da NBR12131/06).

Os equipamentos utilizados nos ensaios deverão estar calibrados e acompanhados dos certificados de calibração.

3.3.16 Procedimento para ensaio da estaca helicoidal

Foram realizados dois ciclos de acordo com o especificado por Fellenius (1975) para ensaios rápidos:

1º Ciclo: 100% da carga máxima da estaca;

2º Ciclo: 130% da carga máxima da estaca;

Antes da execução do 1º Ciclo e do 2º Ciclo de Carga, foi aplicada uma pré-carga com valor de 10% da carga máxima do ensaio, a fim de se retirar as folgas existentes no sistema. A pré-carga foi mantida por 1 minuto e, ao final desse período, deverão ser feitos os ajustes nos equipamentos e registradas as leituras iniciais, para início efetivo do ensaio. O Ciclo de aplicação de carga deverá sempre partir da carga de ajuste (pré-carga).

O carregamento dos Ciclos de Carga foi feito em estágios de 10 em 10% até chegar a 100% ou 130% da carga máxima e intervalo de 5 minutos entre cada um. Ao final de cada estágio, foi registrado os deslocamentos ocorridos.

1º Ciclo:

O 1º Ciclo partiu da “Pré-carga” (10% da Carga Máxima prevista), o primeiro estágio vai da pré-carga até 20% da carga máxima do ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 30% da carga máxima do ensaio, sucessivamente até chegar a 100%.

O descarregamento foi feito também em estágios com a seguinte sequencia 50% da carga máxima, 10% da carga máxima até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos deverão ser feitas ao final de 5 minutos, com exceção da última leitura no descarregamento total que foi feita depois de 10 minutos.

2º Ciclo:

O 2º Ciclo partirá da “Pré-carga” (10% da Carga Máxima prevista), o primeiro estágio vai de 10 em 10% da carga máxima do ensaio até chegar a 100% da carga máxima de ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 130% da carga máxima do ensaio.

O descarregamento foi feito também em estágios na mesma sequência de 100%, 50% e 10% até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos foram feitas ao final de 5 minutos.

O descarregamento final será a partir da “Pré-carga” (10% da Carga Máxima prevista), até zero (0), com a respectiva leitura do deslocamento feita ao final do período de 10 minutos.

4. RESULTADOS

4.1.1 Cargas atuantes nas estruturas

Os esforços solicitantes nos estais das estruturas foram calculados através do software tower onde foram considerados os parâmetros das estações anemométricas conforme Tabela 8 onde se resultaram as velocidades de vento de projeto, como verifica-se na Tabela 9, foram consideradas para o cálculo das solicitações nos estais as hipóteses mais críticas de carregamento da estrutura (Hipótese: vento máximo a 75°) e (Hipótese: vento máximo a 90°), considerando um período de retorno de 150 anos com tempo de duração de 10 minutos (Figura 27). Com as curvas de isso valor, obteve-se as ações de maior grandeza que solicitam o elemento estrutural de fundação no caso as estacas helicoidais.

Tabela 9 – Velocidades de vento de projeto, terreno tipo B, medições a 10m de altura

Período de retorno (anos) / tempo de média	Velocidades (km/h)	Pressões (kgf/m²)
150 / 10 minutos	115	60.00
150 / 3 segundos	170	131.10
50 / 10 minutos	100	45.37
50 / 30 segundos	120	65.33
30 / 30 segundos	115	60.00
2 / 30 segundos	90	36.75

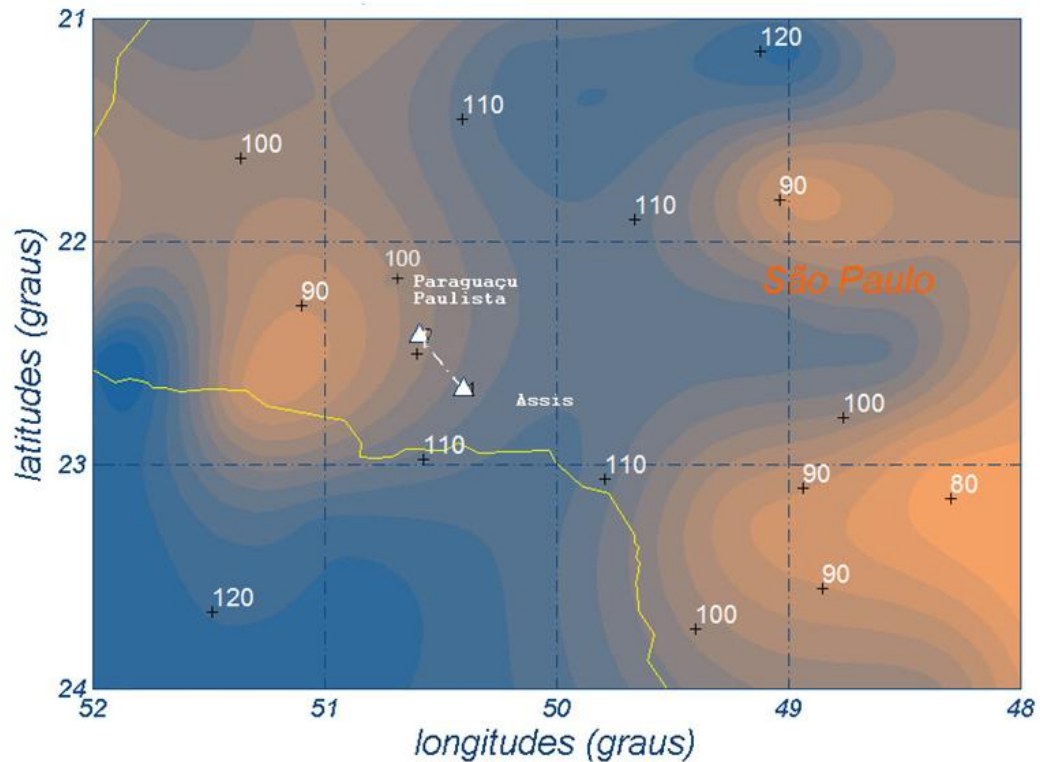


Figura 27 - Isótopas (km/h) para 150 anos / 10 minutos

4.1.2 Cargas resultantes nas estruturas em cada estai

A primeira parte dos ensaios se resumem em três ensaios, mostrando nas tabelas a seguir torque medido em cada estaca em cada metro de profundidade, e na sequência serão apresentados as tabelas com as cargas e os respectivos deslocamentos no primeiro e segundo ciclo de cargas.

E a segunda parte dos ensaios consistem na coleta dos torques através das leituras feitas no torquímetro durante a instalação das estacas no solo, esses torques foram aferidos em duas etapas a primeira com aferição dos torques nas estacas com sua profundidade mínima de projeto e a segunda etapa com os torques que foram aferidos conforme o torque de projeto em sua profundidade última.

Na Tabela 10, mostra-se as cargas solicitantes nos estais de cada uma das estruturas pertencentes a linha de transmissão em cada hipótese de carregamento. Em seguida verifica-se os dados estatísticos e, também, o gráfico de distribuição e frequência referente as solicitações (Figura 28).

