



**RAFAELA MARTINS FURTADO**

**DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO EM ESTACA PARA  
TORRES DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

**LAVRAS - MG  
2022**

**RAFAELA MARTINS FURTADO**

**DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO EM ESTACA PARA TORRES DE  
TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte  
das exigências do Curso de Engenharia Civil,  
para obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido  
Orientador

**LAVRAS - MG  
2022**

# **DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO EM ESTACA PARA TORRES DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte  
das exigências do Curso de Engenharia Civil,  
para obtenção do título de Bacharel.

APROVADO em 06 de maio de 2022.

Dr. Eduardo Souza Cândido UFLA  
Dr. Paulo Roberto Borges UFLA  
Me. Vinícius de Lima Rodrigues VALE



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido  
Orientador

## RESUMO

As torres de transmissão de energia são estruturas metálicas que sustentam uma série de cabos através dos quais é transportada a energia elétrica. Ao conhecer os carregamentos e os tipos de solos em que as torres de transmissão serão construídas, faz-se necessário o dimensionamento das fundações, de modo a resistirem a todos os esforços solicitantes. Para tal, após a determinação dos carregamentos e das ações do vento na estrutura, cadeia de isoladores, cabos condutores e para-raios, calculou-se as combinações das ações adotando três hipóteses, sendo elas: vento máximo em qualquer direção, sem ruptura de cabos; vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo do para-raios; e vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo condutor. Por fim, a capacidade de carga da fundação à compressão (Método de Aoki e Velloso /1975 e de Décourt e Quaresma/1996) e tração (Metodologia da Universidade de Grenoble) foram determinadas e realizou-se o dimensionamento das estacas pré-moldadas. Contudo, definiu-se quatro estacas (uma para cada perna da torre) com 60 cm de diâmetro para suportar todas as solicitações presentes.

**Palavras-chave:** Dimensionamento. Fundação. Linha de transmissão de energia. Estacas pré-moldadas. Ruptura. Vento.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de torres: (a) autoportante; (b) estaiada. ....	3
Figura 2 - Componentes de uma linha de transmissão. ....	4
Figura 3 - Vão de peso de uma torre. ....	4
Figura 4 - Torre sob arrancamento parcial. ....	5
Figura 5 - Componente transversal da ação dos cabos. ....	6
Figura 6 - Árvores de carregamento em torres de LT. ....	7
Figura 7 - Isopletas da velocidade básica do vento para o território brasileiro (m/s).....	8
Figura 8 - Relações entre as velocidades médias a 10 m de altura.....	10
Figura 9 - Fator de efetividade ( $\alpha$ ). ....	12
Figura 10 - Vão de vento para determinada torre. ....	12
Figura 11 - Ação do vento sobre um tronco do suporte. ....	14
Figura 12 - Coeficiente de arrasto para painéis de suportes treliçados (índice de área exposta). .....	14
Figura 13 - Coeficiente de arrasto para painéis de suportes compostos de elementos cilíndricos de diâmetro superior a 20 cm. ....	15
Figura 14 - Ações e resistências mobilizadas na ruptura.....	19
Figura 15 - Superfície de Ruptura de Estacas Cilíndricas em Solo Homogêneo. ....	25
Figura 16 - Modelagem da torre na vista do eixo YZ, XZ e 3D respectivamente. ....	28
Figura 17 - Representação das alturas do braço 1, 2 e 3 e do para-raios da torre em estudo. ...	29
Figura 18 - Perfil de elevação do terreno. ....	30
Figura B1 - Ensaio SPT. ....	51

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de rugosidade do terreno. ....	9
Tabela 2 - Valores de $n$ para correção da velocidade do vento em função da altura. ....	10
Tabela 3 - Estado de compacidade e consistência. ....	18
Tabela 4 - Valores de $\alpha$ e $k$ a serem empregados no método de Aoki e Velloso (1975).....	21
Tabela 5 - Valores de $F1$ e $F2$ .....	21
Tabela 6 - Valores de $C$ do método de Décourt e Quaresma (1978).....	22
Tabela 7 - Valores de $\alpha$ em função do tipo de estaca e de solo. ....	23
Tabela 8 - Valores de $\beta$ em função do tipo de estaca e de solo. ....	23
Tabela 9 - Tipos usuais de estacas pré-moldadas e suas cargas de trabalho. ....	27
Tabela 10 - Propriedades do isolador. ....	29
Tabela 11 - Propriedades do cabo condutor IBIS.....	29
Tabela 12 - Propriedades do cabo para-raios EHS 3/8". ....	30
Tabela 13 - Velocidade de projeto do vento para cada elemento da torre.....	32
Tabela 14 - Pressão dinâmica do vento para cada elemento da torre. ....	33
Tabela 15 - Ação do vento na estrutura da torre.....	34
Tabela 16 - Resultados para capacidade de carga à compressão das estacas de acordo com a profundidade - Método de Aoki e Velloso (1975). ....	35
Tabela 17 - Resultados para capacidade de carga à compressão das estacas de acordo com a profundidade - Método de Décourt e Quaresma (1996).....	36
Tabela 18 - Carga admissível das estacas de acordo com a profundidade. ....	36
Tabela 19 - Capacidade de carga à tração para cada camada de solo. ....	38
Tabela 20 - Ações e fatores de ponderação. ....	39

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EDS	<i>Every Day Stress</i>
LT	Linha de Transmissão
NBR	Norma Brasileira

## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
2	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	2
2.1	<b>Linhas de transmissão</b> .....	2
2.1.1	<b>Classificação das torres</b> .....	2
2.2	<b>Carregamentos</b> .....	3
2.3	<b>Ações do vento</b> .....	7
2.3.1	<b>Velocidade básica do vento</b> .....	7
2.3.2	<b>Velocidade de projeto do vento</b> .....	9
2.3.3	<b>Cálculo da Ação do Vento</b> .....	10
2.4	<b>Hipóteses de carregamento da torre</b> .....	15
2.4.1	<b>Hipóteses proposta por Chaves (2004)</b> .....	15
2.4.2	<b>Hipóteses propostas por Bezerra (2010)</b> .....	16
2.5	<b>Fundação</b> .....	16
2.5.1	<b>Investigação do subsolo</b> .....	17
2.5.2	<b>Fundação por estacas</b> .....	18
2.6	<b>Cálculo e dimensionamento da fundação em estaca</b> .....	18
2.6.1	<b>Capacidade de carga à compressão</b> .....	19
2.6.2	<b>Capacidade de carga à tração geral</b> .....	24
2.6.3	<b>Dimensionamento da fundação em estacas</b> .....	27
3	<b>METODOLOGIA</b> .....	28
3.1	<b>Componentes da Linha de Transmissão</b> .....	28
3.2	<b>Localização da torre em estudo</b> .....	30
4	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	31
4.1	<b>Carregamentos na estrutura</b> .....	31
4.2	<b>Ação do vento</b> .....	31
4.2.1	<b>Velocidade de projeto</b> .....	31
4.2.2	<b>Pressão dinâmica</b> .....	32
4.2.3	<b>Ação do vento nos cabos condutores</b> .....	33
4.2.4	<b>Ação do vento nos cabos para-raios</b> .....	33
4.2.5	<b>Ação do vento nos isoladores</b> .....	34
4.2.6	<b>Ação do vento na estrutura</b> .....	34
4.3	<b>Cálculo e dimensionamento da fundação</b> .....	35



4.3.1	Capacidade de carga à compressão.....	35
4.3.2	Capacidade de carga à tração.....	38
4.4	Combinações das ações .....	38
4.4.1	Vento máximo em qualquer direção e sem ruptura de cabos .....	40
4.4.2	Vento com velocidade reduzida e com ruptura de um cabo do para-raios....	40
4.4.3	Vento com velocidade reduzida e com ruptura de um cabo condutor .....	40
5	CONCLUSÃO .....	42
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	43
	ANEXO A – Tabelas com Coeficientes de Capacidade de Carga – Metodologia da Universidade de Grenoble .....	45
	ANEXO B – Ensaio SPT .....	51

## 1 INTRODUÇÃO

A linha de transmissão (LT) é constituída por cabos condutores de energia elétrica, torres e isoladores que sustentam esses cabos e é utilizada para transmitir energia em alta tensão guiada de uma fonte geradora para uma carga consumidora. No Brasil, a geração de energia elétrica pode se dar por usinas hidroelétricas, termoelétricas, eólicas e até nucleares. Por questão geográfica e de segurança, as usinas ficam localizadas em lugares distantes da população. Portanto, há a necessidade da utilização de linhas de transmissão para transportar essa energia gerada nas usinas para a carga consumidora (subestações, residências ou indústrias) de forma econômica e com a menor perda de energia possível.

Ao conhecer a magnitude dos carregamentos e o tipo de solos em que as torres de transmissão serão construídas, são necessárias a implantação de fundações capazes de resistirem a todos os esforços solicitantes para que as torres sejam estáveis.

Em projetos de fundações convencionais, as estacas são dimensionadas para receber esforços de compressão, todavia, quando se trata de torres de transmissão de energia há várias particularidades para um projeto de fundações, haja visto a necessidade de verificação quanto ao arrancamento e tombamento – é o que se justifica o presente trabalho.

Ante o exposto, este trabalho propõe um estudo das torres de linhas de transmissão e seus carregamentos. No qual, após a determinação das solicitações advindas dessas torres, seja ela de compressão, arrancamento e/ou tombamento, para transferência aos elementos de apoio, procede-se, então, com o dimensionamento da fundação.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

Esse capítulo tem como objetivo abordar conteúdos e recomendações normativas a respeito das torres de linhas de transmissão e seus carregamentos, além do dimensionamento da fundação, com o intuito de embasar as metodologias utilizadas.

### **2.1 Linhas de transmissão**

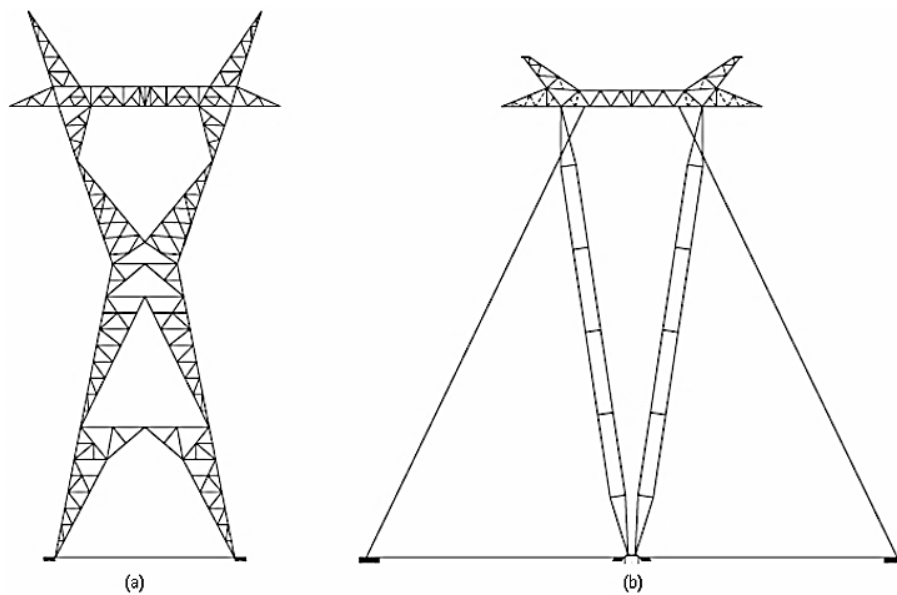
No Brasil, as principais fontes energéticas são oriundas de locais afastados, dos centros urbanos e conseqüentemente da população, desse modo faz-se necessário o uso das linhas de transmissão para transpor a energia gerada na fonte geradora (usinas) para a carga consumidora (subestações, residências ou indústrias) de forma econômica e com a menor perda de energia possível (RANGEL; KIENITZ; BRANDÃO, 2009). Os componentes fundamentais de uma linha de transmissão aérea são os cabos condutores de energia elétrica, isoladores, estrutura de suporte (torres) e para-raios.

#### **2.1.1 Classificação das torres**

As estruturas de suporte das linhas de transmissão têm como finalidade sustentar os cabos condutores e os para-raios, respeitando uma distância adequada de segurança, desempenho e custo (VELOZO, 2010). Essas estruturas podem ser classificadas de duas formas principais visando o projeto de fundação: função estrutural e desempenho na linha.

Estruturalmente as torres podem ser classificadas em autoportantes ou estaiadas, como representado na Figura 1. As torres autoportantes são estruturas de grande porte, autossustentáveis e capazes de resistirem a grandes solicitações de esforços (DÓRIA e GUIMARÃES, 2006). Já as estaiadas são estruturas flexíveis enrijecidas por estais, onde os estais são responsáveis pela absorção de parte dos esforços que são transmitidos para as ancoragens (DÓRIA e GUIMARÃES, 2006). Essas torres são soluções ideais para alcançar alturas elevadas e com alta capacidade de carga estrutural, no entanto, exigem uma área maior para instalação devido à necessidade dos cabos, dispostos inclinados para garantir a estabilidade da mesma (CARGNIN, 2014).

Figura 1 - Exemplos de torres: (a) autoportante; (b) estaiada.



Fonte: Garcia (2005)

Quanto a função desempenhada na linha, as torres podem ser de 3 tipos: terminais ou fim de linha, torres de suspensão ou torres em ângulo.

As de terminais são aquelas posicionadas no fim ou início de uma linha de transmissão (LT), a fim de ancorarem os esforços provenientes dos cabos condutores e dos cabos para-raios. Essas torres têm as estruturas robustas e, geralmente, são projetadas para resistirem aos esforços dos cabos em ângulos, ou seja, com o eixo da linha não coincidente com o eixo da torre (CHAVES, 2004).

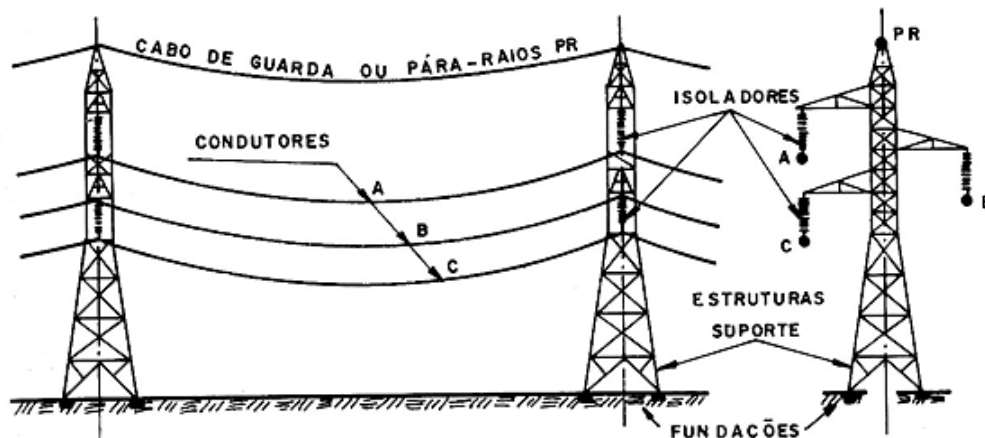
Quando o trecho da LT é retilíneo, ou seja, não há mudança de direção no trajeto dos cabos ou uma variação menor que cinco graus, são utilizadas as torres de suspensão. Por fim, as torres em ângulo são as responsáveis por sustentar os cabos condutores quando há mudança no trajeto da LT. Elas também são chamadas de torres de ancoragem, pois resistem às resultantes dos esforços dos cabos nas diagonais das direções entre seus eixos (CHAVES, 2004).

