

GRUPO DE ESTUDO DE LINHAS DE TRANSMISSÃO - GLT

SOBRE FATORES DE SEGURANÇA EM FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

FERNANDO ARTUR BRASIL DANZIGER(1); CLAUDIO PEREIRA PINTO(2); AUREO PINHEIRO RUFFIER(3)
COPPE e ESCOLA POLITÉCNICA/UFRJ (1); CEFET/RJ (2); CONSULTOR INDEPENDENTE (3)

RESUMO

O trabalho analisa fundações superficiais e profundas de linhas de transmissão, estabelecendo sugestões de fatores de segurança a serem empregados nos diferentes casos. Exemplos de cálculo são apresentados, de modo a justificar que cuidados especiais na utilização de fatores de segurança são fundamentais para se garantir a segurança adequada às fundações. São feitas considerações relativas às terminologias empregadas em linhas de transmissão e fundações, com o objetivo de dirimir dúvidas que por vezes surgem nas discussões de projeto.

PALAVRAS-CHAVE

Fundação, fator de segurança, capacidade de carga à tração.

1.0 INTRODUÇÃO

A norma brasileira ABNT NBR 6122 – *Projeto e Execução de Fundações*, em sua versão de 2010, mencionava em sua introdução: “*Obras especiais, como plataformas offshore, linhas de transmissão etc., são também regidas por esta Norma no que for aplicável, todavia obedecendo às Normas específicas para cada caso particular*”. Já a versão de 2019 da referida norma não faz menção a “obras especiais”, havendo apenas uma breve consideração sobre torres de linhas de transmissão, como estruturas – dentre outras – nas quais “*o vento é a ação variável principal*”. De fato, o foco principal da norma de fundações é o caso de estruturas em que a solicitação principal é de compressão, sendo esta solicitação preponderantemente de caráter permanente. As torres de linhas de transmissão, em sua quase totalidade, têm solicitações de tração como condicionantes do dimensionamento das fundações, e tais solicitações são, na maioria dos casos, decorrentes de esforços de vento. Dessa forma, representam situação muito diversa do escopo principal da norma de fundações. Por outro lado, a norma brasileira de linhas de transmissão – ABNT NBR 5422:1985 – *Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica* – encontra-se em revisão há mais de 3 décadas!!!, sendo, em sua versão vigente, muito limitada (apenas um item, com 12 linhas, em 4 parágrafos) no que concerne às fundações.

Os projetistas de linhas de transmissão procuram atender à norma de fundações segundo interpretações que não representam, de modo algum, um processo consensual, e assim, fatores de segurança (verificação de estado limite último) muito distintos são utilizados na prática. O presente trabalho aborda as questões acima, procurando sugerir valores de fatores de segurança a serem utilizados em projeto.

2.0 SOBRE CRITÉRIOS DE PROJETO

Uma fundação, assim como uma estrutura, precisa atender dois requisitos básicos: i) segurança com relação à ruptura, ou análise do estado limite último (ELU); ii) deslocamentos compatíveis com a estrutura, ou análise do estado limite de serviço (ELS). No caso de torres de linhas de transmissão, o caso ii) é de menor importância, uma vez que, em geral, as torres são capazes de tolerar deslocamentos significativos sem sofrerem danos importantes. Além disso, as fundações solicitadas à tração, quando executadas corretamente, iniciam o processo de ruptura com deslocamentos muito pequenos, bem menores do que no caso de fundações solicitadas à compressão. A Figura 1 ilustra o caso de uma prova de carga em tubulão de 0,80 m de diâmetro e 7 m de comprimento, executado em solo residual de gnaiss, realizada em estágios de deslocamentos estabilizados (curva em degraus). Observa-se que a fundação entrou em ruptura a partir de um deslocamento de apenas 9 mm, apesar do valor elevado de carga de ruptura, de 1600 kN (160 tf).