Tabela 10 – Hipóteses de carregamento em cada estrutura

TORRES	ALTURA DAS ESTRUTURAS (m)	HIPÓTESES DE CARGA	ESTAIS MAIS SOLICITADOS	FORÇA DE TRAÇÃO RESULTANTE NOS ESTAIS (kN)
T10	29,00	V. Max. 45 graus	E4	119,576
T18	29,00	V. Max. 45 graus	E4	117,424
T19	33,50	V. Max. 45 graus	E4	128,432
T20	36,50	V. Max. 45 graus	E4	133,294
T21	33,50	V. Max. 45 graus	E4	125,488
T22	36,50	V. Max. 45 graus	E4	128,931
T24	36,50	V. Max. 45 graus	E4	129,943
T30	33,50	V. Max. 45 graus	E4	127,526
T35	35,00	V. Max. 45 graus	E4	128,640
T36	36,50	V. Max. 45 graus	E4	131,262
T37	27,50	V. Max. 45 graus	E4	113,442
T39	36,50	V. Max. 45 graus	E4	128,281
T40	36,50	V. Max. 45 graus	E4	130,970
T41	36,50	V. Max. 45 graus	E4	129,173
T42	36,50	V. Max. 45 graus	E4	129,215
T43	36,50	V. Max. 45 graus	E4	129,793
T44	36,50	V. Max. 45 graus	E4	130,984
T45	36,50	V. Max. 45 graus	E4	131,362
T46	36,50	V. Max. 45 graus	E4	132,032
T47	36,50	V. Max. 45 graus	E4	130,649
T50	33,50	V. Max. 45 graus	E4	123,712
T54	27,50	V. Max. 45 graus	E4	114,482
T55	32,00	V. Max. 45 graus	E4	122,990
T56	21,50	V. Max. 45 graus	E4	106,872
T57	36,50	V. Max. 45 graus	E4	128,031
T62	36,50	V. Max. 45 graus	E4	130,906
T63	36,50	V. Max. 45 graus	E4	131,718
T64	36,50	V. Max. 45 graus	E4	128,553
T77	29,00	V. Max. 45 graus	E4	119,648

Segue abaixo os valores estatísticos, referentes aos dados amostrais descritos na Tabela 10. Esses serviram como base para cálculo da probabilidade de ruína das estacas.

Solicitação média $S_m = 128,64 \text{ kN}$

Desvio padrão das solicitações $s = 6,511$

Coefficiente de variação das solicitações $V_r = 0,051$

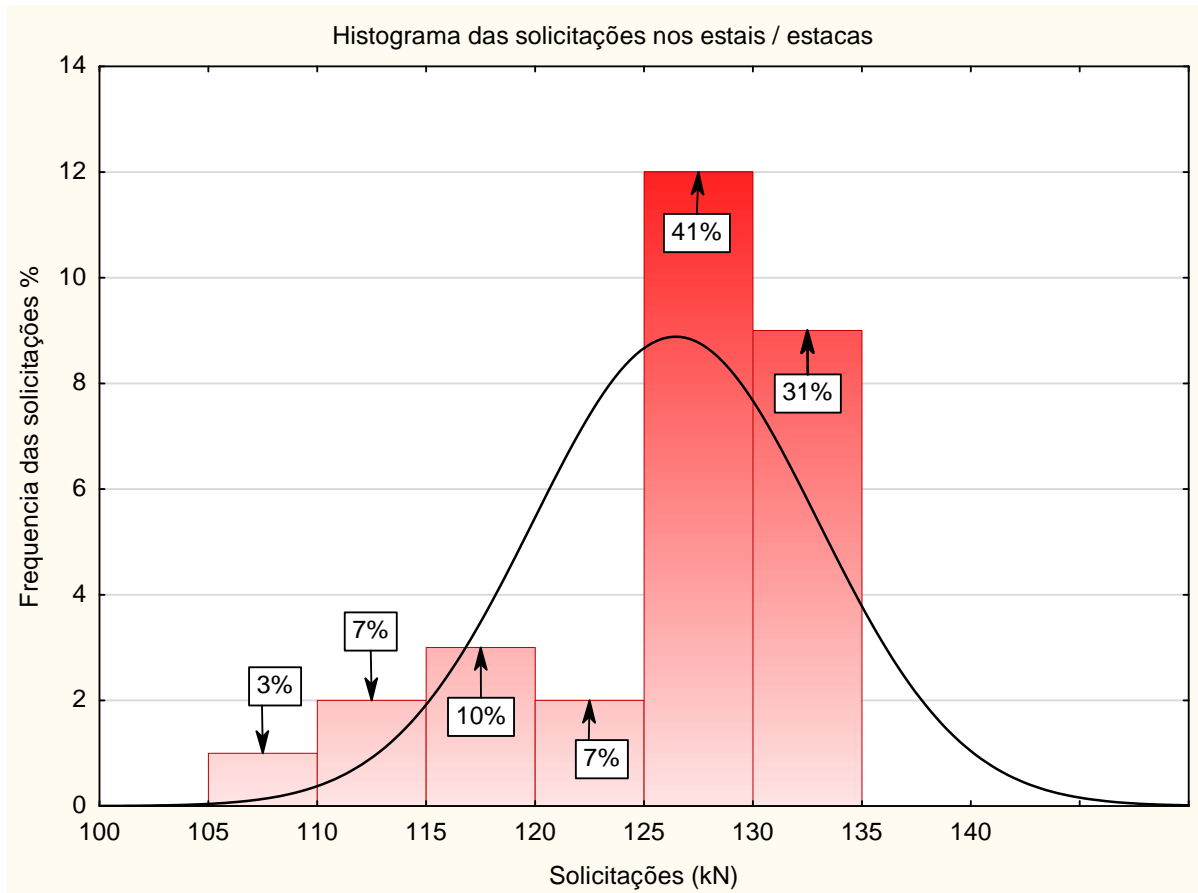


Figura 28 - Histograma das solicitações nos estais considerando o vento máximo atuante nas torres em função de sua altura