## 2.2 Carregamentos

Os carregamentos a serem considerados no dimensionamento da fundação resumidamente são os atuantes na torre, pois é rara as situações em que existem outros carregamentos atuando nas fundações (CHAVES, 2004). Dessa forma, as torres de linha de transmissão estão submetidas a esforços de diferentes naturezas e sentidos de atuação.

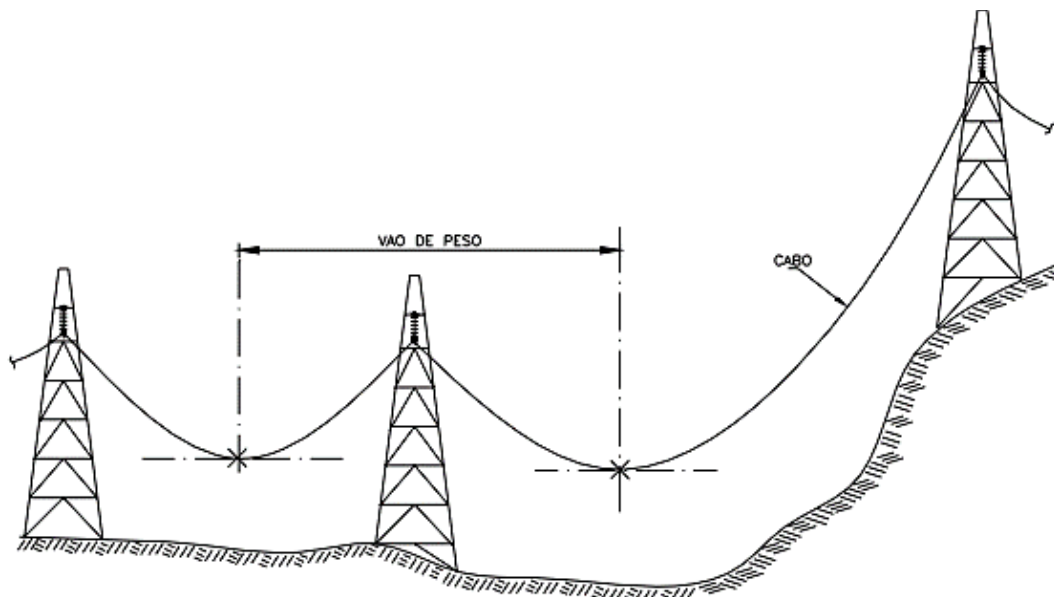
O carregamento vertical é devido à força gravitacional de seus componentes (FIGURA 2), como o peso próprio dos elementos estruturais, as cadeias de isoladores, os cabos dos circuitos e para-raios. Sendo assim, as cargas verticais sobre a torre devido ao peso do cabo correspondem ao vão gravante ou vão de peso, o qual é a distância horizontal entre os pontos que têm tangente horizontal com as catenárias adjacentes, como demonstrado na Figura 3.

Figura 2 - Componentes de uma linha de transmissão.



Fonte: Labegalini et al. (1992)

Figura 3 - Vão de peso de uma torre.

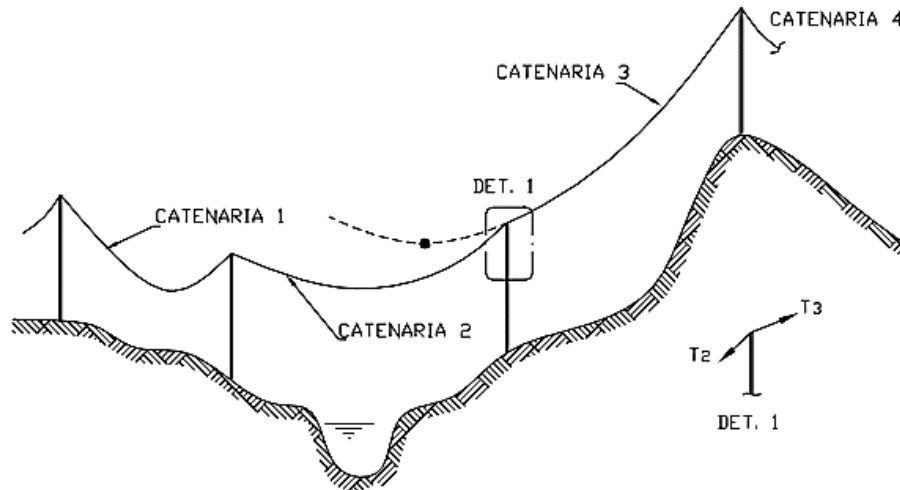


Fonte: Chaves (2004)

Vale salientar que a carga vertical que o cabo descarrega na torre não é necessariamente direcionada de cima para baixo. Há situações em que o cabo introduz arrancamento na torre,

como demonstrado na Figura 4. Nos casos que isso ocorre é dito que a torre está sob “carga reduzida” e é previsto no dimensionamento.

Figura 4 - Torre sob arrancamento parcial.



Fonte: Chaves (2004)

Segundo Chaves (2004), o valor da carga vertical sobre a torre, devida ao peso do cabo pode ser calculado pela Equação 2.1.

$$V_c = K_1 \cdot P_c \cdot V_g \quad (2.1)$$

Onde  $P_c$  é o peso do cabo por unidade de comprimento;  $V_g$  é o comprimento do vão gravante, ou vão do peso e  $K_1$  é usado 1,15 para as cargas máximas de peso de cabos, conforme recomendação da NBR 5422 (ABNT, 1985) e 1,00 para cargas mínimas ou vão reduzidos.

Para o cálculo do peso da cadeia de isoladores, primeiramente, é necessário determinar a quantidade desse elemento presente na torre por meio da Equação 2.2.

$$\eta_i = \frac{U_{max} \cdot d_e}{\sqrt{3} \cdot d_i} \quad (2.2)$$

Em que  $\eta_i$  é o número de isoladores em uma cadeia;  $U_{max}$  é a tensão máxima de operação da linha (kV);  $d_e$  é a distância de escoamento específica para poluição ligeira (cm/kV) e  $d_i$  é a distância de escoamento dos isoladores (cm).

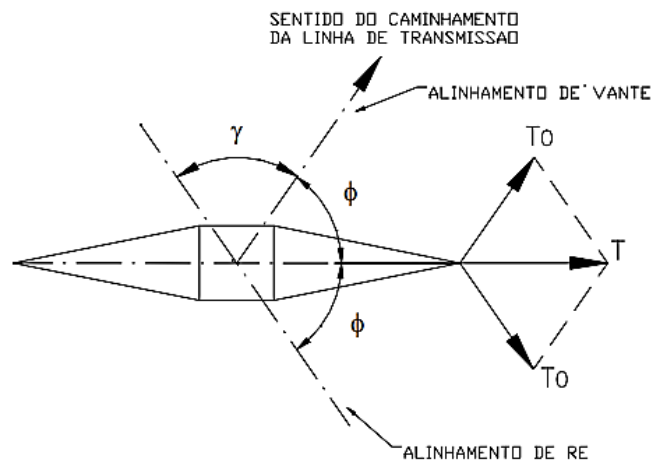
Ao obter o número de isoladores, pode-se calcular o peso da cadeia e de suas ferragens aplicando a Equação 2.3.

$$V_1 = \eta_i \cdot K_2 \cdot P_{cf} \quad (2.3)$$

Onde  $P_{cf}$  é o peso da cadeia de isoladores e  $K_2$  é usado 1,00 para o peso próprio da torre, ferragens dos cabos, cadeias de isoladores e para as cargas verticais reduzidas conforme recomenda a NBR 5422 (ABNT, 1985).

O esforço de tração axial é atuante no cabo e subdividido em: longitudinal e transversal. O carregamento presente na transversal deve ser considerado quando o traçado da LT muda de direção, fazendo com que surja uma componente transversal atuante no cabo (FIGURA 5).

Figura 5 - Componente transversal da ação dos cabos.



Fonte: Chaves (2004).

De acordo com Chaves (2004), esse esforço transversal pode ser obtido por meio da Equação 2.4, considerando que o plano transversal da torre contenha a bissetriz do ângulo entre os cabos:

$$T = 2 \cdot K_3 \cdot T_0 \cdot \text{sen} \left( \frac{\gamma}{2} \right) \quad (2.4)$$

Onde  $T_0$  é o valor máximo (horizontal) de tração mecânica do cabo;  $\gamma$  é o valor do ângulo de mudança de direção e  $K_3$  é o fator de majoração sugerido pela NBR 5422 (ABNT, 1985) igual a 1,10.

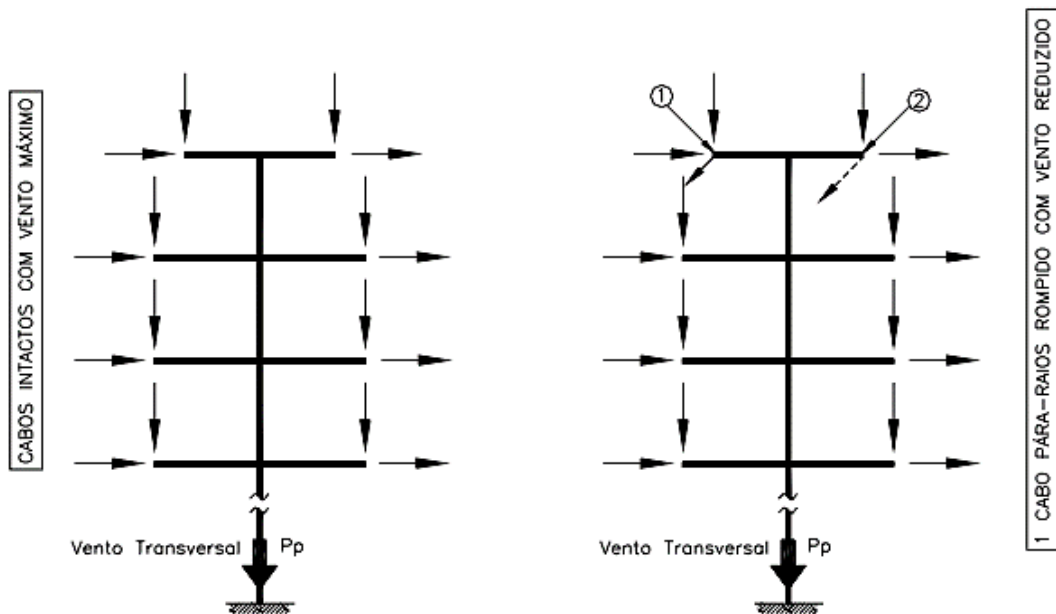
Os esforços longitudinais são característicos de torres de final de linha, pois há um desequilíbrio na horizontal, devido a ancoragem dos cabos, além dessa situação, existe a possibilidade do rompimento de um cabo condutor, fazendo com que o equilíbrio antes existente se desfça (CHAVES, 2004). Esse efeito é considerado por uma carga aplicada na torre devido ao cabo rompido em função da tensão no cabo, através da Equação 2.5.

$$H_1 = z \cdot T_0 \quad (2.5)$$

Onde  $T_0$  é o valor máximo (horizontal) de tração mecânica do cabo e  $z$  é tomado igual a 0,7 no caso de rompimento de cabo fixado em cadeia de isoladores que podem ter rotação na direção do cabo (condutores de torres de suspensão) ou igual a 1,0 quando não há essa possibilidade (para-raios ou condutores de torres de ancoragens e de torres de fim de linha).

Para um resultado das análises estruturais de torres de LT, os carregamentos que estão submetidas são dispostos em desenho esquemáticos conhecido como árvores de carregamento, conforme Figura 6.

Figura 6 - Árvores de carregamento em torres de LT.



Fonte: Chaves, 2004.

## 2.3 Ações do vento

As torres estão sujeitas aos esforços mecânicos provenientes das cargas de vento, as quais atuam sobre os suportes, cadeias de isoladores e cabos devido à ação do vento. A avaliação numérica dos efeitos do vento nas linhas de transmissão é especificada pela norma brasileira NBR 5422 (ABNT, 1985). Bem como todos os procedimentos para quantificar a carga que atua na LT.

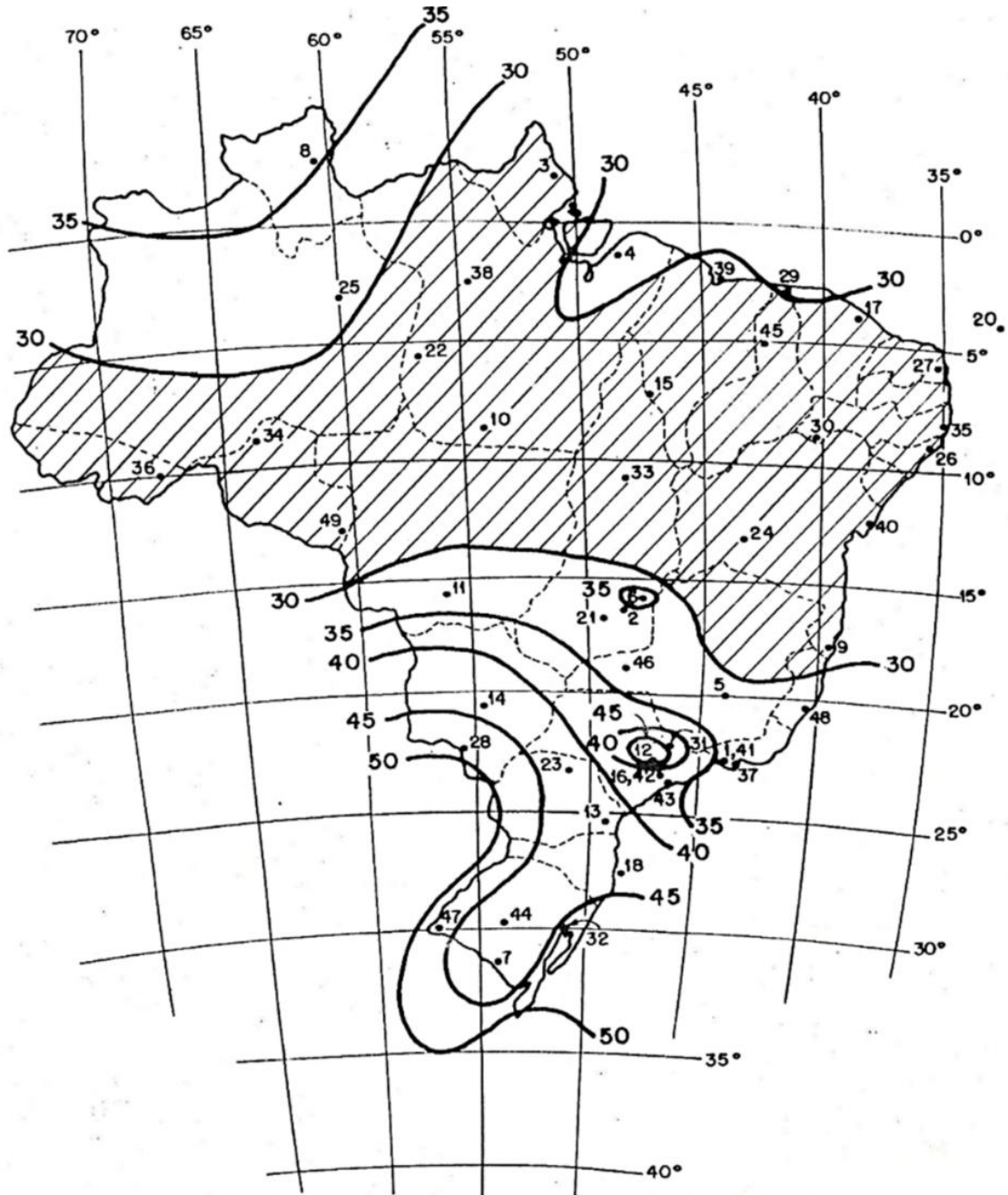
### 2.3.1 Velocidade básica do vento

De acordo com a NBR 5422 (ABNT, 1985), a velocidade básica do vento ( $V_b$ ) é referida a um período de retorno de 50 anos, a 10 m de altura do solo, com período de integração de 10



minutos e medida em um terreno com grau de rugosidade ( $\beta$ ). Todavia, na falta de medições específicas para região de implantação da linha de transmissão, a norma sugere que se obtenha o valor da velocidade básica através do mapa apresentado na Figura 7.