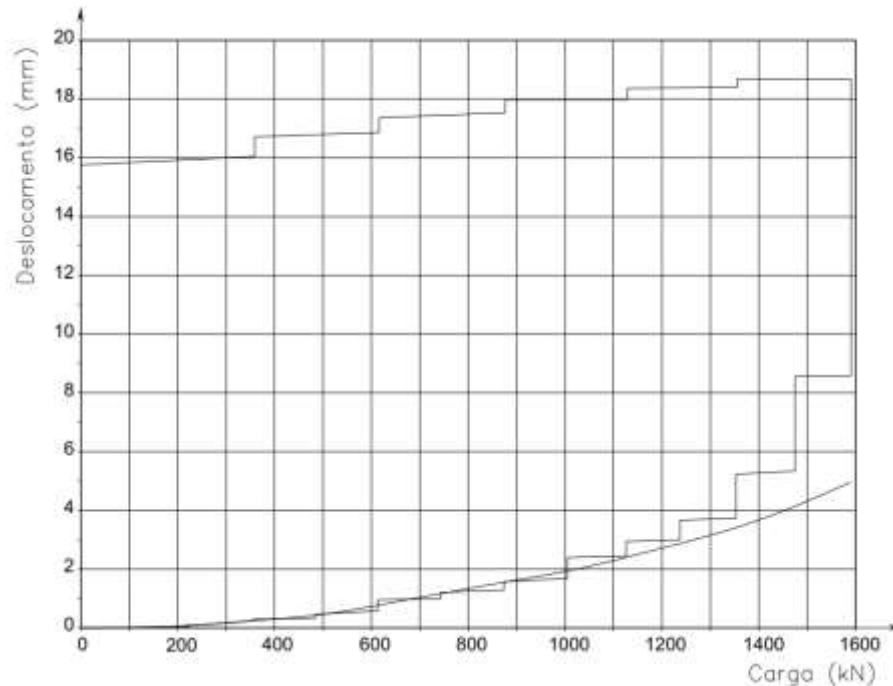


FIGURA 1 – Provas de carga executadas em tubulão sem base alargada em solo residual de gnaiss: curva em degraus, deslocamentos estabilizados; curva “suave”, carregamento rápido (Barata et al, 1978, 1979, Danziger, 1983).

Duas exceções a esse comportamento existem: i) fundações em grelhas ou sapatas com reaterro mal compactado; nesse caso a fundação, quando tracionada, comprime o solo (reduz seu volume) que se encontra sobre sua base, que é muito compressível, por causa da má compactação; ii) fundações em estacas helicoidais, cujo processo de execução – que gera um material compressível sobre as hélices – ocasiona, na grande maioria dos casos, deslocamentos muito maiores do que outros tipos de fundação.

A verificação de deslocamentos em fundações precisa ser levada a efeito no caso de torres estaiadas, não por conta de danos estruturais, mas por problemas relacionados à manutenção. De fato, se os deslocamentos residuais (os que permanecem após um dado carregamento) forem elevados, haverá necessidade de manutenção frequente da tensão dos estais. Esse assunto foi abordado, por exemplo, em Medeiros et al. (1984), para o caso das torres do Sistema de Transmissão de Itaipu.

3.0 SOBRE O EMPREGO DE FATORES DE SEGURANÇA

Existem dois enfoques de emprego de fatores de segurança em fundações: i) globais e ii) parciais. No primeiro caso – majoritariamente empregado pelos engenheiros projetistas de fundações –, as cargas atuantes, também chamadas de cargas características, são utilizadas e os fatores de segurança são obtidos dividindo-se a carga de ruptura (ou capacidade de carga) estimada para a fundação pela carga característica. No segundo caso, as cargas características são majoradas, gerando as denominadas cargas de projeto, enquanto as resistências são minoradas (e consequentemente as cargas de ruptura). Esse enfoque é empregado pelos engenheiros estruturais. Naturalmente, o emprego de enfoques distintos pelos dois grupos de engenheiros gera algumas vezes confusões em estruturas convencionais (prédios, por exemplo), o que ocorre também no caso de linhas de transmissão.