4.1.3 Ensaio nas estacas

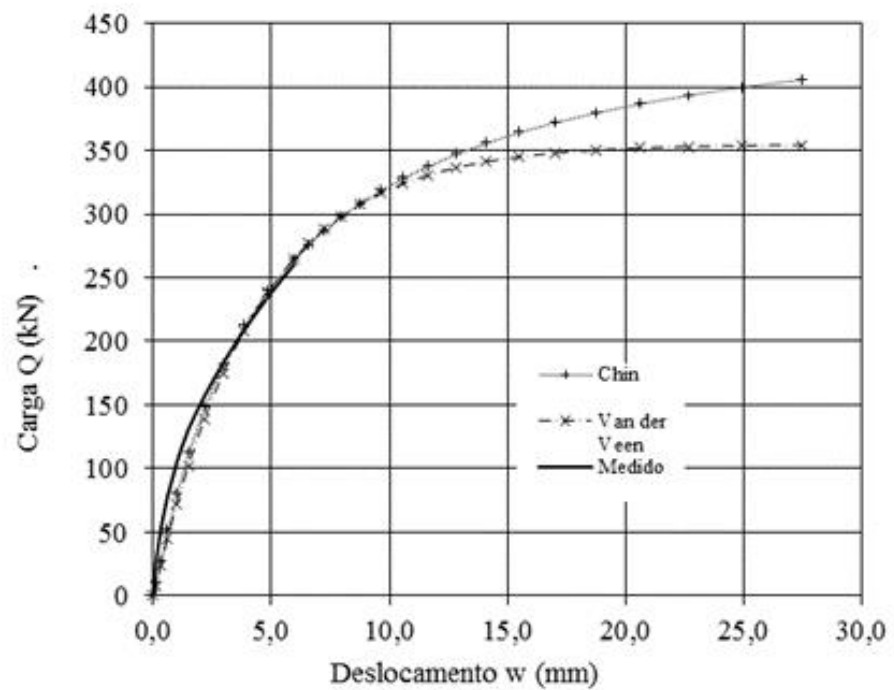
Nas Figuras 34 a 36 conforme metodologia de ensaio descrita nesse capítulo estão apresentados os resultados dos ensaios mostrados pelas curvas cargas *versus* recalque das estacas helicoidais das torres 10, 30 e 77, as curvas de cada torre estão separadas por dois ciclos de carregamento. Os torques medidos durante a instalação nas profundidades mínimas de projeto e referentes ao torque de projeto estão apresentados nas Tabelas (11 a 14).

Observando que cada ensaio da estaca da torre corresponde a dois ciclos de carregamento o primeiro ciclo corresponde a carga máxima de ensaio de 260 kN, e o segundo ciclo corresponde aos 130% da carga máxima de ensaio igual à 338 kN.

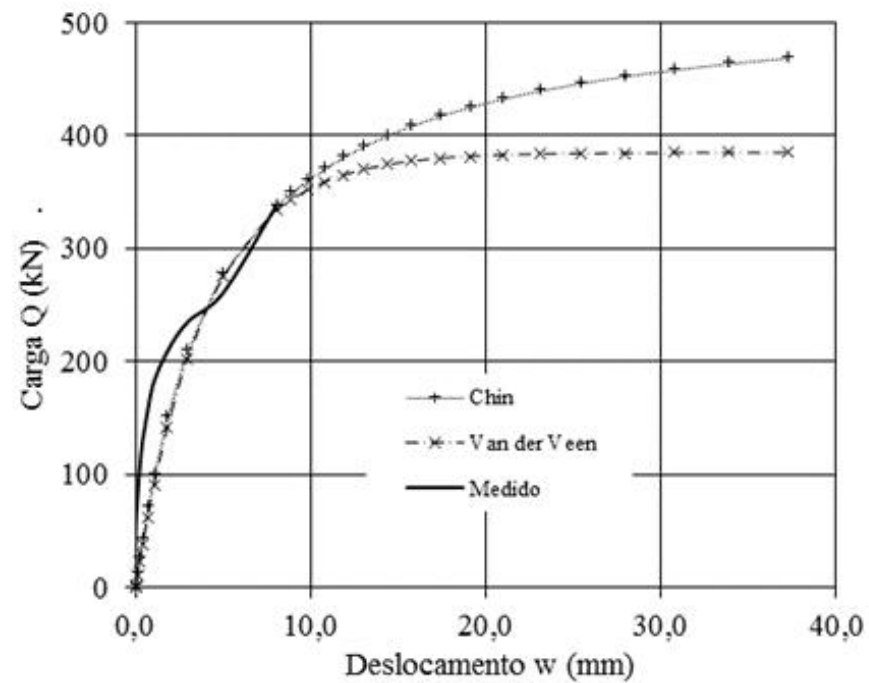
4.1.4 **Determinação da carga de ruptura e interpretação das provas de carga**

Foram adotados, dois critérios para extrapolação das curvas carga x deslocamento admitindo-se ruptura física: Chin e Van der Veen.

Para avaliação dos ensaios, adotou-se o critério dos métodos descritos acima, obtendo-se pela extrapolação das curvas carga x deslocamento. As Figuras 29 a 31 apresentam as curvas comparando o que foi determinado pelos métodos com o que foi medido durante os ensaios.