Figura 7 - Isopletas da velocidade básica do vento para o território brasileiro (m/s).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 2.3.2 Velocidade de projeto do vento

A velocidade de projeto do vento ( $V_p$ ) é determinada com base na velocidade básica do vento ( $V_b$ ), porém corrigida de maneira a considerar o grau de rugosidade da região de implantação da linha, o intervalo de tempo necessário para que o obstáculo responda à ação do vento, a altura do obstáculo e o período de retorno adotado. Contudo, de acordo com NBR 5422 (ABNT, 1985), a velocidade de projeto do vento (m/s) é dada pela Equação 2.6.

$$V_p = K_r \cdot K_d \cdot (H/10)^{1/n} \cdot V_b \quad (2.6)$$

Onde  $K_r$  é o coeficiente de rugosidade obtido por meio da Tabela 1;  $K_d$  é a relação entre os valores médios de vento a 10 m de altura do solo, para diferentes períodos de integração e rugosidade de terrenos (FIGURA 8);  $(H/10)^{1/n}$  é o fator de correção da velocidade de vento para alturas diferentes -  $n$  é um coeficiente que depende da rugosidade do terreno e do período de integração  $t$ , e seu valor pode ser obtido por meio da Tabela 2.

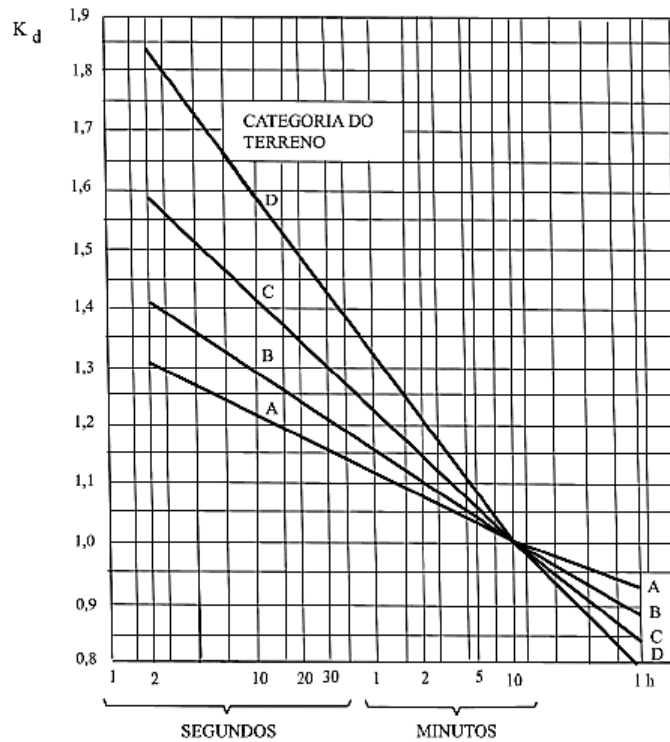
Tabela 1 - Coeficientes de rugosidade do terreno.

<b>Categoria do terreno</b>	<b>Características do terreno</b>	<b>Coeficiente de rugosidade <math>K_r</math></b>
A	Vastas extensões de água; áreas planas costeiras; desertos planos	1,08
B	Terreno aberto com poucos obstáculos	1,00
C	Terreno com obstáculos numerosos e pequenos	0,85
D	Áreas urbanizadas; terrenos com muitas árvores	0,67

Notas: a) Em vales que possibilitem uma canalização de vento em direção desfavorável para o efeito em questão, deve-se adotar para  $K_r$  uma categoria imediatamente anterior à que foi definida com as características apresentadas na tabela; b) Os valores de  $K_r$  correspondem a uma velocidade de vento média sobre 10 minutos (período de integração de 10 minutos), medida a 10 m de altura do solo; c) As mudanças previstas nas características da região atravessada devem ser levadas em conta na escolha de  $K_r$ .

Fonte: Adaptado da NBR 5422 (ABNT, 1985).

Figura 8 - Relações entre as velocidades médias a 10 m de altura.



Fonte: NBR 5422 (ABNT, 1985).

Tabela 2 - Valores de  $n$  para correção da velocidade do vento em função da altura.

Categoria do terreno	n	
	t = 2 s	t = 30 s
A	13	12
B	12	11
C	10	9,5
D	8,5	8

Legenda: O parâmetro  $t$  apresentado na tabela é o período de integração.

Fonte: Adaptado da NBR 5422 (ABNT, 1985).

### 2.3.3 Cálculo da ação do vento

#### 2.3.3.1 Pressão dinâmica de referência

Conforme a NBR 5422 (ABNT, 1985), a ação do vento baseia-se em uma pressão dinâmica de referência ( $q_o$ ), em  $N/m^2$ , conforme a Equação 2.7.

$$q_o = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_p^2 \quad (2.7)$$

Onde  $\rho$  é massa específica do ar ( $\text{kg/m}^3$ ) e  $V_p$  é velocidade do vento de projeto ( $\text{m/s}$ ).

Para determinar a massa específica do ar ( $\rho$ ), em  $\text{kg/m}^3$ , pode-se utilizar a Equação 2.8.

$$\rho = \frac{1,293}{1 + 0,00367t} \cdot \frac{16000 + 64t - ALT}{16000 + 64t + ALT} \quad (2.8)$$

Onde  $t$  é a temperatura coincidente ( $^{\circ}\text{C}$ ) e  $ALT$  é a altitude média da região de implantação da linha (m).

É válido salientar que a temperatura coincidente ( $t$ ) é considerada como o valor da média das temperaturas mínimas diária, e suposta coincidente com a ocorrência da velocidade do vento de projeto.

### 2.3.3.2 Ação do vento nos cabos

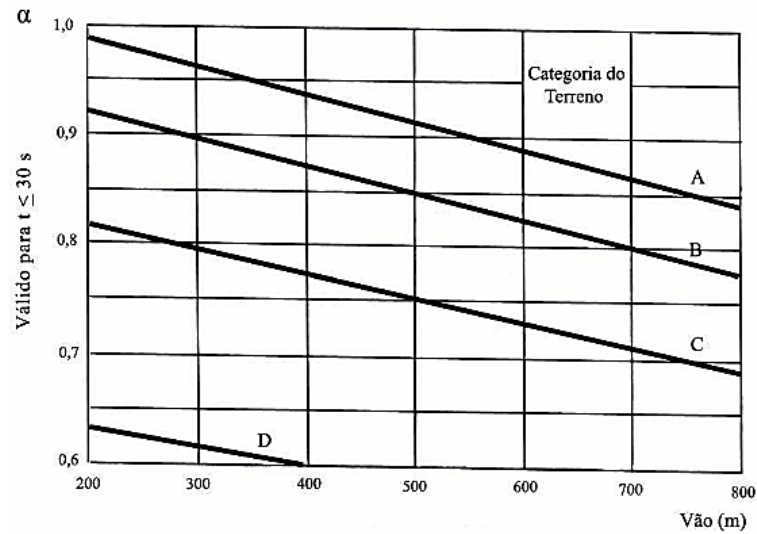
O esforço decorrente da ação do vento sobre os cabos ( $A_c$ ) em um intervalo de comprimento é aplicado perpendicularmente ao cabo no seu ponto de fixação a cada suporte do vão. Dessa forma, de acordo com a NBR 5422 (ABNT, 1985), é possível determiná-lo utilizando Equação 2.9.

$$A_c = q_o \cdot C_{xc} \cdot \alpha \cdot d \cdot \frac{Z}{2} \cdot \text{sen}^2\theta \quad (2.9)$$

Onde  $q_o$  é a pressão dinâmica de referência ( $\text{N/m}^2$ );  $C_{xc}$  é o coeficiente de arrasto igual a 1,0;  $\alpha$  é o fator de efetividade, adimensional, obtido por meio da Figura 9;  $d$  é o diâmetro do cabo considerado (m);  $Z$  é o comprimento de vão considerado (m) demonstrado na adjacências à torre considerada, como ilustra a Figura 10 e  $\theta$  é o ângulo de incidência do vento ( $= 90^{\circ}$ ) em relação à direção do vão.

Como o vento não atua com mesma intensidade em todo o comprimento do vão, o fator de efetividade ( $\alpha$ ) é aplicado para essa correção.

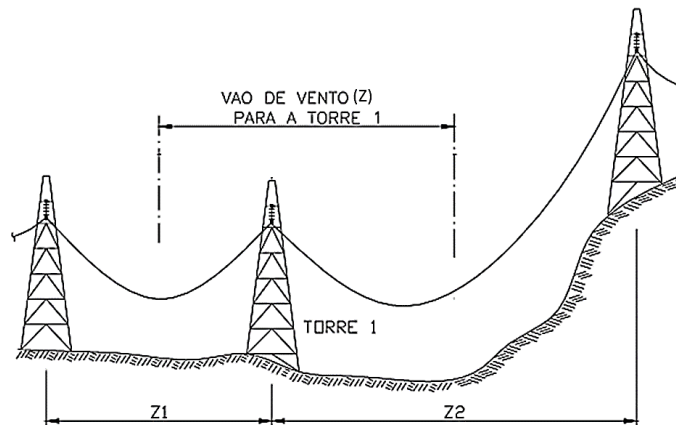
Figura 9 - Fator de efetividade ( $\alpha$ ).



Fonte: NBR 5422 (ABNT, 1985).

O vão de vento ( $Z$ ) considerado para uma ação de vento sobre os cabos, é a média aritmética dos vãos adjacentes à torre considerada, como ilustra a Figura 10.

Figura 10 - Vão de vento para determinada torre.



Fonte: Chaves (2004).

É importante salientar que, conforme a NBR 5422 (ABNT, 1985), o esforço total sobre um feixe de cabos condutores será determinado realizando o somatório das cargas atuantes em cada sub-condutor, sem considerar qualquer efeito de blindagem. Além disso, a velocidade de projeto deverá ser corrigida para a altura média dos cabos em relação ao longo do vão.

### 2.3.3.3 Ação do vento nos isoladores

Conforme a NBR 5422 (ABNT, 1985), é possível determinar o esforço resultante da ação do vento sobre os isoladores ( $A_i$ ) atuantes na direção do vento e no ponto de suspensão da cadeia utilizando a Equação 2.10.

$$A_i = q_o \cdot C_{xi} \cdot S_i \quad (2.10)$$

Onde  $q_o$  é a pressão dinâmica de referência (N/m<sup>2</sup>);  $C_{xi}$  é o coeficiente de arrasto, igual a 1,2 e  $S_i$  é a área da cadeia de isoladores, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical (m<sup>2</sup>).

É válido salientar que, de acordo com a NBR 5422 (ABNT, 1985), a velocidade do vento deve ser corrigida para a altura do centro de gravidade da cadeia de isoladores.

### 2.3.3.4 Ação do vento nas torres

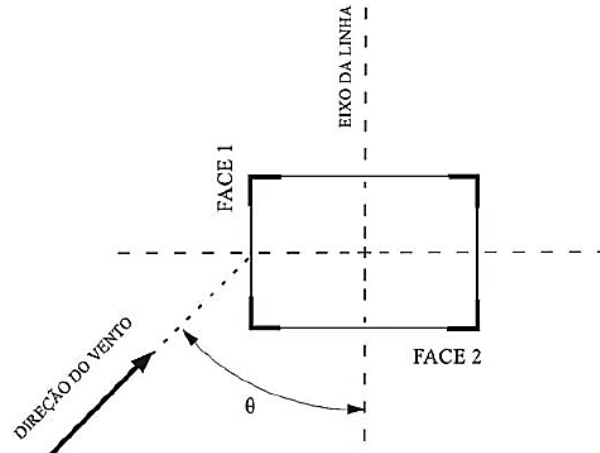
Para determinar o esforço decorrente da ação direta do vento sobre as torres ( $A_t$ ), a NBR 5422 (ABNT, 1985) sugere que o suporte seja subdividido em troncos de alturas  $l$  menores que 10 m e que é necessário realizar a correção da velocidade do vento pela altura de cada centro de gravidade dos troncos. Dessa forma, é possível calcular  $A_t$ , em Newtons, utilizando as Equações 2.11 ou 2.12, dependendo de como a estrutura da torre é constituída:

- Para torres metálicas constituídas por painéis treliçados de seção transversal retangular:

$$A_t = q_o \cdot (1 + 0,2 \cdot \text{sen}^2 2\theta) \cdot (S_{T1} \cdot C_{xT1} \cdot \text{sen}^2 \theta + S_{T2} \cdot C_{xT2} \cdot \text{cos}^2 \theta) \quad (2.11)$$

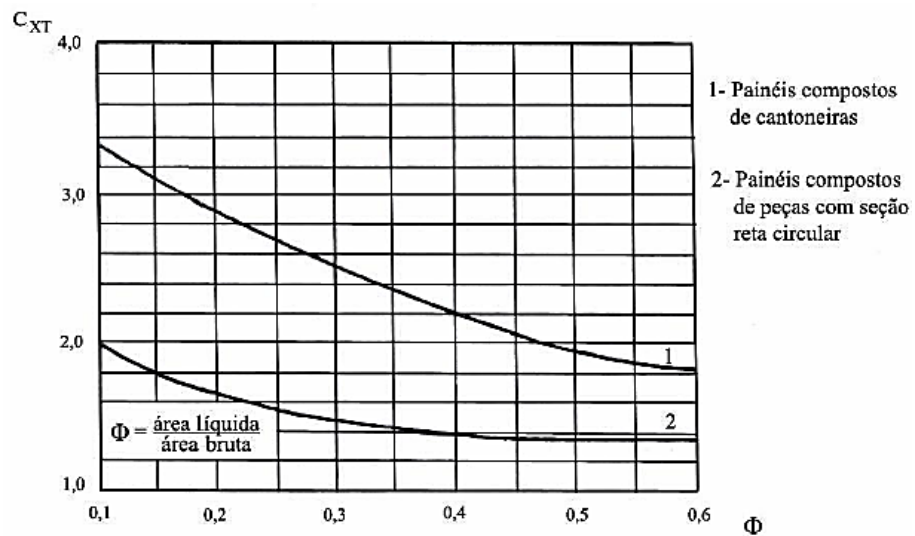
Onde  $q_o$  é a pressão dinâmica de referência (N/m<sup>2</sup>);  $\theta$  é o ângulo de incidência do vento conforme a Figura 11;  $S_{T1}$  e  $S_{T2}$  são área líquida total de uma face projetada ortogonalmente sobre o plano vertical situado na direção das faces 1 e 2, respectivamente (m<sup>2</sup>);  $C_{xT1}$  e  $C_{xT2}$  são coeficiente de arrasto próprio das faces 1 e 2, para um vento perpendicular a cada face, tomado conforme Figura 12, que já leva em consideração as faces de sota-vento e barlavento.

Figura 11 - Ação do vento sobre um tronco do suporte.



Fonte: NBR 5422 (ABNT, 1985).