No presente trabalho o enfoque será apenas o de fatores de segurança globais. Vale lembrar que o emprego dos fatores de segurança é devido à necessidade da garantia de se aplicarem às fundações cargas que estejam suficientemente afastadas da carga de ruptura, de modo a se assegurar que esta não venha a ocorrer. Portanto, as incertezas precisam estar cobertas pelo emprego do fator de segurança (FS) adequado. A norma de fundações, ABNT NBR 6122:2019, estabelece que fundações superficiais devem apresentar FS mínimo de 3, enquanto fundações profundas mínimo de 2. Dessa forma, segundo a experiência brasileira, as incertezas na estimativa da carga de ruptura de fundações superficiais são maiores do que no caso das fundações profundas. Vale salientar que tais valores são relativos a cargas de compressão. No caso de cargas de tração, uma parcela da capacidade de carga é devida, dependendo do tipo de fundação, ao seu peso próprio e ao peso de solo sobre a base. A outra parcela – geralmente maior – é decorrente da resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura admitida. As incertezas são distintas nos três casos, e assim podem-se empregar fatores diferentes para as três parcelas, conforme analisado adiante.

4.0 SOBRE MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CARGA DE RUPTURA (CAPACIDADE DE CARGA) À TRAÇÃO E INCERTEZAS DE PREVISÕES

4.1 Método de Grenoble

É amplamente utilizado pelos projetistas de fundações de linhas de transmissão, já há anos, o chamado Método de Grenoble (e.g., Martin, 1963, 1966, Biarez e Barraud, 1968, Porcheron e Martin, 1968) para a estimativa da carga de ruptura de fundações à tração. Vale ressaltar, nesse ponto, que os termos capacidade de carga e carga de ruptura representam o valor no qual as tensões impostas pela fundação atingem a sua resistência ao cisalhamento, induzindo portanto deslocamentos que não se estabilizam. O método, desenvolvido nas décadas de 1960 e 1970 na Universidade de Grenoble, na França, teve duas vertentes, a teórica e a experimental, esta última consistindo na realização de centenas de provas de carga em diferentes tipos de fundação. O apoio financeiro da EDF (Eletricit  de France) foi fundamental para o desenvolvimento das pesquisas.

As publicações (teses e artigos) chegaram ao Brasil – numa época em que a internet não existia – através de contatos do engenheiro Fernando Emmanuel Barata, professor da Escola Politécnica da UFRJ e consultor do grupo Electra-PTTEL, com pesquisadores da Universidade de Grenoble e da EDF. Esse método foi utilizado no Brasil pela primeira vez para o projeto das fundações da LT 500 kV, circuito duplo, Adrianópolis-Grajaú, de construção a cargo da LIGHT, posteriormente operada por Furnas. As premissas do método, que deveria ser empregado em solos tropicais, foram testadas em extenso conjunto de provas de carga realizadas em fundações em escala real em um campo experimental de grandes proporções (Barata et al., 1978, 1979, Danziger, 1983). Uma modificação para o caso de tubulões com base alargada foi proposta em função das provas de carga realizadas. Um trabalho que resume o método, publicado àquela época (Danziger e Pereira Pinto, 1979a), ainda é utilizado na prática da engenharia de fundações de linhas de transmissão.

No Método de Grenoble, ilustrado na Figura 2 para o caso de placas em solos designados como de categoria 2, que pode ser considerada como a que deve ser empregada na quase totalidade dos casos, a capacidade de carga tem as contribuições indicadas em seqüência. A categoria 1 designada por Grenoble refere-se ao caso de solos argilosos saturados moles carregados em condição não drenada, situação onde se empregam estacas. Cabe salientar que o método de Grenoble   semiempírico, na medida em que o aspecto da superfície de ruptura decorre de observações experimentais de provas de carga em modelos reduzidos e fundações em escala real. A parte empírica do método diz respeito   observação da superfície de ruptura, ilustrada na Figura 2 como superfície de ruptura real. Em função da maior facilidade da integração das tensões cisalhantes ao longo da superfície de ruptura, os autores do método simplificaram o problema realizando a integração ao longo de uma superfície plana, representada pelo ângulo λ , adotado, a partir da superfície real, como $-\phi/4$ para esse caso de fundações superf ciais. O valor negativo foi adotado para representar a superfície de ruptura que “abre” em relação   vertical.