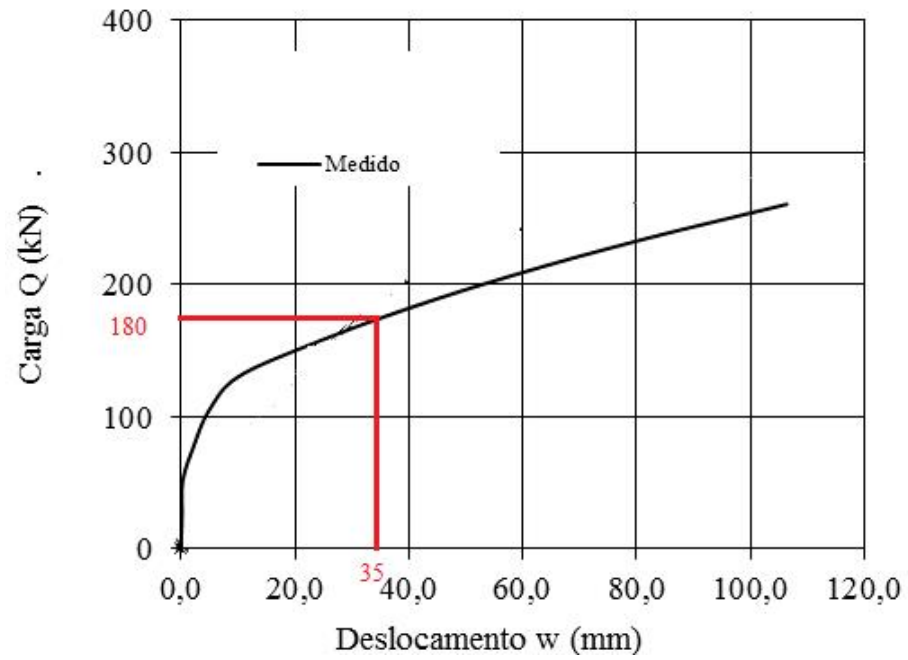


a) Primeiro Carregamento

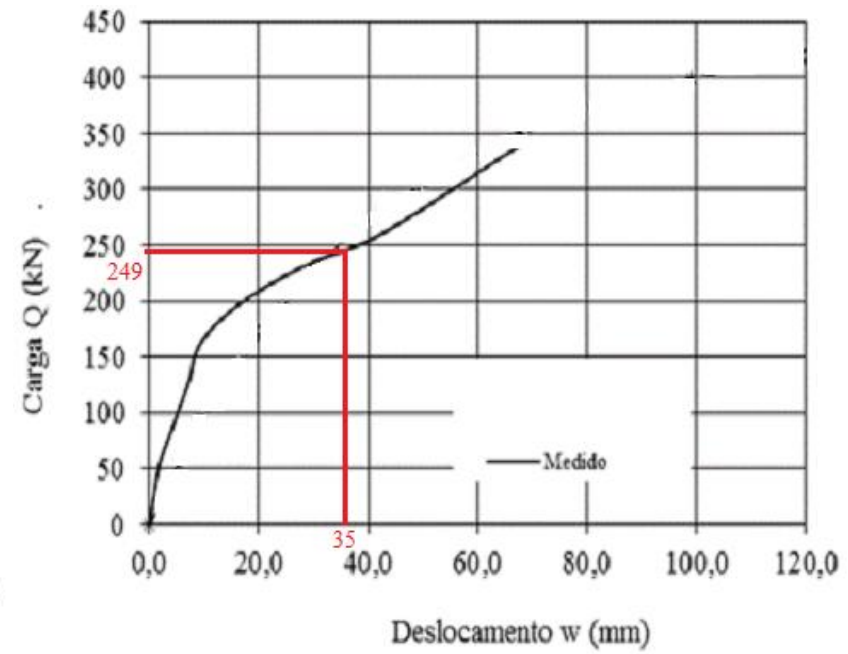


b) Segundo Carregamento

Figura 29 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 10

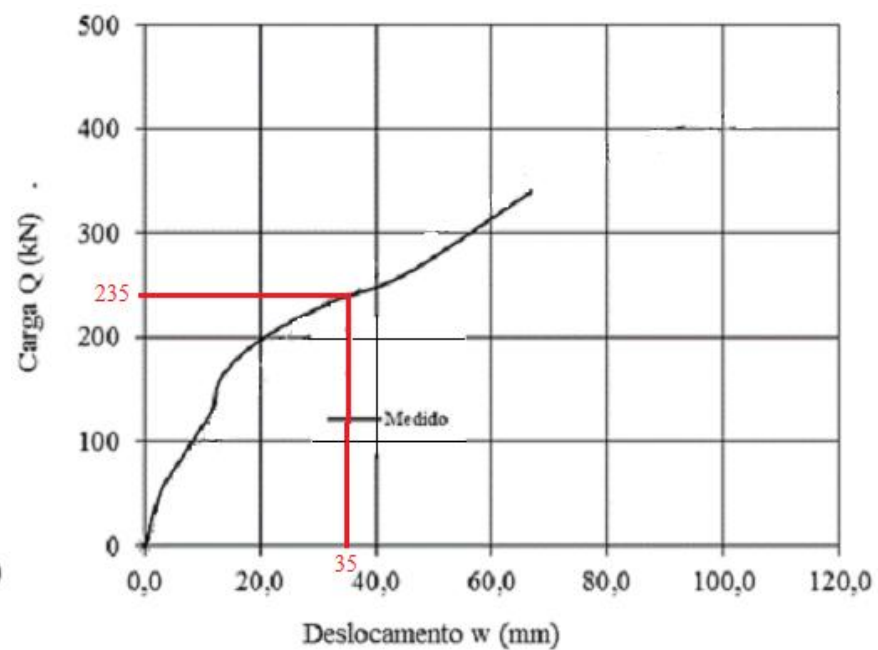
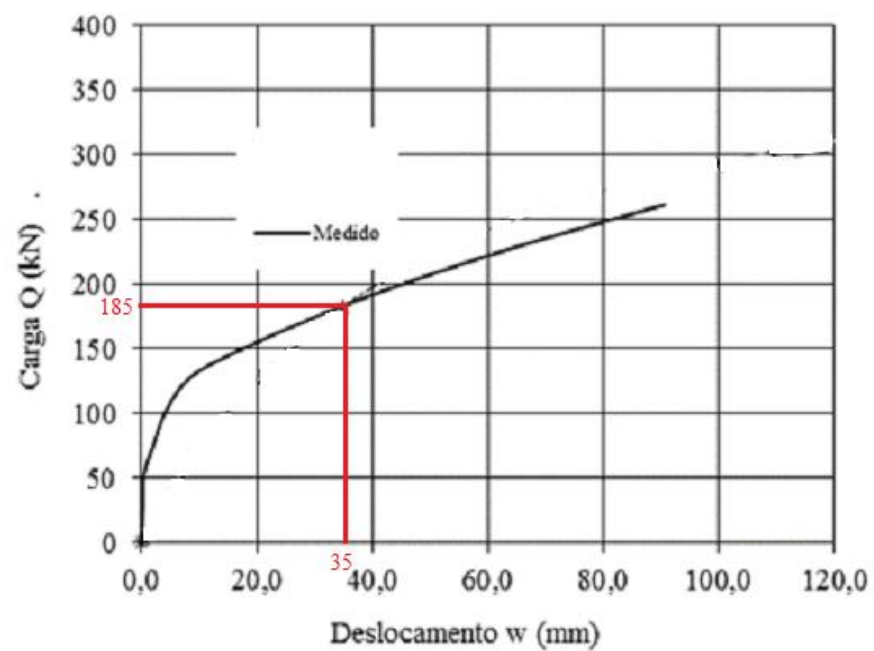


c) Primeiro Carregamento



d) Segundo Carregamento

Figura 30 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 30



e) Primeiro Carregamento

f) Segundo Carregamento

Figura 31 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 77

Através da extrapolação feita pelo método de Chin e Van de Veen, determinou-se a carga de ruptura da estaca com a qual se calibrou a relação empírica, conforme mostrado nas Figuras 37 e 38. A partir do coeficiente K_t ajustado, obteve-se a resistência última das estacas em função dos torques medidos em cada estaca (Tabela 19).