Figura 12 - Coeficiente de arrasto para painéis de suportes treliçados (índice de área exposta).



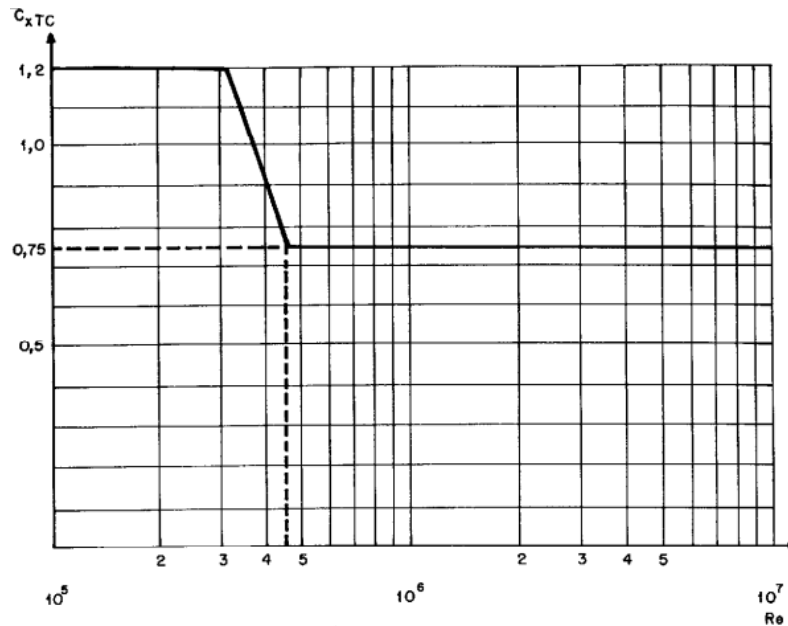
Fonte: NBR 5422 (ABNT, 1985).

- Para torres constituídas principalmente de elementos cilíndricos ou cônicos de diâmetro maior que 20 cm:

$$A_{TC} = q_o \cdot C_{xTC} \cdot d \cdot l \cdot \text{sen}^3 \gamma \quad (2.12)$$

Onde  $q_o$  é a pressão dinâmica de referência ( $\text{N/m}^2$ );  $\gamma$  é o ângulo formado pela direção do vento e o eixo do tronco;  $d$  é o diâmetro médio do tronco (m);  $l$  é o comprimento do tronco (m);  $C_{xTC}$  é o coeficiente de arrasto para um vento perpendicular ao eixo do tronco, tomado conforme a Figura 13 em função do número de Reynolds ( $R_e$ ).

Figura 13 – Coeficiente de arrasto para painéis de suportes compostos de elementos cilíndricos de diâmetro superior a 20 cm.



Fonte: NBR 5422 (ABNT, 1985).

## 2.4 Hipóteses de carregamento da torre

Partindo do princípio de que as torres e suas fundações devem assegurar a estabilidade do sistema estrutural mediante a fatores climáticos e propagação de falhas, serão apresentadas algumas hipóteses para diferentes condições de carregamento.

### 2.4.1 Hipóteses proposta por Chaves (2004)

Chaves (2004) apresenta as recomendações propostas inicialmente por Gontijo (1994). Onde são baseadas na segurança da estrutura submetida a três hipóteses de carregamentos diferentes:

- 1) Vento máximo em qualquer direção, sem ruptura de cabos;
- 2) Vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo do para-raios;
- 3) Vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo condutor;

Chaves (2004) ainda menciona que para cada hipótese aplicada, o projetista deve contemplar todas as possibilidades de montagem da estrutura. Sendo estas as variações de altura da estrutura como um todo, ou apenas de seu torço ou pernas devido a sua natureza modular, como também da necessidade de adequação da estrutura ao relevo local.



Além disso, Chaves (2004) ressalta a importância de se considerar para a verificação, os carregamentos de ações periódicas ou acidentais que podem ocorrer na estrutura, tais como manutenções, rompimento dos cabos e efeito cascata sobre as linhas de transmissão.

#### **2.4.2 Hipóteses propostas por Bezerra (2010)**

Para o cálculo mecânico dos condutores, Bezerra (2010) define três hipóteses, sendo elas apresentadas a seguir:

- 1) Condição de temperatura média, sem ação do vento.
- 2) Condição de variação extrema de temperatura, sem ação do vento.
- 3) Condição de vento máximo, na temperatura coincidente.

Na primeira condição, os condutores das LT's passam maior período de sua vida útil sendo expostos, utilizando normalmente temperatura média do ambiente por onde passam, e a tração do cabo tende a diminuir e a flecha a aumentar. Na segunda hipótese, percebe-se como a variação da temperatura causa dilatações e contrações nos condutores, influenciando diretamente no comprimento do cabo, na flecha e na tensão horizontal. Na terceira condição, o vento exerce uma pressão sobre os condutores, que é proporcional à sua velocidade, resultando numa força perpendicular no eixo longitudinal dos cabos, assim, tendendo a aumentar o peso do cabo.

### **2.5 Fundação**

Fundações são elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura (AZEREDO, 1977). Além de transmitir as solicitações para o solo, as fundações também devem possuir resistência suficiente para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes.

Segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), fundação profunda é o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada.

Para a melhor escolha do tipo de fundação, faz-se necessário um estudo geotécnico para avaliar as características do solo e conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, para desta

forma poder aplicar a melhor técnica e o melhor tipo de dimensionamento da estrutura (MELHADO; SILVIO, 2002).

### 2.5.1 Investigação do subsolo

A investigação do subsolo é de suma importância, principalmente quando se trata de construções que percorrem grandes extensões territoriais como as LT's. Dessa forma, a NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda a realização de vistoria geológica de campo por profissional habilitado, eventualmente complementada por estudos geológicos adicionais.

Além da investigação geológica, faz-se necessário uma investigação geotécnica do subsolo, Velozo (2010) afirma que é indispensável o reconhecimento dos perfis dos solos envolvidos e de suas respectivas características geotécnicas para a execução do projeto de fundação. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT) e em construções de linhas de transmissão, por percorrerem grandes extensões territoriais e conseqüentemente diferentes tipos de solos.

O ensaio com o *Standard Penetration Test* (SPT), é um dos principais ensaios para investigação mecânica das características do solo e, no Brasil, esse ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2020). Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), os resultados obtidos pela sondagem são utilizados para inúmeras aplicações, como a amostragem para identificação de ocorrência dos diferentes horizontes, passando pela previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas. Além disso, esse ensaio indica o nível de água (quando ocorrer), presença de rocha e o índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ). De acordo com Velloso e Lopes (2010), o ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes ( $N_{spt}$ ) necessário para cravar os 30 cm finais (desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido).

Com a execução do ensaio SPT, pode-se conhecer a característica do solo por meio da Tabela 3.

Tabela 3 - Estado de compactidade e consistência.

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

Fonte: Adaptado da NBR 6484 (ABNT, 2020).

### 2.5.2 Fundação por estacas

Sempre que o maciço de fundação só tenha capacidade para receber as cargas em profundidade e/ou as condições do nível d'água subterrâneo impeçam o uso de outro tipo de fundação, recorre-se ao uso de estacas (VELOZO, 2010). Esse elemento de fundação profunda é executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. A NBR 6122 (ABNT, 2019) especifica que os materiais empregados podem ser: madeira (restrita a obra provisória atualmente), aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.

Os tipos mais utilizados em linhas de transmissão são as estacas raízes, pré-moldadas de concreto armado ou protendido e as metálicas (ASCHAR, 2001), porém é necessário avaliar as condições de campo, antes da determinação. Para resistir aos esforços horizontais é comum utilizar estacas inclinadas, limitando em ângulos menores ou iguais a 12° (CHAVES, 2004).

### 2.6 Cálculo e dimensionamento da fundação em estaca

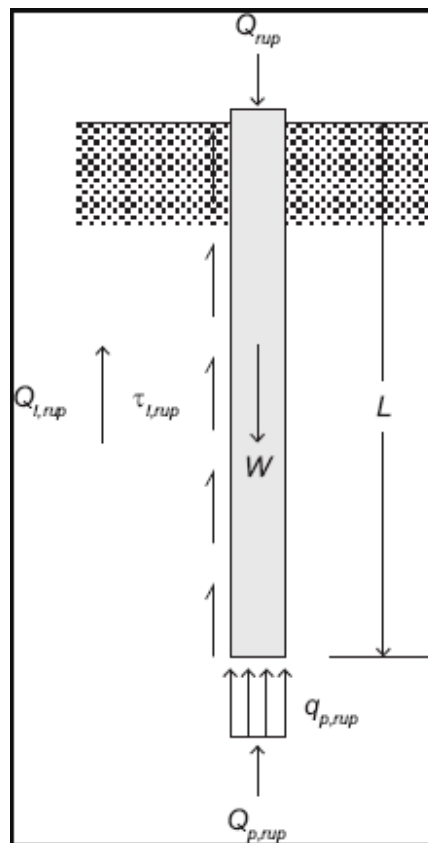
Alguns métodos de cálculos são abordados para a realização do dimensionamento da fundação, o qual deve contemplar os diferentes esforços solicitado (compressão, arrancamento/tração e tombamento). Vale ressaltar que o dimensionamento é realizado para a condição mais desfavorável que a fundação é submetida.

As tensões, na capacidade de carga à compressão, se dão abaixo das fundações em um meio contínuo, considerado homogêneo e isotrópico. Já na capacidade de carga última à tração as tensões são distribuídas acima da base e sua distribuição parece ser única e influenciada pela superfície do terreno (AZEVEDO, 2009).

### 2.6.1 Capacidade de carga à compressão

Na ruptura, o solo tem toda a sua resistência ao cisalhamento mobilizada, através do atrito lateral, no contato do fuste da estaca com o solo e da capacidade de carga de ponta, no contato entre a base da estaca e o solo sob ela, como demonstra a Figura 14 (DANZIGER; LOPES, 2021).

Figura 14 - Ações e resistências mobilizadas na ruptura.



Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Perante um carregamento estático, as ações estáticas devem estar em equilíbrio com as forças de reação mobilizadas pelo solo, conforme Equação 2.13.

$$Q_{rup} + W = Q_{p,rup} + Q_{l,rup} \quad (2.13)$$

Em que  $Q_{rup}$  é a capacidade de carga da estaca;  $W$  é o peso próprio da estaca;  $Q_{p,rup}$  é a capacidade de carga da ponta ou da base da estaca e  $Q_{l,rup}$  é a capacidade de carga devida ao atrito lateral.

Como o peso próprio da estaca pode ser desprezado devido ao fato de ser muito pequeno diante as demais parcelas, a expressão pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q_{rup} = A_b \cdot q_{p,rup} + U \sum \tau_{l,rup} \cdot \Delta l \quad (2.14)$$

Onde  $A_b$  é a área da ponta ou base da estaca;  $q_{p,rup}$  é a resistência unitária da ponta;  $U$  é o perímetro da estaca;  $\tau_{l,rup}$  é a resistência lateral unitária e  $\Delta l$  é trecho do comprimento com atuação de um mesmo valor de  $\tau_{l,rup}$ .

Para determinar a capacidade de carga da fundação, dois dos métodos brasileiros mais utilizados serão descritos a seguir, os quais são de natureza semiempírica, porém fundamentados nos conhecimentos presentes nos métodos de natureza teórica: Método de Aoki e Velloso (1975) e Método de Décourt e Quaresma (1978).

### 2.6.1.1 Método de Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) correlaciona resultados de provas de carga em estacas, de ensaios de cone (CPT) e de sondagens a percussão com a resistência de ponta do cone e o  $N_{SPT}$ .

Para calcular o atrito lateral unitário e a resistência de ponta unitária são utilizadas as Equações 2.15 e 2.16, respectivamente:

$$\tau_{l,rup} = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.15)$$

$$q_{p,rup} = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.16)$$

Em que  $q_c$  e  $f_s$  são resistência de ponta do cone e atrito lateral unitário na luva do cone;  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em conta o efeito de escala, em face da diferença nas dimensões da estaca e do cone, além do efeito de execução de cada tipo de estaca.

Porém, como o ensaio CPT não é realizado com tanta frequência, os valores de  $q_c$  e  $f_s$  podem ser calculados por expressões que correlacionam os resultados de ensaio SPT, dessa forma:

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad (2.17)$$

$$f_s = \alpha \cdot k \cdot N_{SPT} \quad (2.18)$$

Onde  $k$  é o coeficiente de correlação entre CPT e SPT e  $\alpha$  é o coeficiente de relação entre resistência de ponta e lateral, nos quais dependem do tipo de solo e podem ter seus valores obtidos por meio da Tabela 4 proposta por Aoki e Velloso (1975) com base em sua experiência e em valores da literatura.

Tabela 4 - Valores de  $\alpha$  e  $k$  a serem empregados no método de Aoki e Velloso (1975)

Tipo de solo	$k$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$
Areia	10,0	0,014
Areia siltosa	8,0	0,020
Areia silto-argilosa	7,0	0,024
Areia argilosa	6,0	0,030
Areia argilo-siltosa	5,0	0,028
Silte	4,0	0,030
Silte arenoso	5,5	0,022
Silte areno-argiloso	4,5	0,028
Silte argiloso	2,3	0,034
Silte argilo-arenoso	2,5	0,030
Argila	2,0	0,060
Argila arenosa	3,5	0,024
Argila areno-siltosa	3,0	0,028
Argila siltosa	2,2	0,040
Argila silto-arenosa	3,3	0,030

Nota: 0,1 kg/cm<sup>2</sup> = 1 tf/m<sup>2</sup>  $\approx$  10 kN/m<sup>2</sup> (kPa).

Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Aoki e Velloso (1975) ajustaram os valores dos fatores corretivos ( $F_1$  e  $F_2$ ), os quais podem ser obtidos por meio da Tabela 5. Quando as provas de carga não atingirem a ruptura, os autores propõem que se utilize o Método de Van der Veen (1953) para sua extrapolação.

Tabela 5 - Valores de  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	$1 + \frac{D}{0,80}$	$2 \cdot F_1$
Tipo Franki	2,50	5,0
Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice contínua	2,0	4,0

Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Este método adota o mesmo fator de segurança global normalizado de 2, para determinar a carga admissível aplicando a Equação 2.19.

$$P_a = \frac{Q_{l,rup} + Q_{p,rup}}{2} = \frac{Q_{rup}}{2} \quad (2.19)$$

Onde  $\tau_{l,rup}$  é a resistência lateral;  $q_{p,rup}$  é a resistência de ponta e  $Q_{rup}$  é a capacidade de carga da estaca.

### 2.6.1.2 Método de Décourt e Quaresma

O método de Décourt e Quaresma (1978) emprega apenas resultados de sondagens a percussão. Os autores propõem o cálculo de atrito lateral unitário, em kN/m<sup>2</sup>, a partir da Equação 2.20.

$$\tau_{l,rup} = 10 \cdot \left( \frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (2.20)$$

Onde  $\bar{N}_{SPT}$  é o valor médio de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, obtido sem levar em consideração os valores considerados no cálculo da resistência de ponta. No caso de  $N_{SPT}$  menor que 3, considerar 3; no caso de  $N_{SPT} > 50$ , considerar 50, exceto nos casos de estacas Strauss, em que o limite para  $N_{SPT}$  deve ser de 15.

Para determinar a resistência de ponta unitária, emprega-se a Equação 2.21.

$$q_{p,rup} = C \cdot N_{SPT} \quad (2.21)$$

Em que  $C$  depende do tipo de solo e pode ser obtido por meio da Tabela 6, a qual deve ser utilizada para estacas em que há cravação por percussão. Já para o valor de  $N_{SPT}$  a ser considerado na resistência de ponta, deve ser tomada uma média entre os três valores correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 6 - Valores de  $C$  do método de Décourt e Quaresma (1978).