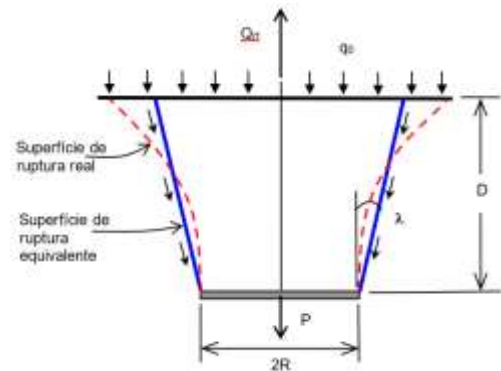


FIGURA 2 – Modelo de ruptura para placa circular (Biarez e Barraud, 1968, Porcheron e Martin, 1968).

A carga de ruptura Q_{rt} (capacidade de carga) pode ser obtida pela equação (1).

$$Q_{rt} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P + S_b D \gamma \quad (1)$$

Sendo: P – peso da placa; p_b – perímetro da base da placa; D – profundidade da placa; c – coesão do solo; γ – peso específico do solo; q_0 – sobrecarga aplicada na superfície; essa parcela na grande maioria dos casos não tem utilização prática, e   empregada quando por exemplo há d vidas quanto   resistência da camada superior do solo que seria representada pelo seu peso próprio apenas; M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q – fatores de capacidade de carga, obtidos a partir de expressões ou de gráficos, em função do ângulo de atrito do solo (ϕ) e da relação D/R (profundidade relativa, sendo R – raio da base), por exemplo em Danziger e Pereira Pinto (1979a) e Pacheco et al. (2008).

A carga de ruptura é composta então de três parcelas: o peso da fundação, P , o peso de solo acima da fundação, $S_b D \gamma$ e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, $p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma)]$, não considerando a parcela correspondente à sobrecarga acima do nível do terreno, q_0 . Há aqui um detalhe do método: a parcela correspondente ao termo que cont m M_γ   na realidade também um termo de peso, relativo   parte que “abre” em relação   vertical. Entretanto, como é de pequeno valor, será considerado a favor da segurança como parte da parcela de resistência ao cisalhamento.

Vários cenários são admitidos a seguir para ilustrar a questão dos fatores de segurança que são sugeridos, a partir das parcelas que contribuem para a capacidade de carga de uma dada fundação.

Seja uma sapata de base quadrada de 2,7 m de largura, instalada a uma profundidade de 2,9 m, ilustrada na Figura 3. Para o cálculo da capacidade de carga o valor de $D = 2,5$ m deve ser considerado, uma vez que a superfície de ruptura parte do bordo superior da fundação, e a espessura da base da sapata é de 0,4 m.

Dois grupos de parâmetros geotécnicos são admitidos, o primeiro mais reduzidos e o segundo mais elevados, nesse caso representando o solo ensaiado na pesquisa de mestrado de Garcia (2005).

Os valores constantes da Tabela 1 fornecem as três parcelas para cada solo considerado. Cada uma dessas parcelas tem incertezas distintas, ou seja, a previsão de cada valor representa maior ou menor probabilidade de acerto. Vale salientar que se está admitindo que a compactação do reaterro tenha sido bem realizada, caso contrário os valores do seu peso específico γ_r , e principalmente a parcela de resistência ao cisalhamento, podem estar muito contrários à segurança. A própria superfície de ruptura não “abre” mais em relação à vertical, podendo ocorrer na interface solo natural-reaterro ou mesmo caminhar para o interior do reaterro (ver ainda Garcia, 2005).

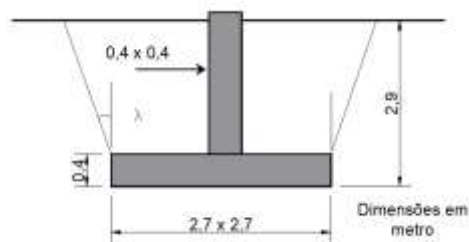


FIGURA 3 – Exemplo de cálculo de capacidade de carga pelo Método de Grenoble. Sapata em solo de Categoria 2

TABELA 1 – Valores das parcelas de capacidade de carga para uma sapata implantada em dois solos não saturados.