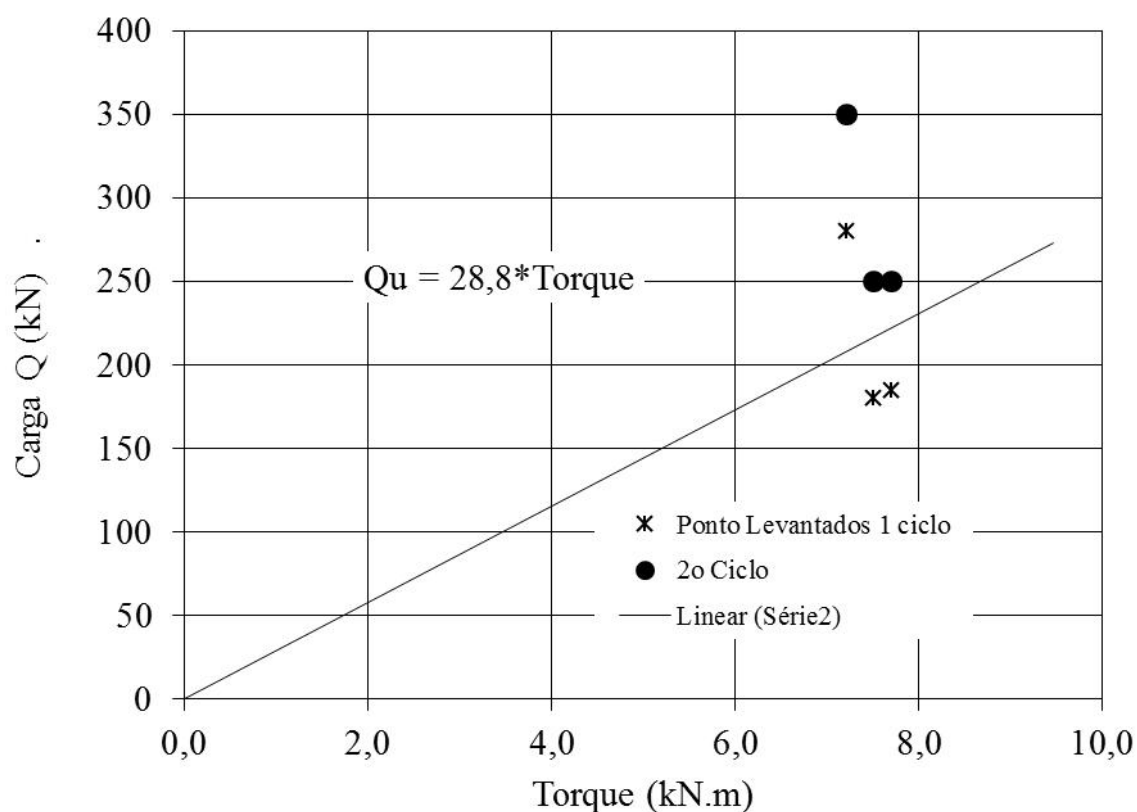


Figura 32 – Equação $Q_u = kt.T$

4.1.5 Torques aferidos e resistências calculadas conforme critério de ruptura

Foram realizadas no mesmo alinhamento do traçado da Linha de Transmissão a instalação de mais 116 estacas correspondentes as fundações de 29 estruturas, os torques coletados e utilizados nessa dissertação referem-se ao estai mais solicitado de cada estrutura conforme verifica-se na Tabela 10, durante a instalação das estacas foram aferidos os torques com o comprimento mínimo estimado em 6,2 m como verifica-se na Tabela 11, e os torques de instalação final da estaca ou torque de projeto nesse caso estimado em 7,5 kN.m (Tabela

12).

Com os valores dos torques obtemos a resistência das estacas para a profundidade mínima de projeto, e a resistência para o torque ultimo aferido, foram calculados os parâmetros estatísticos que serviram de base para obtenção dos histogramas de cada critério de ruptura (Figuras 33 e 34) onde na sequencia evidencia-se os resultados obtidos os histogramas de solicitações versus resistência para cálculo da probabilidade de ruína (Figuras 35 e 36), para cada critério de ruptura e condição de instalação das estacas.

Tabela 11 – Torques e Resistencia calculada considerando a profundidade mínima

ESTACAS INSTALADAS REFERENTES AOS TORQUES CONSIDERANDO PROFUNDIDADE MÍNIMA		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistencia (kN)
T.10	4,75	136,80
T.18	5,43	156,24
T.19	5,43	156,24
T.20	4,75	136,80
T.21	5,08	146,16
T.22	5,08	146,16
T.24	4,62	133,06
T.30	5,43	156,24
T.35	4,40	126,72
T.36	5,08	146,16
T.37	5,43	156,24
T.39	4,75	136,80
T.40	6,00	172,80
T.41	5,08	146,16
T.42	5,75	165,60
T.43	5,08	146,16
T.44	5,43	156,24
T.45	5,08	146,16
T.46	5,80	167,04
T.47	6,10	175,68
T.50	6,10	175,68
T.54	5,08	146,16
T.55	5,08	146,16
T.56	4,30	123,84
T.57	6,10	175,68
T.62	4,75	136,80
T.63	5,43	156,24
T.64	3,73	107,28
T.77	6,78	195,12

Segue abaixo os valores básicos estatísticos referentes a amostra:

Resistencia média	$R_m = 146,16 \text{ kN}$
Desvio padrão da resistência	$s = 18,36$
Coeficiente de variação da resistência	$V_r = 0,1256$

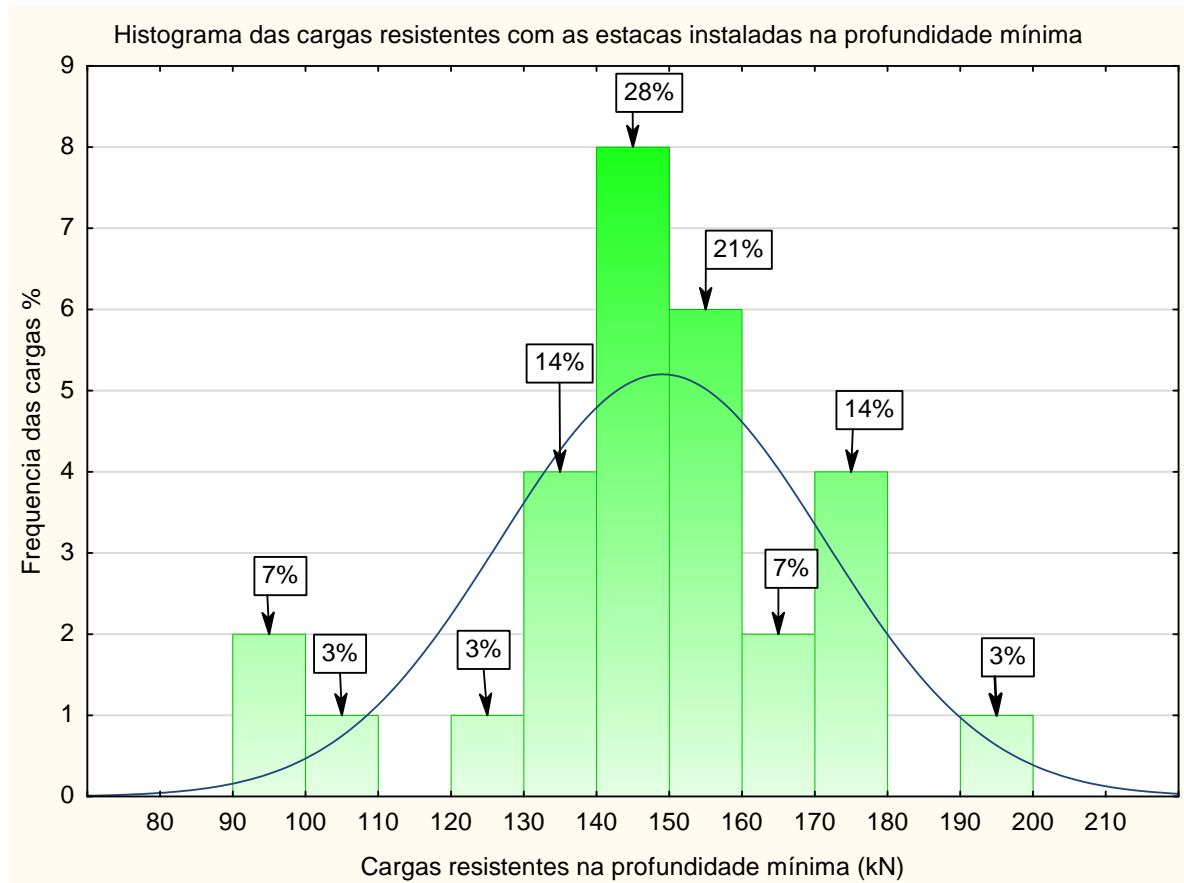


Figura 33 - Histograma das cargas resistentes referentes a profundidade mínima

Tabela 12 - Torques medidos e resistência considerando os torques finais de instalação ou de projeto