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Nota:  $0,1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ tf/m}^2 \approx 10 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa)}$ .

Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Como o método Décourt-Quaresma foi realizado considerando estacas pré-moldadas. Dessa forma, houve uma extensão do método, onde Décourt et al. (1996) introduziram os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  para corrigir a resistência de ponta e o atrito lateral, respectivamente, para vários tipos de estacas (TABELA 7 e TABELA 8). A seguir, encontra-se a Equação 2.22, expressão geral para a realização do cálculo (tf):

$$Q_{rup} = q_{p,rup} + \tau_{l,rup} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot \left(\frac{N}{3} + 1\right) \cdot U \cdot L \quad (2.22)$$

Tabela 7 - Valores de  $\alpha$  em função do tipo de estaca e de solo.

Tipo de solo	Tipo de estacas					
	Cravada	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressão
Argila	1,00	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	1,00	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	1,00	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Tabela 8 - Valores de  $\beta$  em função do tipo de estaca e de solo.

Tipo de solo	Tipo de estacas					
	Cravada	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressão
Argila	1,00	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	1,00	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,00	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Danziger; Lopes (2021).

Para o cálculo da carga admissível, este método utiliza fatores de segurança diferenciados para as parcelas de resistência de ponta e de atrito, assim aplica-se a Equação 2.23.

$$P_a = \frac{q_{p,rup}}{4} + \frac{\tau_{l,rup}}{1,3} \quad (2.23)$$

Onde  $\tau_{l,rup}$  é a resistência lateral e  $q_{p,rup}$  é a resistência de ponta.



## 2.6.2 Capacidade de carga à tração geral

Há vários métodos desenvolvidos para determinar a capacidade de carga à tração de uma fundação, podendo citar: Método do cone (1916); Método do cilindro de atrito; Método de Balla (1961); Método de Meyerhof e Adams (1968); Método da Universidade de Duke (1969) e Método da Universidade de Grenoble (1966). Para este trabalho, será apresentado o estudo desenvolvido pela Universidade de Grenoble (AZEVEDO, 2009), o qual permite utilizar a expressão geral, apresentada pela Equação 2.24, para o cálculo da capacidade de carga à tração:

$$Q_{ft} = Q_{fc} + Q_{f\varphi} + Q_{f\gamma} + Q_{fq} + P + P_s \quad (2.24)$$

Onde  $Q_{fc}$  é o termo da coesão;  $Q_{f\varphi}$  é o termo do atrito;  $Q_{f\gamma}$  é o termo da gravidade e  $Q_{fq}$  é o termo da sobrecarga;  $P$  é peso da fundação e  $P_s$  é o peso do solo.

Ao substituir cada termo da expressão acima, esta pode ser apresentada na seguinte forma:

$$Q_{ft} = S_l \cdot [c \cdot M_c + \gamma \cdot D(M_\varphi + M_\gamma) + q \cdot M_q] + P + P_s \quad (2.25)$$

Em que  $c$  é a coesão do solo;  $\gamma$  é o peso específico natural;  $D$  é a profundidade de assentamento;  $q$  é a sobrecarga uniforme;  $P$  é peso da fundação;  $P_s$  é o peso do solo;  $M_c, M_\varphi, M_\gamma$  e  $M_q$  são os coeficientes de capacidade à tração relacionados a coesão, ao atrito, à gravidade e à sobrecarga, respectivamente, e podem ser obtidos pelas expressões a seguir:

➤ Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado a coesão:

$$M_c = \left[ -\frac{tg\alpha}{tg\varphi} + \frac{f}{H} \cos\varphi \cdot \left( 1 + \frac{tg\alpha}{tg\varphi} \right) \right] \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot tg\alpha \cdot \frac{D}{R} \right) \quad (2.26)$$

Onde:

$$\frac{f}{H} = tg \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{\cos n - \text{sen } \varphi \cdot \cos n}{\cos n + \text{sen } \varphi \cdot \cos m} \quad (2.27)$$

$$m = -\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \alpha \quad (2.28)$$

$$\text{sen } n = \text{sen } \varphi \cdot \text{sen } m \quad (2.29)$$

- Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao atrito e à gravidade:

$$M_{\varphi} + M_{\gamma} = \frac{\text{sen } \varphi \cdot \cos(\varphi + 2\alpha)}{2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \text{tg} \alpha \cdot \frac{D}{R}\right) \quad (2.30)$$

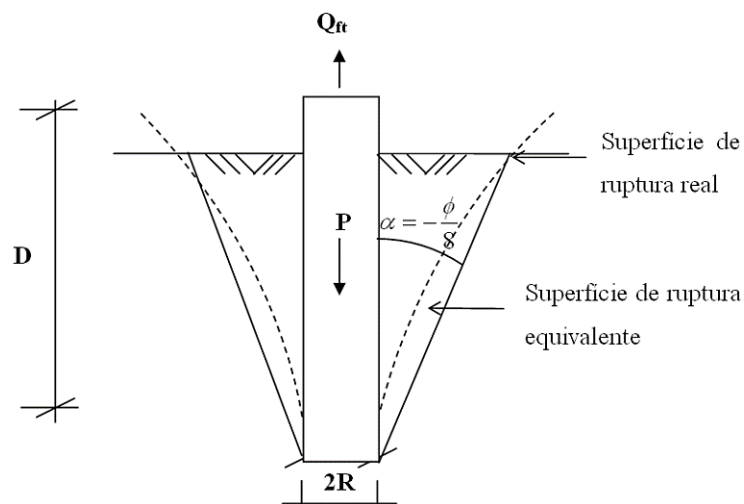
- Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado à sobrecarga:

$$M_q = M_c \cdot \text{tg} \varphi + \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg} \alpha \cdot \frac{D}{R}\right) \cdot \text{tg} \alpha \quad (2.31)$$

### 2.6.2.1 Estaca cilíndrica executada em solo homogêneo

A superfície de ruptura proveniente da tração de uma estaca cilíndrica, em solo homogêneo, é assumida como tronco-cônica, gerada por um segmento de reta, que forma um ângulo  $\alpha$  com a vertical, conforme descreve Azevedo (2009) e apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Superfície de Ruptura de Estacas Cilíndricas em Solo Homogêneo.



Fonte: Azevedo (2009).

Considerando a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, o peso próprio da fundação, o peso de solo mobilizado pela estaca na ruptura e a sobrecarga de superfície atuante quando esta existir, pode-se determinar a capacidade de carga da estaca cilíndrica por meio da Equação 2.32.

$$Q_{ft} = p \cdot D \cdot [c \cdot M_c + \gamma \cdot D \cdot (M_{\varphi} + M_{\gamma}) + q_0 \cdot M_q] + P \quad (2.32)$$

Onde  $p$  é o perímetro da estaca de raio  $R$ ;  $D$  é a profundidade de assentamento da estaca;  $P$  é o peso da estaca;  $M_c, M_\varphi + M_\gamma$  e  $M_q$  foram apresentados no item anterior, os quais dependem do ângulo  $\alpha$ , do ângulo de atrito interno do solo ( $\varphi$ ) e da profundidade relativa  $D/R$ . De acordo com Azevedo (2009), a avaliação em ensaios de campo mostra que, em qualquer tipo de solo, o ângulo  $\alpha$  pode ser assumido igual a  $-\varphi/8$  e no ANEXO A são apresentadas tabelas que fornecem valores desses coeficientes.

De acordo com Teixeira e Godoy (1998), o ângulo de atrito ( $\varphi$ ) para solos argilosos pode ser considerado nulo, ou seja, zero. Já para solos arenosos, calcula-se aplicando a seguinte Equação 2.33.

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (2.33)$$

Ainda conforme Teixeira e Godoy (1998), a coesão (kPa) para solos argilosos e siltosos é determinada pela Equação 2.34.

$$c = 10 \cdot N_{SPT} \quad (2.34)$$

### 2.6.2.2 Estaca cilíndrica executada em solo estratificado

Na maioria das vezes, o perfil do solo onde irá se realizar a fundação se apresenta estratificado, o qual ocorrem variações dos parâmetros geotécnicos do solo ( $c$ ,  $\varphi$  e  $\gamma$ ) ao longo da profundidade.

Além dos fatores considerados na estaca cilíndrica em solo homogêneo, para o solo estratificado leva em conta também a resistência de cada camada isoladamente, sob efeito da sobrecarga das camadas subjacentes (aplicação do coeficiente  $M_q$ ). Dessa forma, para determinar a capacidade de carga à tração da estaca por meio da Equação 2.35.

$$Q_{ft} = \sum_{i=1}^n \{ p_i \cdot D_i [ c_i \cdot M_{ci} + \gamma_i \cdot D_i \cdot (M_\varphi + M_\gamma) + q_i \cdot M_{qi} ] + P_i \} \quad (2.35)$$

Onde:

$$q_i = q_{0+} + \sum_{k=1}^{i-1} \gamma_k \cdot D_k \quad (2.36)$$

### 2.6.2.3 Estaca prismática

Para esse modelo de estaca, as mesmas expressões e coeficientes definidos nos itens anteriores são válidos, necessitando apenas de considerar um raio equivalente ( $R_e$ ) que forneça o mesmo perímetro ( $p$ ) da estaca prismática em estudo, dessa forma aplica-se a Equação 2.37.

$$R_e = \frac{p}{2\pi} \quad (2.37)$$

### 2.6.3 Dimensionamento da fundação em estacas

A Tabela 9 apresenta as cargas de trabalho usuais e as dimensões das estacas pré-moldadas de concreto, assim, de acordo com a capacidade de carga determinada, é possível determinar a dimensão da estaca a ser utilizada.

Tabela 9 - Tipos usuais de estacas pré-moldadas e suas cargas de trabalho.

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

Fonte: Adaptado de Hachich et al., 1998.

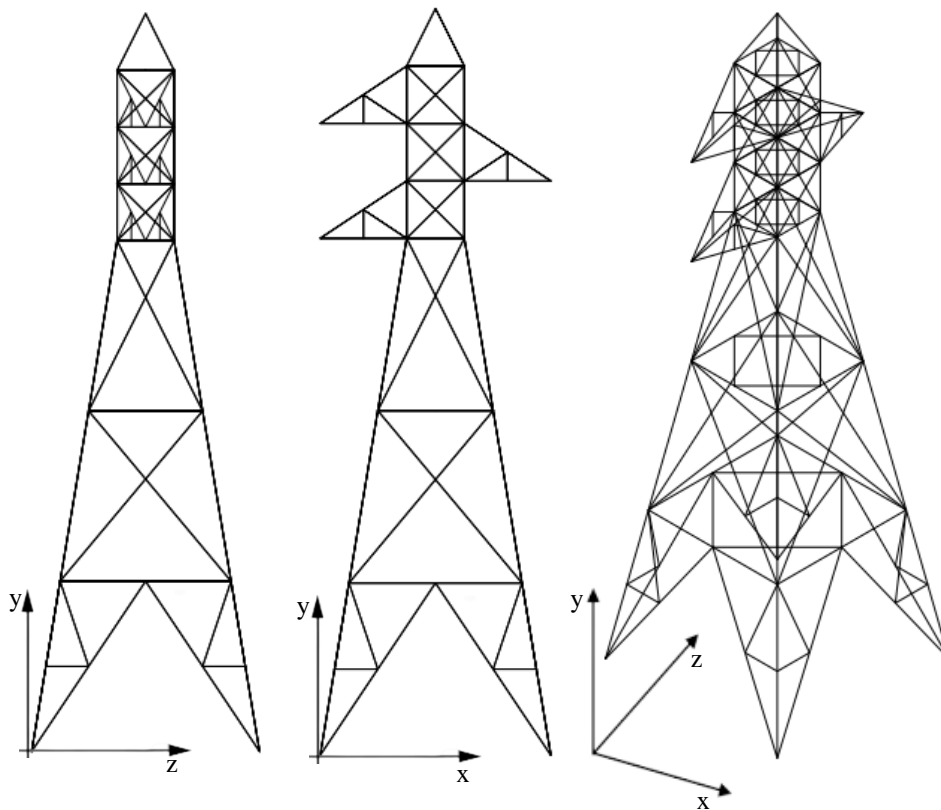
### 3 METODOLOGIA

Abaixo estão apresentados os dados necessários para a realização do estudo de uma torre de transmissão hipotética e o dimensionamento da fundação que resista as suas solicitações.

#### 3.1 Componentes da Linha de Transmissão

A estrutura da torre a ser analisada nesse estudo está apresentada na Figura 16, a qual foi modelada no software *AutoCad*®.

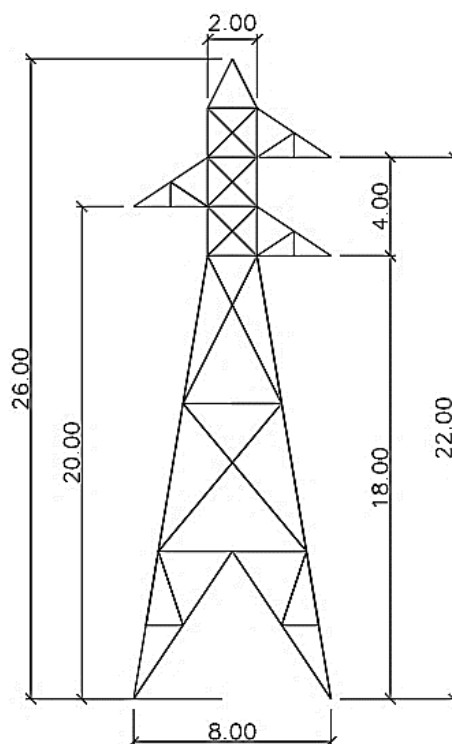
Figura 16 - Modelagem da torre na vista do eixo YZ, XZ e 3D respectivamente.



Fonte: AutoCAD.

A estrutura possui circuito simples, quatro pernas, vão de 513 metros para um trecho de linha de transmissão de 230 kV, formada por perfis de cantoneiras simples em aço ASTM A36 e altura total de 26 metros, como ilustrado na Figura 17 - Representação das alturas em metros do braço 1, 2 e 3 e do para-raios da torre em estudo.

Figura 17 - Representação das alturas em metros do braço 1, 2 e 3 e do para-raios da torre em estudo.



Fonte: Do autor.

O isolador adotado nesse estudo foi do tipo de suspensão de vidro padrão normal e possui as propriedades representadas na Tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades do isolador.

Diâmetro do isolador	255 mm
Distância de escoamento dos isoladores	32 cm
Peso líquido	39,277 N

Fonte: Adaptado catálogo Texpi.

O cabo condutor adotado é de alumínio com alma de aço (CAA) do tipo IBIS, com 26 fios de alumínio e 7 fios de aço. A Tabela 11 representa as propriedades desse tipo de cabo condutor.

Tabela 11 - Propriedades do cabo condutor IBIS.

Diâmetro externo	19,88 mm
Área da seção transversal (alumínio+aço)	234,07 mm <sup>2</sup>
Carga de ruptura	72431,92 N
Peso linear	7,977 N/m

Fonte: Adaptado do catálogo Nexans.

O cabo dos para-raios utilizado é do tipo extra alta resistência (EHS) com 7 fios de aço de 3/8” e suas propriedades estão representadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Propriedades do cabo para-raios EHS 3/8”.