ESTACAS INSTALADAS COM TORQUES DE PROJETO		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistencia (kN)
T.10	7,20	207,36
T.18	8,41	242,21
T.19	8,27	238,18
T.20	8,41	242,21
T.21	8,27	238,18
T.22	8,13	234,14
T.24	8,41	242,21
T.30	7,50	216,00
T.35	8,95	257,76
T.36	8,95	257,76
T.37	8,00	230,40
T.39	9,08	261,50
T.40	9,08	261,50
T.41	9,08	261,50
T.42	8,13	234,14
T.43	8,68	249,98
T.44	8,41	242,21
T.45	8,41	242,21
T.46	8,41	242,21
T.47	9,36	269,57
T.50	6,24	179,71
T.54	7,21	207,65
T.55	7,05	203,04
T.56	9,76	281,09
T.57	7,40	213,12
T.62	6,91	199,01
T.63	8,68	249,98
T.64	8,54	245,95
T.77	7,70	221,76

Na sequência apresentam-se os resultados estatísticos referentes aos dados amostrais das resistências calculadas em relação aos torques de projeto:

Resistencia média	$R_m = 242,21 \text{ kN}$
Desvio padrão da resistência	$s = 23,28$
Coeficiente de variação da resistência	$V_r = 0,0961$

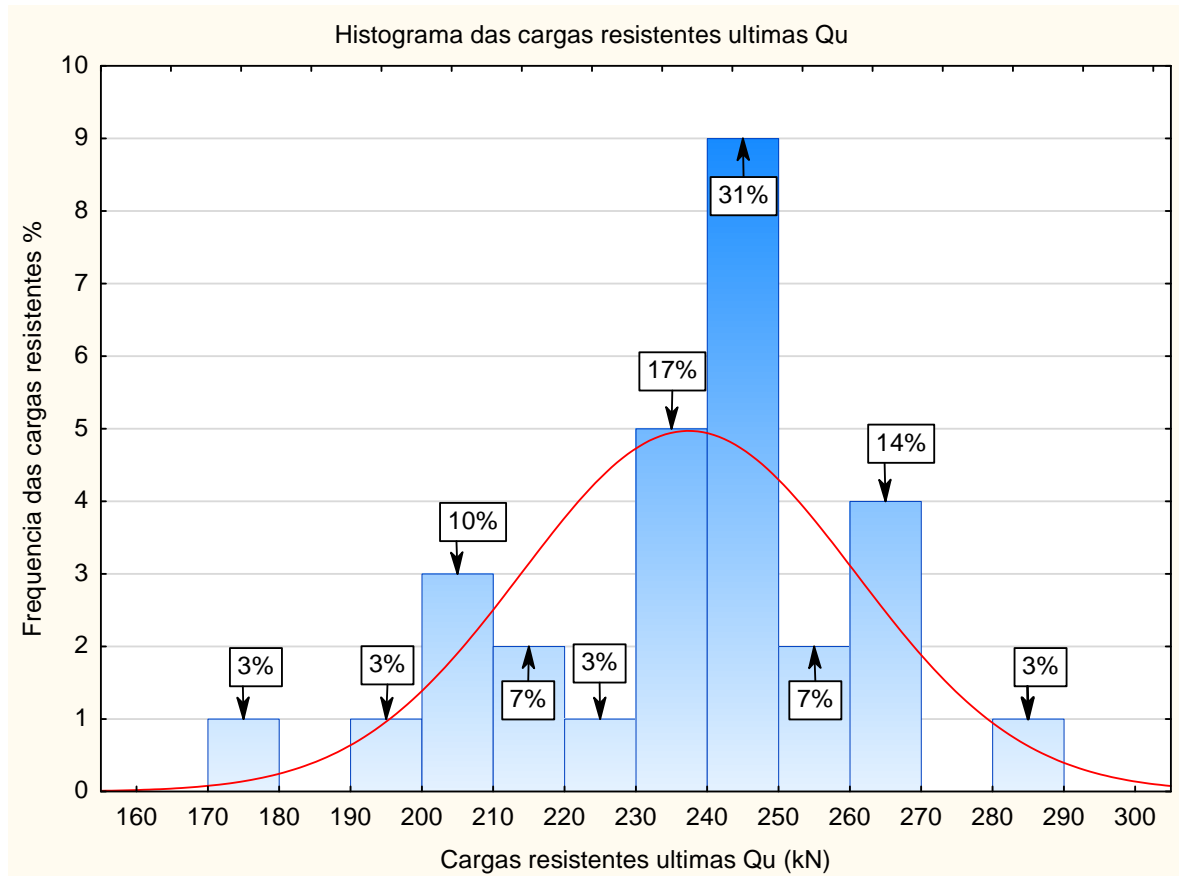


Figura 34 - Histograma das cargas resistentes considerando os torques aferidos no final da instalação das estacas

4.1.6 Cálculo do coeficiente de segurança obtido

Conforme a formulação de Fusco (1974), foi obtido o coeficiente de segurança de cálculo C_s . Os valores da resistência média e desvio padrão calculados conforme vimos no item anterior e os valores da sollicitação média e seu desvio padrão foram calculados com esses dados utilizando a formulação de Fusco (1974) e Cardoso e Fernandes (2001) obtemos os seguintes resultados para cada caso de critério de ruptura:

- a) Critério considerando a profundidade mínima de projeto: A probabilidade de risco obtida entre as sollicitações máximas nas fundações e a resistência calculada considerando como parâmetro de cálculo o torque medido na profundidade mínima de projeto, conforme formulação de Fernandes (2001) obtemos um coeficiente igual à 0,899 e obtemos um coeficiente de segurança para as fundações de $C_s = 1,13$ para uma probabilidade de risco de ruína de $1 / 5$, como pode-se visualizar no histograma

solicitação versus resistência da Figura 35.