Diâmetro externo	9,52 mm
Área da seção transversal	51,14 mm <sup>2</sup>
Carga de ruptura	68400 N
Peso linear	3,991 N/m

Fonte: Adaptado catálogo Belgo Bekaert.

### 3.2 Localização da torre em estudo

Considerou-se a implantação da torre de transmissão na cidade de Belo Horizonte, no estado de Minas Gerais. A temperatura mínima anual para essa cidade é de 14,7°C, e a altitude média da região de implantação da linha de 1234 m, obtida pelo perfil de elevação do terreno gerado pela ferramenta Google Earth Pro (FIGURA 18).

Figura 18 - Perfil de elevação do terreno.



Fonte: Google Earth Pro.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Carregamentos na estrutura

O peso próprio da estrutura foi determinado com o auxílio do software *AutoCad*®, o qual permite aferir os comprimentos de cada perfil da torre e posteriormente multiplica-los pelas dimensões dos perfis, seu peso específico e gravidade. Dessa forma, obteve-se o peso de 893.420,07 N.

Para determinar o peso próprio da cadeia de isoladores, primeiramente calcula-se a quantidade necessária desse componente, assim adota-se uma linha de transmissão de 230 kV, distância de escoamento específica de 3,2 cm/kV e distância de escoamento dos isoladores de 32 cm e, por meio da Equação 2.2, obtém-se o valor de 14 isoladores. Por fim, a partir da Equação 2.3, e considerando  $K_2 = 1$ , determina-se que o peso da cadeia de isoladores é 549,878 N.

A carga oriunda do cabo condutor foi obtida por meio da Equação 2.1, considerando o comprimento do vão do peso ( $V_g$ ) igual a 513,00 m e  $K_1$  igual 1,15, resultando então em uma carga de 4706,031 N. Atualmente as empresas do setor utilizam o fator *Every Day Stress* (EDS's) entre 18,5% e 20% da carga de ruptura a tração (BELLORIU, 2009). Dessa forma, considerando EDS de 20%, obteve-se a carga estática equivalente devido à ruptura do cabo condutor é de 14486,384 N.

A carga oriunda do cabo para-raios foi obtida por meio da Equação 2.1, considerando o comprimento do vão do peso ( $V_g$ ) igual a 513,00 m e  $K_1$  igual 1,15, resultando então em uma carga de 2354,490 N. Para a carga de ruptura do cabo para-raios, considerou-se regime EDS de 20% e obteve-se 13680 N.

### 4.2 Ação do vento

#### 4.2.1 Velocidade de projeto

A torre de transmissão em estudo está implantada na cidade de Belo Horizonte, e pode-se determinar que a velocidade básica do vento é de 32 m/s, conforme a Figura 7.

Como o terreno de implantação é aberto e com pouco obstáculos, o coeficiente de rugosidade do terreno ( $K_r$ ) é igual a 1,00 e foi obtido da Tabela 1. O coeficiente de correção do período de integração ( $K_T$ ), obtido por meio da Figura 8, tem o valor de 1,2 para a ação nos cabos e 1,4 para estrutura e cadeia de isoladores. A NBR 5422 (ABNT,1985) indica para o



período de integração, adoção de 2 segundos para ação do vento nos suportes e cadeia de isoladores e adoção de 30 segundos para ação do vento nos cabos, assim o coeficiente de correção da velocidade do vento em função da altura é igual a 12 e 11, respectivamente. Já altura do elemento em estudo sobre o nível do terreno é de 18 m, 20 m, 22 m e 26 m para cabo condutor fixado no braço 1 da estrutura, fixado no braço 2, fixado no braço 3 e para o cabo para-raios, respectivamente. A altura da cadeia de isoladores segue a dos cabos condutores.

Contudo, é possível determinar a velocidade de projeto para o cabo condutor, cabo para-raios e cadeia de isoladores por meio da Equação 2.6. A Tabela 13 apresenta os resultados.

Tabela 13 – Velocidade de projeto do vento para cada elemento da torre.

Elementos		Velocidade de projeto (m/s)
Estrutura da torre	Perna	41,51
	Tronco 1	44,33
	Tronco 2	46,25
	Tronco 3	47,66
	Para-raios	48,41
Cabos condutores	Braço 1	40,51
	Braço 2	40,90
	Braço 3	41,25
Cabo	Para-raios	41,88
Cadeia de Isoladores	Braço 1	47,05
	Braço 2	47,46
	Braço 3	47,84

Fonte: Do autor.

#### 4.2.2 Pressão dinâmica

Considerando que a temperatura coincidente seja 14,7 °C, sendo a temperatura mínima anual para cidade de Belo Horizonte, e altitude média da região de implantação da linha de 1234 m (FIGURA 18), pode-se determinar que a massa específica do ar é igual a 1,0602 kg/m<sup>3</sup>, por meio da Equação 2.8.

Substituindo o valor da massa específica do ar e a velocidade do vento de projeto na Equação 2.7, determina-se a pressão dinâmica do vento conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Pressão dinâmica do vento para cada elemento da torre.

Elementos	Pressão dinâmica (N/m <sup>2</sup> )	
Estrutura da torre	Perna	913,27
	Tronco 1	1041,53
	Tronco 2	1134,13
	Tronco 3	1204,00
	Para-raios	1242,21
Cabos condutores	Braço 1	869,85
	Braço 2	886,67
	Braço 3	902,17
Cabo	Para-raios	929,99
Cadeia de Isoladores	Braço 1	1173,46
	Braço 2	1194,25
	Braço 3	1213,37

Fonte: Do autor.

#### 4.2.3 Ação do vento nos cabos condutores

A ação do vento nos cabos condutores pode ser determinada pela Equação 2.9, bastando apenas substituir os valores das variáveis. A pressão dinâmica do vento foi calculada anteriormente. O coeficiente de arrasto ( $C_{xc}$ ) é igual a 1,0. O fator de efetividade ( $\alpha$ ), obtido pela Figura 9, é 0,85 sendo que vão considerado é de 513 m ( $Z$ ). O diâmetro do cabo condutor ( $d$ ) é 19,88 mm, obtido por meio da Tabela 11. O ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) vale 90°. Dessa forma, foi obtido os seguintes valores:

- Cabo conduto fixado no braço 1: 3770,208 N;
- Cabo conduto fixado no braço 2: 3843,128 N;
- Cabo conduto fixado no braço 3: 3910,306 N.

#### 4.2.4 Ação do vento nos cabos para-raios

A ação do vento nos cabos dos para-raios pode ser determinada pela Equação 2.9, bastando apenas substituir os valores das variáveis. A pressão dinâmica do vento foi calculada anteriormente. O coeficiente de arrasto ( $C_{xc}$ ) é igual a 1,0. O fator de efetividade ( $\alpha$ ), obtido pela Figura 9, é 0,85 sendo que vão considerado é de 513 m ( $Z$ ). O diâmetro do cabo para-raios

( $d$ ) é 9,52 mm, obtido por meio da Tabela 12 - Propriedades do cabo para-raios EHS 3/8". O ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) vale  $90^\circ$ . Dessa forma, foi obtido o valor de 1930,289 N.

#### 4.2.5 Ação do vento nos isoladores

A ação do vento nos cabos condutores pode ser determinada pela Equação 2.10, bastando apenas substituir os valores das variáveis. A pressão dinâmica do vento foi calculada anteriormente. O coeficiente de arrasto ( $C_{xc}$ ) é igual a 1,2. A área da cadeia de isoladores ( $S_i$ ) projetada ortogonalmente sobre um plano vertical é  $0,71 \text{ m}^2$  (calculada a partir do número de isoladores determinados e seu diâmetro fornecido na Tabela 10). Dessa forma, foi obtido os seguintes valores:

- Cadeia de isoladores fixada no braço 1: 999,788 N;
- Cadeia de isoladores fixada no braço 2: 1017,500 N;
- Cadeia de isoladores fixada no braço 3: 1033,792 N.

#### 4.2.6 Ação do vento na estrutura

A ação do vento na estrutura da torre pode ser determinada pela Equação 2.9, bastando apenas substituir os valores das variáveis. A pressão dinâmica do vento foi calculada anteriormente. O coeficiente de arrasto ( $C_{xT}$ ) é igual a 2,0. A área líquida total de cada face,  $S_{T1}$  e  $S_{T2}$ , foi calculada a partir da dimensão da cantoneira e seu comprimento. Contudo, foi obtido os valores apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Ação do vento na estrutura da torre.

Estrutura da Torre	Perna	Tronco 1	Tronco 2	Tronco 3	Para-raios
$S_{T1}$ (m <sup>2</sup> )	5,99	4,34	3,81	4,69	0,57
$S_{T2}$ (m <sup>2</sup> )	5,99	4,34	3,81	3,59	0,57
$A_t$ (N)	10933,32	9040,57	8634,47	8633,18	1413,54

Fonte: Do autor.

### 4.3 Cálculo e dimensionamento da fundação

#### 4.3.1 Capacidade de carga à compressão

Considerando que a fundação a ser executada para a torre de transmissão de energia será de estacas pré-moldadas em concreto armado e o solo em estudo é estratificado (ensaio de sondagem representado na Figura B1 do ANEXO B, pode-se determinar a capacidade de carga à compressão aplicando os métodos apresentados no item 2.6.1 do trabalho.

Para o método de Aoki e Velloso (1975) o cálculo foi realizado para a profundidade de 0 a 10 m, onde o ensaio de sondagem se limitou. Os coeficientes de correlação entre CPT e SPT  $k$  e  $\alpha$  coletados da Tabela 4 são, respectivamente, iguais a 2,0 kgf/cm<sup>2</sup> e 0,060 para solos argilosos, 3,5 kgf/cm<sup>2</sup> e 0,024 para argila arenosa e 2,3 kgf/cm<sup>2</sup> e 0,034 para silte argiloso. Como se trata de estacas cravada pré-moldadas, os valores dos fatores corretivos  $F_1$  e  $F_2$  são respectivamente 1,750 e 3,50 (TABELA 5). Além disso, foi considerada estaca com 60 cm de diâmetro, assim  $A_p$  é igual a 0,286 m<sup>2</sup> e  $U$  igual a 1,885 m. Dessa forma, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Resultados para capacidade de carga à compressão das estacas de acordo com a profundidade – Método de Aoki e Velloso (1975).

Prof. (m)	N <sub>p</sub>	NL	qc (kPa)	fs (kPa)	$\Delta L$ (m)	$\tau_{l,rup}$ (kPa)	q <sub>p,rup</sub> (kPa)	Q <sub>p,rup</sub> (kN)	Q <sub>l,rup</sub> (kN)	Q <sub>rup</sub> (kN)
1,00	9	9	1765,20	105,91	1,00	30,26	1008,68	285,199	57,040	342,238
2,00	7	7	2402,63	57,66	1,00	16,48	1372,93	388,187	88,095	476,282
3,00	12	10	3432,33	82,38	2,00	23,54	1961,33	554,553	176,823	731,376
4,00	15	12	4118,79	98,85	3,00	28,24	2353,60	665,464	336,534	1001,998
5,00	22	14	4805,26	115,33	4,00	32,95	2745,86	776,374	584,974	1361,348
6,00	35	19	6521,42	156,51	5,00	44,72	3726,53	1053,651	1006,434	2060,085
7,00	38	22	7551,12	181,23	6,00	51,78	4314,93	1220,017	1592,042	2812,059
8,00	50	50	11277,65	383,44	1,00	109,55	6444,37	1822,103	1798,547	3620,650
9,00	50	50	11277,65	383,44	2,00	109,55	6444,37	1822,103	2211,557	4033,660
10,00	51	51	11503,20	391,11	3,00	111,75	6573,26	1858,545	2843,463	4702,007

Fonte: Do autor.

Para o método de Décourt e Quaresma (1996) o cálculo também foi realizado para a profundidade de 0 a 10 m. Como se trata de estacas cravada pré-moldadas, os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são 1,0 (TABELA 7 e TABELA 8) e  $C$  igual a 120 kN/m<sup>2</sup> para argilas e 200 kN/m<sup>2</sup> para alteração de rocha argilosa (TABELA 6). Além disso, foi considerada estaca com

60 cm de diâmetro, assim  $A_p$  é igual a 0,286 m<sup>2</sup> e  $U$  igual a 1,885 m. Dessa forma, por meio da Equação 2.22, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Resultados para capacidade de carga à compressão das estacas de acordo com a profundidade – Método de Décourt e Quaresma (1996).

Prof. (m)	N <sub>spt</sub>	NL	N <sub>p</sub>	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{l,rup}$ (kN)	Q <sub>p,rup</sub> (kN)	Q <sub>rup</sub> (kN)
1,00	9	0	8	120	1,885	271,434	273,319
2,00	7	9	10	120	15,080	339,292	354,372
3,00	12	8	12	120	20,735	407,150	427,885
4,00	15	10	17	120	32,673	576,796	609,469
5,00	22	15	24	120	56,549	814,301	870,849
6,00	35	13	32	120	60,319	1085,734	1146,053
7,00	38	17	41	120	87,965	1391,097	1479,062
8,00	50	20	46	200	115,611	2601,239	2716,849
9,00	50	24	51	200	152,681	2883,982	3036,663
10,00	51	27	51	200	188,496	2883,982	3072,478

Fonte: Do autor.

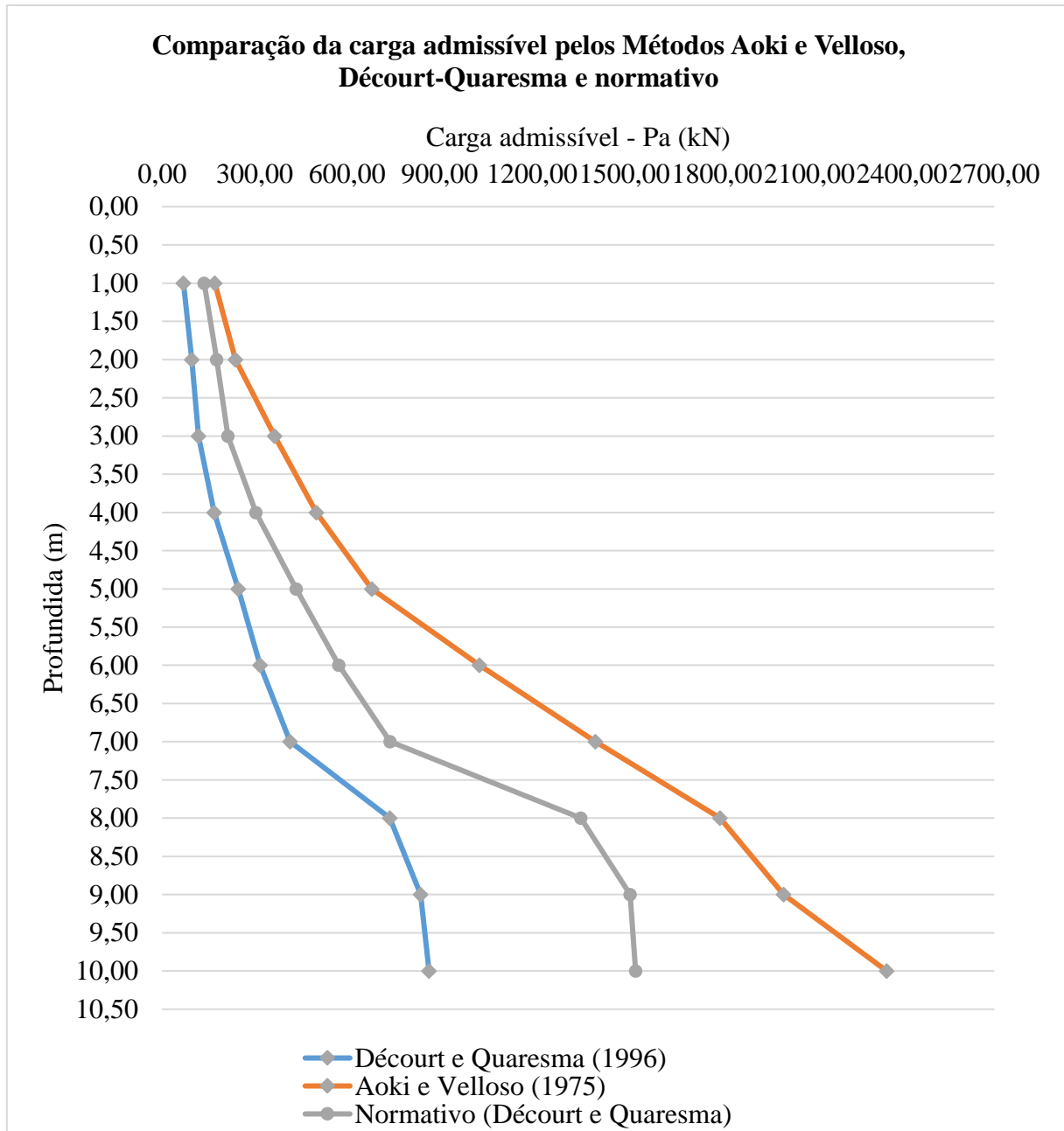
A carga admissível é determinada utilizando a Equação 2.19 para o Método de Aoki e Velloso (1975) e a Equação 2.23 para o Método de Décourt e Quaresma (1996). De acordo com a norma, pode-se calcular a carga admissível dividindo pela metade a capacidade de carga à compressão. Assim, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 18 e a comparação entres eles são melhor representada no Gráfico 1.

Tabela 18 - Carga admissível das estacas de acordo com a profundidade.

Prof. (m)	Aoki e Velloso (1975)		Décourt e Quaresma (1996)		
	Q <sub>rup</sub> (kN)	Pa <sub>A.V.</sub> = Pa <sub>norma</sub> (kN)	Q <sub>rup</sub> (kN)	Pa <sub>D.Q.</sub> (kN)	Pa <sub>norma</sub> (kN)
1,00	342,24	171,12	273,32	69,31	136,66
2,00	476,28	238,14	354,37	96,42	177,19
3,00	731,38	365,69	427,88	117,74	213,94
4,00	1002,00	501,00	609,47	169,33	304,73
5,00	1361,35	680,67	870,85	247,07	435,42
6,00	2060,09	1.030,04	1.146,05	317,83	573,03
7,00	2812,06	1.406,03	1.479,06	415,44	739,53
8,00	3620,65	1.810,33	2.716,85	739,24	1.358,42
9,00	4033,66	2.016,83	3.036,66	838,44	1.518,33
10,00	4702,01	2.351,00	3.072,48	865,99	1.536,24

Fonte: Do autor.

Gráfico 1 – Comparação da carga admissível para diferentes Métodos.



Fonte: Do autor.

Pode-se observar que a carga admissível para o Método de Décourt e Quaresma (1996) possui valores inferiores, comparando com o Método normativo e de Aoki e Velloso (1975). Portanto, para cálculos futuros, será considerado os resultados de menor valor por questão de segurança.

### 4.3.2 Capacidade de carga à tração

Como o solo em estudo é estratificado e a fundação a ser executada é em estacas, pode-se determinar a capacidade de carga à tração aplicando a metodologia da Universidade de Grenoble por meio da Equação 2.35.

O cálculo foi realizado para a profundidade de cada camada, ou seja, para 1,85m, 7,80m e 10 m. Para maior segurança, em solos argilosos considerou-se o ângulo de atrito igual a zero, já para alteração de rocha argilosa determinou-se o ângulo igual a 48,4° por meio da Equação 2.33. Dessa forma, obteve-se os resultados conforme a Tabela 19.

Tabela 19 - Capacidade de carga à tração para cada camada de solo.

Parâmetros	Unidade	Camada 1	Camada 2	Camada 3
Profundidade (D)	m	1,85	7,8	10
$N_{spt}$		7,85	47,6	51
Ângulo de atrito	°	0	0	48,4
Ângulo ruptura	°	0	0	-6,05
Coesão(c)	kPa	78,5	476	510
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17	21	21
R	m	0,3	0,3	0,3
D/R	-	6,1667	26	33,3334
$M_c$	-	1	1	1,1389
$M_{\phi+m\gamma}$	-	0	0	0,0605
$M_q$	-	0	0	0,1089
Perímetro (p)	m	1,8849	1,8849	1,8849
Peso estaca (P)	kN	46,25	195	250
$q_i$	kN	31,45	156,4	202,6
<b>Q</b>	<b>kN</b>	<b>319,9927</b>	<b>7193,463</b>	<b>11853,921</b>

Fonte: Do autor.

Escolheu-se essa metodologia para aplicação, pois segundo Campelo (1994), é o método mais embasado teoricamente e com melhores resultados práticos no cálculo de capacidade de carga à tração conforme o tipo de fundação, profundidade e tipo de solo, além de considerar o efeito de sobrecargas na superfície do terreno.

### 4.4 Combinações das ações

Adotando as hipóteses de cálculos recomendadas por Chaves (2004), as quais foram apresentadas no item 2.4.1 desse trabalho, pode-se realizar as combinações de ações. Os

coeficientes de ponderação foram adotados de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), estão apresentados com suas respectivas ações na Tabela 20.

Tabela 20 – Ações e fatores de ponderação.

Descrição	Sigla	Valores (N)	Fator de ponderação última normal	Fator de ponderação excepcional	$\Psi_0$
Peso próprio estrutura	F <sub>G1</sub>	166.667,00	1,25	1,1	-
Peso próprio IBIS braço 1	F <sub>G2</sub>	4.706,03	1,5	1,3	-
Peso próprio IBIS braço 2	F <sub>G3</sub>	4.706,03	1,5	1,3	-
Peso próprio IBIS braço 3	F <sub>G4</sub>	4.706,03	1,5	1,3	-
Peso próprio para-raios	F <sub>G5</sub>	2.354,49	1,5	1,3	-
Peso próprio das cadeias de isoladores	F <sub>G6</sub>	549,88	1,5	1,3	-
Sobrecarga de tração devido a ruptura do condutor IBIS no braço 2	F <sub>Q1</sub>	- 14.486,38	-	1	-
Sobrecarga de tração devido a ruptura do para-raios EHS	F <sub>Q2</sub>	- 13.680,00	-	1	-
Ação do vento na estrutura a 90°	F <sub>Qv90</sub>	- 38.655,07	1,4	1	0,6
Ação do vento na estrutura a 0°	F <sub>Qv0</sub>	- 38.655,07	1,4	1	0,6
Ação do vento no cabo condutor IBIS no braço 1	F <sub>Qv2</sub>	- 3.770,21	1,4	1	0,6
Ação do vento no cabo condutor IBIS no braço 2	F <sub>Qv3</sub>	- 3.843,13	1,4	1	0,6
Ação do vento no cabo condutor IBIS no braço 3	F <sub>Qv4</sub>	- 3.910,31	1,4	1	0,6
Ação do vento no cabo para-raios EHS	F <sub>Qv5</sub>	- 1.930,29	1,4	1	0,6
Ação do vento na cadeia de isoladores no braço 1	F <sub>Qv6</sub>	- 999,79	1,4	1	0,6
Ação do vento na cadeia de isoladores no braço 2	F <sub>Qv7</sub>	- 1.017,50	1,4	1	0,6
Ação do vento na cadeia de isoladores no braço 3	F <sub>Qv8</sub>	- 1.033,79	1,4	1	0,6

Fonte: Do autor.



#### 4.4.1 Vento máximo em qualquer direção e sem ruptura de cabos

Para esta hipótese é adotada uma combinação última normal, expressa a seguir:

$$\begin{aligned} Comb_{UN01} &= 1,25.F_{G1} + 1,5.(F_{G2} + F_{G3} + F_{G4} + F_{G5} + F_{G6}) \\ &\quad + 1,4.(F_{Qv90} + F_{Qv2} + F_{Qv3} + F_{Qv4} + F_{Qv5} + F_{Qv6}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Comb_{UN01} &= 1,25.893420,07 \\ &\quad + 1,5.(4706,03 + 4706,03 + 4706,03 + 2354,49 + 549,88) \\ &\quad + 1,4.(-38655,07 - 3770,21 - 3843,13 - 3910,31 - 1930,29 - 999,79) \end{aligned}$$

$$Comb_{UN01} = 1067,956 \text{ kN}$$

#### 4.4.2 Vento com velocidade reduzida e com ruptura de um cabo do para-raios

Para esta hipótese é adotada uma combinação excepcional e o peso próprio do cabo para-raios é reduzida pela metade, assim pode ser expressa a seguir:

$$\begin{aligned} Comb_{UE01} &= 1,1.F_{G1} + 0,65.F_{G5} + 1,3.(F_{G2} + F_{G3} + F_{G4} + F_{G6}) + 1.F_{Q2} + 0,6.(F_{Qv90} \\ &\quad + F_{Qv2} + F_{Qv3} + F_{Qv4} + F_{Qv6}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Comb_{UE01} &= 1,1.893420,07 + 0,65.2354,49 \\ &\quad + 1,3.(4706,03 + 4706,03 + 4706,03 + 549,88) + 1.(-13680) \\ &\quad + 0,6.(-38655,07 - 3770,21 - 3843,13 - 3910,31 - 999,79) \end{aligned}$$

$$Comb_{UE01} = 958,74 \text{ kN}$$

#### 4.4.3 Vento com velocidade reduzida e com ruptura de um cabo condutor

Para esta hipótese, é adotada uma combinação excepcional e o peso próprio do cabo condutor preso ao braço 2 é reduzida pela metade, assim pode ser expressa a seguir:

$$\begin{aligned} Comb_{UE02} &= 1,1.F_{G1} + 0,65.F_{G3} + 1,3.(F_{G2} + F_{G4} + F_{G5} + F_{G6}) + 1.F_{Q1} + 0,6.(F_{Qv90} \\ &\quad + F_{Qv2} + F_{Qv4} + F_{Qv5} + F_{Qv6}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Comb_{UE02} &= 1,1.893420,07 + 0,65.4706,03 \\ &\quad + 1,3.(4706,03 + 4706,03 + 2354,49 + 549,88) + 1.(-14486,38) \\ &\quad + 0,6.(-38655,07 - 3770,21 - 3910,31 - 1930,29 - 999,79) \end{aligned}$$

$$Comb_{UE02} = 954,02 \text{ kN}$$

Ao realizar as combinações das ações na estrutura da torre de transmissão de energia, pode-se observar que, pelo fato do peso próprio da estrutura ser elevado, os esforços à tração acabam não sendo verificados. Assim, resultando apenas em esforços de compressão.

Para determinar a quantidade de estaca necessária para cada perna do suporte da torre, basta tomar o valor mais desfavorável das combinações de ações, ou seja, 1067,956 kN para a hipótese de vento máximo em qualquer direção e sem ruptura de cabos, e realizar o seguinte cálculo:

$$n_{estacas} = \frac{Comb./n_{pernas}}{P_a} = \frac{1067,956 / 4}{865,992} = 0,308 \rightarrow 1 \text{ estaca por perna}$$

Contudo, verificou-se que é necessário apenas uma estaca para cada perna da estrutura da torre de transmissão de energia. Além disso, é possível concluir que a estaca pode atingir até 10 metros de profundidade sem o risco de ocorrer ruptura, pois a carga admissível determinada é de 865,992 kN, valor esse inferior a carga usual para estacas de concreto armado de 60 cm de diâmetro (TABELA 9).

## 5 CONCLUSÃO

As torres de transmissão de energia são estruturas que sustentam uma série de cabos, através dos quais é transportada a energia elétrica. É necessário conhecer os carregamentos e os tipos de solos em que as torres de transmissão serão implantadas, para assim, realizar fundações capazes de resistirem todos os esforços solicitantes para que as torres sejam estáveis.

Diante a estrutura da torre adotada, sendo está com 4 pernas, 26 m de altura e peso próprio de 893.420,07 N. Com os parâmetros descritos, foi realizada a avaliação dos carregamentos e ações do vento que atuam na estrutura da torre de transmissão de energia elétrica e, posteriormente, o dimensionamento e verificação da fundação para resistir essas solicitações, utilizando os Métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996) para os carregamentos a compressão, e metodologia da Universidade de Grenoble para os carregamentos à tração, pois de acordo com Campelo (1994) esse método é o mais embasado teoricamente e com melhores resultados práticos.

Assim, conclui-se que a estaca adotada de 60 cm de diâmetro resiste as solicitações oriundas dos carregamentos e de seu próprio peso. Além disso, vale ressaltar que a utilização de software para auxílio do trabalho, como AutoCad®, foram de suma importância em cada etapa desenvolvida, além de proporcionar uma visualização em três dimensões.

Para trabalhos futuros, sugere-se realizar o mesmo estudo, no entanto para estruturas com peso próprio reduzido, com o intuito de verificar o comportamento das cargas à tração a serem transmitidas para o solo. De maneira complementar, sugere-se também a utilização de estacas com dimensões inferiores, para verificar se irão suportar as cargas solicitadas e, simultaneamente, serem mais econômicas. Além disso, pode-se ainda empregar outras metodologias de cálculos para dimensionamento de estacas e avaliar a realização dos projetos com diferentes tipos de estacas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5422**: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Buenos Aires: Pan American CSMFE, 1975.

AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo: Ed. Edgar Blucher Ltda., 1977

AZEVEDO, C. P. B. **Fundações para linhas de transmissão: dimensionamento e execução**. Belo Horizonte: Fundac-BH, 2009.

BEZERRA, F. V. C. **Projeto Eletromecânico De Linhas Aéreas De Transmissão De Extra Alta Tensão**. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação Engenharia Elétrica) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

CAMPELO, N. S. **Capacidade de carga de fundações tracionadas**. 1994. Dissertação de Mestrado (Geotecnia). Universidade de São Paulo Campus de São Carlos, São Carlos, 1994.

CARGNIN, A. P. **Análise de modelos para torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de Telecomunicações**. 2004. Dissertação de Mestrado (Estruturas). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

DANZIGER, B. R.; LOPES, F. R. **Fundações em Estacas**. Grupo GEN, 2021. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595158122/>. Acesso em: 11 mar. 2022.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. Rio de Janeiro: Anais, 1978.

DÓRIA, C.; GUIMARÃES, R. P. **Concepções estruturais para linhas de transmissão**. Cigré – Brasil, 2006.

GONTIJO, C. R. **Cálculo de torres para linhas de transmissão**. Belo Horizonte: IEA Editora, 1994.

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. **Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão**. 2ª Edição. Edgard Blucher, 1992.

MELHADO, S. B.; SILVIO, B. **Fundações**. São Paulo: Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo, 2002.

RANGEL, R. K.; KIENITZ, K. H.; BRANDÃO, M. P. **Sistema de Inspeção de Linhas de Transmissão de energia elétrica utilizando veículos aéreos não-tripulados**. São José dos Campos, 2009.

VELLOSO, D. A. **Curso de atualização em fundações**. Instituto Militar de Engenharia, 1981.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações: aspectos geotécnicos de projeto**. Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ. Rio de Janeiro, 1987.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELOZO, L. T. **Metodização do estudo das fundações para suportes de linhas de transmissão**. Rio de Janeiro: 2010.