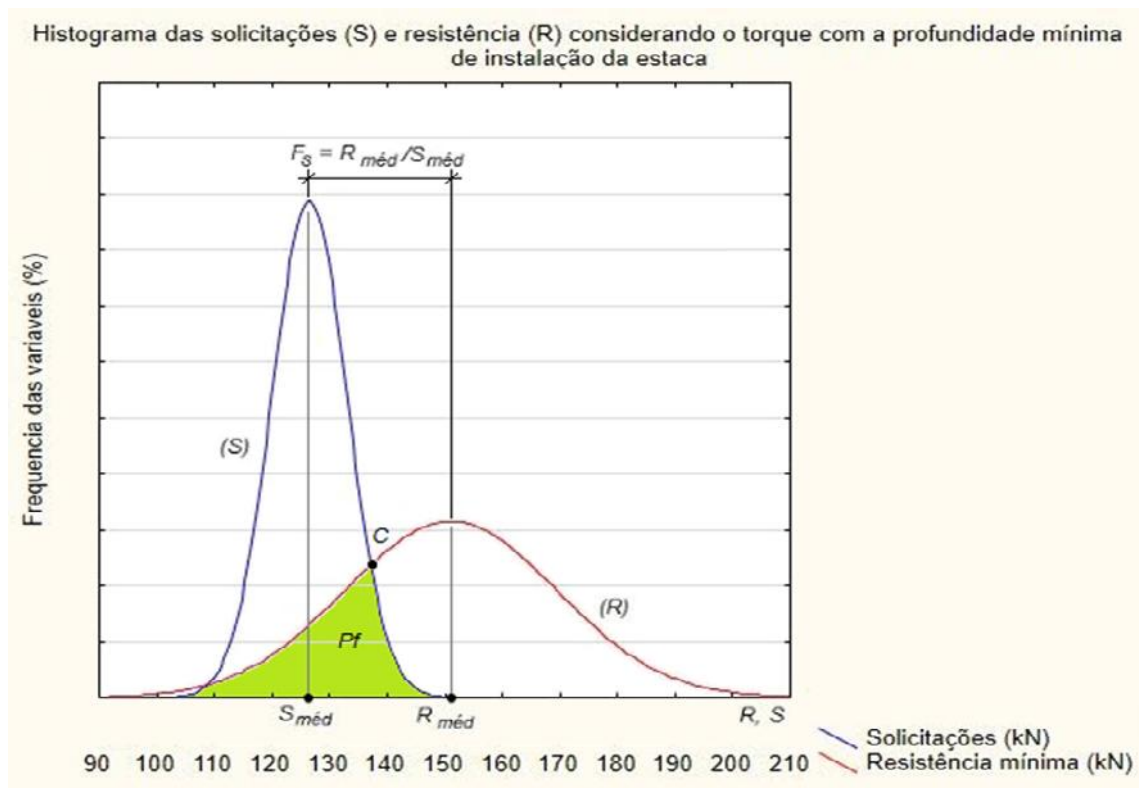


Figura 35 - Histograma solicitações versus resistência considerando profundidade mínima de instalação

- b) Critério considerando torque ultimo de instalação: A probabilidade de ruína obtida considerando os parâmetros de coeficiente igual à 4,69 e obtendo-se um coeficiente de segurança para as fundações de $C_s = 1,88$ para uma probabilidade de risco de ruína de $1 / 754646$, como pode-se observar a maior distância de separação entre os histogramas solicitação versus resistência (Figura 36).

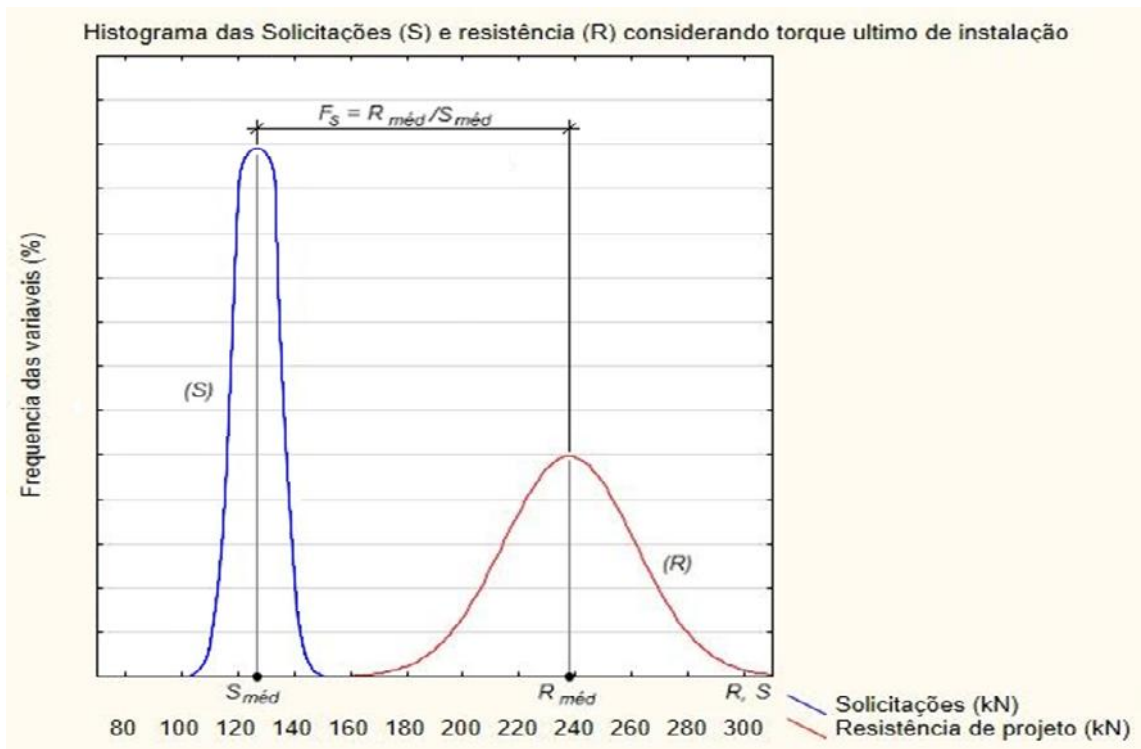


Figura 36 - Histograma solicitações versus resistência considerando torque ultimo de instalação

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os fatores de segurança obtidos não devem ser os únicos parâmetros para se definir a concepção dos projetos de fundações para linhas de transmissão devido ao grande número de variáveis que influenciam nos resultados dos coeficientes de segurança. Por isso é de fundamental importância considerar o tamanho da população na estimativa da probabilidade de ruína e também avaliar de forma criteriosa a dispersão ou desvio-padrão das amostras de dados a serem avaliadas.

A escolha do método adequado para avaliar a ruptura física, tanto na extrapolação da curva carga versus deslocamento, como na obtenção da ruptura do elemento estrutural de fundação fixando-se um deslocamento máximo para caracterizar a ruptura, é de fundamental importância para obtenção de uma correlação empírica coerente para o cálculo da resistência a tração do conjunto estaca e solo. A execução das provas de cargas ou chamados ensaios de convalidação evidenciam-se também por serem fatores de grande relevância para o sucesso do estudo da probabilidade de ruína de um elemento estrutural de fundação, para que se tenham resultados eficientes é primordial que os ensaios sejam executados com procedimentos e materiais adequados para que as informações aferidas durante o ensaio não sejam equivocadas.

Existem algumas incertezas referentes à profundidade exata em que cada estaca será instalada, isso ocorre devido a variabilidade do maciço de solo que nem sempre as sondagens do tipo SPT conseguem identificar. Pode-se constatar, pelos resultados obtidos, que o parâmetro mais adequado para se paralisar a instalação da estaca é o próprio torque de instalação que pode variar de acordo com a camada de solo que está atravessando e a profundidade.

A correlação empírica utilizada para calcular a capacidade de carga das estacas também pode influenciar de maneira significativa no dimensionamento das estacas e até a probabilidade de ocorrência de ruína da mesma. Por isso, quando se utiliza métodos empíricos para dimensionamento, é muito importante executar ensaios de arrancamento para calibração da correlação (k.t) e validação de acordo com as normas vigentes e com

equipamentos e materiais adequados e aferidos. Além disso, também se torna necessário fazer um pré-dimensionamento da estaca utilizando uma metodologia adequada para o dimensionamento de acordo com a necessidade da obra.

6. CONCLUSÕES FINAIS

Na avaliação de probabilidade de ruína em LTs faz-se necessário definir cenários de análise para os quais se deve fazer o cálculo das solicitações nas fundações. Nesse caso, deve-se escolher como primeira hipótese de carregamento na torre, o vento máximo com duração de 10 minutos e período de retorno de 150 anos, fazendo-se as devidas correções para os fatores de rajada conforme exigido pelas normas internacionais IEC.

Quando se refere às fundações, a probabilidade de ruína é uma função da variabilidade do elemento estrutural de fundação considerando-se o conjunto estaca e solo. Como as LTs são obras com grande extensão, faz necessário um grande número de dados referentes às resistências ao arrancamento das fundações. Para o caso, de estacas helicoidais esses dados podem adquiridos na forma de torque no final da instalação, uma vez que essa medida pode ser feita em todas as estacas, consistindo em um controle de qualidade de execução.

Apesar disso, a validade do uso do torque como parâmetro para definição da resistência ao arrancamento necessita de calibração com os resultados de ensaios de tração.

Nesse trabalho, escolheu duas equações por consistirem em métodos que representam ruptura física. Apesar disso, a qualidade do ajuste das curvas depende da quantidade de pontos medidos e do quanto o último nível de carregamento se aproxima da ruptura.

Outra variável que deve ser avaliada adequadamente nos ensaios de arrancamento é alongamento das hastes, força resistente da solda na ligação hélice e haste, e a força resistente do sistema de conexão entre estai e estaca, todas essas variáveis citadas foram consideradas para absorverem a maior solicitação provocada pelo estai em sua hipótese com maior carregamento, onde o elo mais crítico para a ruptura ocorresse entre estai e elemento estrutural de fundação e não entre estai elementos que constituem a estaca helicoidal, como parafusos, manilhas e soldas.

Dessa forma, as correlações empíricas para determinar a resistência da estaca em função do torque medido, introduz o erro da determinação do fator K_t .

Devido a todas essas incertezas, o uso de um coeficiente de segurança global para o dimensionamento das fundações em estacas helicoidais em LTs é inviável e pode ocasionar projetos inseguros.

Por isso nessa dissertação determinou-se a probabilidade de ruína considerando dois métodos de instalação de estacas helicoidais o primeiro evidencia-se pela profundidade mínima de ruptura da estaca e o segundo considerou-se o torque ultimo de instalação, de acordo com os resultados apresentados observou-se que a probabilidade de ruína aumenta de forma expressiva quando utiliza-se o método que não tem o controle de torque durante a instalação das estacas, colocando o elemento estrutural de fundação com sérios riscos de ruína durante seu estado de serviço.

Conclui-se então que durante a instalação das estacas helicoidais é primordial que se tenha um controle rigoroso do torque de instalação, para que a fundação atenda as solicitações de forma segura a não comprometer a estabilidade das torres de LTs.

Para continuidade do trabalho e para comprovação da real eficácia do método para cálculo da probabilidade de ruína e dos coeficientes de segurança recomenda-se que seja realizado ensaios de arrancamento até carga de ruptura da estaca helicoidal avaliando-se o deslocamento máximo da estaca atribuindo-se deslocamentos admissíveis da ordem de 25mm ou 10% do diâmetro da última hélice da estaca helicoidal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.B. CHANCE **Helical Pier Foundation Systems** – Technical Manual. A.B. Chance, 1994. 10 p.;

A.B.CHANCE **Tieback Anchors**. A.B.Chance, Bulletin 31-9601, Rev. 6, 2004. 8 p;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “**NBR-6122: Projeto e execução de fundações**”, Rio de Janeiro, ABNT, (2010);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “**NBR-5422: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica**”, Rio de Janeiro, ABNT, (1985);

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “**NBR-8850: execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão - Procedimento**”, Rio de Janeiro, ABNT, (2003);

CINTRA C. J; AOKI N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: EESC-USP, 1999.

CINTRA C. J; AOKI N.; TSUHA C. H. C.; GIACHETI L. H. **Fundações Ensaio Estatísticos e Dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA C. J; AOKI N. **Fundações por Estacas Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CARVALHO, I. P. G. **Estudo Teórico-Experimental da Capacidade de Carga a Tração e Compressão de Estacas Metálicas Helicoidais**. 2007. 362f. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

CLEMENCE, S.P.; CROUCH, L.K.; STEPHENSON, R.W. **Prediction of Uplift Capacity for Helical Anchors in Sand**. In: **Second Geotechnical Engineering Conference**, 2, 1994, Cairo. Vol. 1, Cairo: **Proceedings of the Second Geotechnical Engineering Conference**, 1994, p. 332-343;

GHALY, A.; HANNA, A. Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n.3, p. 353-364, 1991.

GHALY, A.; HANNA, M. Uplift behavior of screw anchors in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 30, n.5, p. 773-793, 1991a.

GHALY, A.; HANNA, M. Installation torque of screw anchors in sand. **Soils and Foundations**, v. 31, n.2, p. 72-92, 1991b.

HOYT, R.M.; CLEMENCE, S.P. *Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil*. In: **XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 12, 1989, Rio de Janeiro. Vol. 2, Rio de Janeiro: **Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 1989. p. 1019-1022;

KAMINSKI, J. J. **Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão**. 2007. 362f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

KULHAWY, F.H. Uplift Behavior of Shallow Soil Anchors – An Overview. In: Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, 1985, Detroit. Detroit: **Proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers**, 1985, p. 1-25;

MITSH, M.P; CLEMENCE, S.P, S.J. **The uplift capacity of helix anchors in sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil**, Proceedings of a session sponsored by the geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, p. 26-47.

PERKO, H.A.; RUIPER, S.J. Energy Method for Predicting Installation Torque of Helical Foundations and Anchors. Proceedings of GeoDenver, 2000. **Geotechnical Special Publication, ASCE, Reston, VA, 2000. 11 p.;**

STEPHENSON, R.W. **Helical Foundation and Tie Backs – State of the Art.** University of Missouri-Rolla, junho de 1997, 43 p.;

STEPHENSON, R.W. – **Design and Installation of Torque Anchors for Tiebacks and Foundations.** University of Missouri-Rolla, 2003;

SANCHES, L. H. **Avaliação de soluções Alternativas para o Aumento da Capacidade de Carga de Fundações por Estacas Helicoidais.** 2014. 147f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - SP, 2014.

SILVA, J. L. **Metodologia de Projeto de Fundações por Estacas Incluindo Probabilidade de Ruína.** 2006. 118f. Tese (Mestre em Geotecnia) – Universidade Federal de Alagoas, São Carlos - SP, 2006.

SANTOS FILHO, J. M. S. M. **Efeito da Instalação das Estacas Helicoidais em Tropical.** 2014. 121f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - SP, 2014.

TSUHA, C. **Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso.** 2007. 275f. Dissertação (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

VELLOSO A. D; LOPES R. F. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile,** In: Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1953, Switzerland. Switzerland: Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1953, p. 84-90.