**ANEXO A – Tabelas com Coeficientes de Capacidade de Carga – Metodologia da Universidade de Grenoble**

TABELA	X.1 Coeficiente $M_c$ para $\alpha = -\phi/8$							
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	1,00	0,96	0,91	0,85	0,79	0,72	0,64	0,56
0,5	1,00	0,96	0,92	0,86	0,80	0,73	0,65	0,57
1,0	1,00	0,97	0,92	0,87	0,81	0,74	0,66	0,58
1,5	1,00	0,97	0,93	0,88	0,81	0,75	0,67	0,60
2,0	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75	0,68	0,61
2,5	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76	0,69	0,62
3,0	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,77	0,70	0,63
3,5	1,00	0,98	0,95	0,90	0,85	0,78	0,71	0,64
4,0	1,00	0,98	0,95	0,91	0,86	0,79	0,72	0,65
4,5	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,80	0,73	0,66
5,0	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,81	0,74	0,67
5,5	1,00	0,99	0,97	0,93	0,88	0,82	0,76	0,68
6,0	1,00	0,99	0,97	0,94	0,89	0,83	0,77	0,69
6,5	1,00	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,78	0,70
7,0	1,00	1,00	0,98	0,95	0,91	0,85	0,79	0,71
7,5	1,00	1,00	0,99	0,96	0,92	0,86	0,80	0,72
8,0	1,00	1,00	0,99	0,97	0,93	0,87	0,81	0,74
8,5	1,00	1,01	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75
9,0	1,00	1,01	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76
9,5	1,00	1,01	1,01	0,99	0,95	0,90	0,84	0,77
10,0	1,00	1,01	1,01	0,99	0,96	0,91	0,85	0,78
10,5	1,00	1,02	1,02	1,00	0,97	0,92	0,86	0,79
11,0	1,00	1,02	1,02	1,01	0,98	0,93	0,87	0,80
11,5	1,00	1,02	1,03	1,02	0,99	0,94	0,88	0,81
12,0	1,00	1,03	1,03	1,02	0,99	0,95	0,89	0,82
12,5	1,00	1,03	1,04	1,03	1,00	0,96	0,90	0,83
13,0	1,00	1,03	1,04	1,04	1,01	0,97	0,91	0,84
13,5	1,00	1,03	1,05	1,04	1,02	0,98	0,92	0,85
14,0	1,00	1,04	1,05	1,05	1,03	0,99	0,93	0,86
14,5	1,00	1,04	1,06	1,06	1,04	1,00	0,94	0,87
15,0	1,00	1,04	1,06	1,06	1,05	1,01	0,95	0,89
15,5	1,00	1,04	1,07	1,07	1,05	1,02	0,97	0,90
16,0	1,00	1,05	1,07	1,08	1,06	1,03	0,98	0,91
16,5	1,00	1,05	1,08	1,09	1,07	1,04	0,99	0,92
17,0	1,00	1,05	1,08	1,09	1,08	1,05	1,00	0,93
17,5	1,00	1,05	1,09	1,10	1,09	1,06	1,01	0,94
18,0	1,00	1,06	1,09	1,11	1,10	1,07	1,02	0,95
18,5	1,00	1,06	1,10	1,11	1,11	1,08	1,03	0,96
19,0	1,00	1,06	1,10	1,12	1,11	1,09	1,04	0,97
19,5	1,00	1,06	1,11	1,13	1,12	1,10	1,05	0,98
20,0	1,00	1,07	1,11	1,13	1,13	1,11	1,06	0,99
20,5	1,00	1,07	1,12	1,14	1,14	1,12	1,07	1,00
21,0	1,00	1,07	1,12	1,15	1,15	1,13	1,08	1,01
21,5	1,00	1,08	1,13	1,16	1,16	1,14	1,09	1,03
22,0	1,00	1,08	1,13	1,16	1,17	1,15	1,10	1,04
22,5	1,00	1,08	1,14	1,17	1,18	1,16	1,11	1,05
23,0	1,00	1,08	1,14	1,18	1,18	1,16	1,12	1,06
23,5	1,00	1,09	1,15	1,18	1,19	1,17	1,13	1,07
24,0	1,00	1,09	1,15	1,19	1,20	1,18	1,14	1,08
24,5	1,00	1,09	1,16	1,20	1,21	1,19	1,15	1,09
25,0	1,00	1,09	1,16	1,20	1,22	1,20	1,16	1,10
25,5	1,00	1,10	1,17	1,21	1,23	1,21	1,17	1,11
26,0	1,00	1,10	1,17	1,22	1,24	1,22	1,19	1,12
26,5	1,00	1,10	1,18	1,23	1,24	1,23	1,20	1,13
27,0	1,00	1,10	1,18	1,23	1,25	1,24	1,21	1,14
27,5	1,00	1,11	1,19	1,24	1,26	1,25	1,22	1,15
28,0	1,00	1,11	1,19	1,25	1,27	1,26	1,23	1,17
28,5	1,00	1,11	1,20	1,25	1,28	1,27	1,24	1,18
29,0	1,00	1,11	1,20	1,26	1,29	1,28	1,25	1,19
29,5	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,29	1,26	1,20
30,0	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,30	1,27	1,21

TABELA		X.2 Coeficiente ( $M_o + M_v$ ) para $\alpha = -\phi/8$						
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
0,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
1,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,24	0,27
1,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,28
3,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
3,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
4,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
4,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
5,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29
5,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
6,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
6,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
7,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,30
7,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,31
9,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,32
9,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
12,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
12,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,20	0,25	0,30	0,34
13,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,34
13,5	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,31	0,35
15,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
15,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
18,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,32	0,38
18,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,21	0,28	0,34	0,39
21,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
21,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41
23,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41
23,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,41
24,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42
24,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,36	0,42
25,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,42
25,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,43
26,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,36	0,43
26,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,43
27,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,44
27,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,38	0,45
29,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
29,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
30,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,46

TABELA		X.3 Coeficiente $M_g$ para $\alpha = -\phi/8$						
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )							
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
0,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,24	0,28	0,30	0,32
0,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,28	0,31	0,32
1,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,31	0,33
1,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,26	0,30	0,33	0,35
3,0	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,30	0,33	0,35
3,5	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,31	0,34	0,36
4,0	0,00	0,07	0,15	0,21	0,26	0,31	0,34	0,37
4,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,31	0,35	0,37
5,0	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,35	0,38
5,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,36	0,38
6,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,32	0,36	0,39
6,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,34	0,38	0,41
8,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,38	0,41
8,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,39	0,42
9,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,39	0,43
9,5	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,40	0,43
10,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,30	0,36	0,40	0,44
10,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,44
11,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,45
11,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,37	0,42	0,46
12,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,31	0,37	0,42	0,46
12,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,37	0,43	0,47
13,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,43	0,48
13,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,44	0,48
14,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,44	0,49
14,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,49
15,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,50
15,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,0	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,47	0,52
17,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,33	0,41	0,47	0,52
17,5	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,41	0,48	0,53
18,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,42	0,48	0,54
18,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,54
19,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,55
19,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,55
20,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,56
20,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,44	0,52	0,58
22,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,52	0,58
22,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,53	0,59
23,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,45	0,53	0,60
23,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,46	0,54	0,60
24,0	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,46	0,54	0,61
24,5	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,47	0,55	0,62
25,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,55	0,62
25,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,56	0,63
26,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,56	0,63
26,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,57	0,64
27,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,48	0,57	0,65
27,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,49	0,58	0,65
28,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,49	0,58	0,66
28,5	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,50	0,59	0,66
29,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,40	0,50	0,59	0,67
29,5	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,51	0,60	0,68
30,0	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,51	0,60	0,68



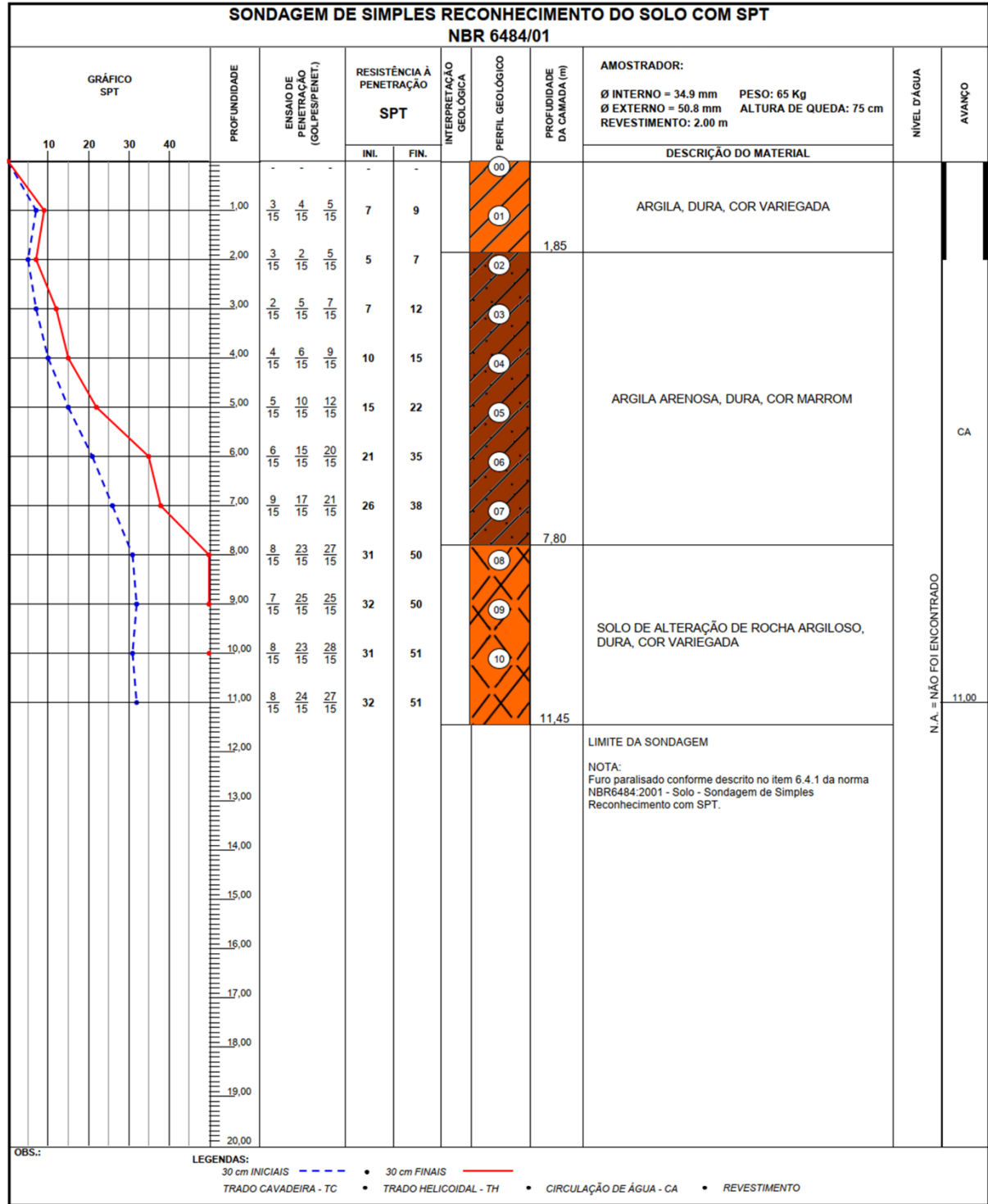
TABELA	X.4 Coeficiente $M_c$ para $\alpha = -\phi/8$			
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,87	0,79	0,71	0,62
0,2	0,85	0,78	0,69	0,61
0,4	0,83	0,76	0,68	0,60
0,6	0,82	0,74	0,67	0,58
0,8	0,80	0,73	0,65	0,57
1,0	0,78	0,71	0,64	0,56
1,2	0,76	0,70	0,62	0,55
1,4	0,75	0,68	0,61	0,53
1,6	0,73	0,67	0,59	0,52
1,8	0,71	0,65	0,58	0,51
2,0	0,70	0,63	0,57	0,50
2,2	0,68	0,62	0,55	0,48
2,4	0,66	0,60	0,54	0,47
2,6	0,64	0,59	0,52	0,46
2,8	0,63	0,57	0,51	0,45
3,0	0,61	0,56	0,50	0,44
3,2	0,59	0,54	0,48	0,42
3,4	0,57	0,52	0,47	0,41
3,6	0,56	0,51	0,45	0,40
3,8	0,54	0,49	0,44	0,39
4,0	0,52	0,48	0,43	0,37
4,2	0,51	0,46	0,41	0,36
4,4	0,49	0,45	0,40	0,35
4,6	0,47	0,43	0,38	0,34
4,8	0,45	0,41	0,37	0,32
5,0	0,44	0,40	0,36	0,31

TABELA	X.5 Coeficiente $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\alpha = -\phi/8$			
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,00	0,04	0,08	0,11
0,2	0,00	0,04	0,08	0,11
0,4	0,00	0,04	0,07	0,10
0,6	0,00	0,04	0,07	0,10
0,8	0,00	0,04	0,07	0,10
1,0	0,00	0,04	0,07	0,10
1,2	0,00	0,04	0,07	0,10
1,4	0,00	0,04	0,07	0,10
1,6	0,00	0,04	0,07	0,10
1,8	0,00	0,04	0,07	0,09
2,0	0,00	0,03	0,07	0,09
2,2	0,00	0,03	0,07	0,09
2,4	0,00	0,03	0,06	0,09
2,6	0,00	0,03	0,06	0,09
2,8	0,00	0,03	0,06	0,09
3,0	0,00	0,03	0,06	0,09
3,2	0,00	0,03	0,06	0,08
3,4	0,00	0,03	0,06	0,08
3,6	0,00	0,03	0,06	0,08
3,8	0,00	0,03	0,06	0,08
4,0	0,00	0,03	0,06	0,08
4,2	0,00	0,03	0,05	0,08
4,4	0,00	0,03	0,05	0,08
4,6	0,00	0,03	0,05	0,07
4,8	0,00	0,03	0,05	0,07
5,0	0,00	0,03	0,05	0,07

TABELA	X.6 Coeficiente $M_q$ para $\alpha = -\phi/8$			
$\frac{D}{R}$	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ( $\phi$ )			
	0°	5°	10°	15°
0,0	0,20	0,27	0,32	0,37
0,2	0,19	0,26	0,31	0,36
0,4	0,19	0,26	0,31	0,35
0,6	0,19	0,25	0,30	0,34
0,8	0,18	0,25	0,30	0,34
1,0	0,18	0,24	0,29	0,33
1,2	0,18	0,24	0,29	0,32
1,4	0,17	0,23	0,28	0,31
1,6	0,17	0,23	0,27	0,31
1,8	0,16	0,22	0,27	0,30
2,0	0,16	0,21	0,26	0,29
2,2	0,16	0,21	0,25	0,29
2,4	0,15	0,20	0,25	0,28
2,6	0,15	0,20	0,24	0,27
2,8	0,14	0,19	0,23	0,26
3,0	0,14	0,19	0,23	0,26
3,2	0,14	0,18	0,22	0,25
3,4	0,13	0,18	0,21	0,24
3,6	0,13	0,17	0,21	0,23
3,8	0,12	0,17	0,20	0,23
4,0	0,12	0,16	0,20	0,22
4,2	0,12	0,16	0,19	0,21
4,4	0,11	0,15	0,18	0,21
4,6	0,11	0,15	0,18	0,20
4,8	0,10	0,14	0,17	0,19
5,0	0,10	0,13	0,16	0,18

ANEXO B – Ensaio SPT

Figura B1 - Ensaio SPT.



Fonte: Adaptado da ConcreSolo Engenharia Ltda. (2017).