Parâmetros geotécnicos	Peso da fundação (kN)	Peso de reaterro (kN)	Parcela da resistência ao cisalhamento (kN)	Carga de ruptura (kN)
$c = 15 \text{ kPa}$, $\phi = 28^\circ$, $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_r = 16 \text{ kN/m}^3$	82,9	285,2	554,0	922,1
$c = 32 \text{ kPa}$, $\phi = 27^\circ$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_r = 17 \text{ kN/m}^3$	82,9	303,0	953,6	1339,5
c – coesão ϕ – ângulo de atrito γ – peso específico (natural) γ_r – peso específico (reaterro)				

Uma conclusão que surge da observação dos dados da Tabela 1 é que a parcela de resistência ao cisalhamento do solo é muito significativa, maior que as parcelas de peso, mesmo no caso do solo de menor resistência.

A maneira tradicional de abordagem de fatores de segurança é a de fatores globais únicos, e não distintos por parcela. Cabe salientar que fatores de segurança distintos por parcela não representam fatores de segurança parciais, uma vez que essa última conceituação implica em majoração das cargas, o que não é aqui empregado. Danziger et al. (2022) sugerem um fator de segurança global único de 2,3. Para esse valor, ter-se-iam os valores de carga de segurança à ruptura de 400,9 kN e 582,4 kN, respectivamente para os dois valores de carga de ruptura da Tabela 1.

Uma outra abordagem é considerar as incertezas de cada uma das parcelas que compõem a carga de ruptura. A incerteza na estimativa do peso de concreto da sapata é pequena, sendo sugerido para essa parcela um $FS = 1,1$. É um pouco maior no caso da estimativa do peso de solo sobre a sapata (reaterro), sendo sugerido $FS = 1,3$ para essa parcela. Já a resistência ao cisalhamento possui uma incerteza maior, e um valor de $FS = 3,0$ é sugerido. Quando esses fatores de segurança são aplicados aos casos acima, obtêm-se os valores incluídos na Tabela 2.

TABELA 2 – Valores das parcelas de capacidade de carga com fatores de segurança para cada parcela para uma sapata implantada em dois solos não saturados.

Parâmetros geotécnicos	Peso da fundação ÷ FS de 1,1 (kN)	Peso de reaterro ÷ FS de 1,3 (kN)	Parcela da resistência ao cisalhamento ÷ FS de 3,0 (kN)	Carga de segurança (kN)
$c = 15 \text{ kPa}$, $\phi = 28^\circ$, $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_r = 16 \text{ kN/m}^3$	75,4	219,4	184,7	479,5
$c = 32 \text{ kPa}$, $\phi = 27^\circ$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_r = 17 \text{ kN/m}^3$	75,4	233,1	317,9	626,4

Os valores de carga de segurança da Tabela 2 são maiores que os que correspondem ao fator de segurança global de 2,3. Dividindo-se os valores de carga de ruptura da Tabela 1 pela carga de segurança da tabela obter-se-iam valores de 1,9 e 2,1.

É importante salientar a necessidade de se ter um fator de segurança elevado para fazer face às incertezas das previsões. No caso da parcela de resistência ao cisalhamento, pode-se atribuir a incerteza a dois fatores: i) a do

método em si; ii) a dos parâmetros geotécnicos. A incerteza dos parâmetros geotécnicos também poderia ser relacionada a dois fatores, à adequação dos parâmetros e à sua variabilidade espacial e temporal.

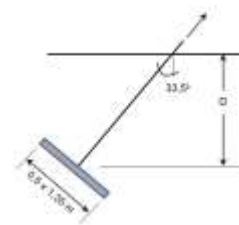
Quanto ao método em si, Danziger e Pereira Pinto (1979b), com base em provas de carga realizadas em sapatas de dimensões reais instaladas em um solo residual de gnaiss, obtiveram erros máximos de -13 % (contra a segurança) e 23 % (a favor da segurança), muito baixos para geotecnia. Portanto, para o emprego do método um fator de segurança da ordem de 1,2 seria suficiente. Vale salientar, entretanto, que ensaios de determinação de parâmetros de resistência foram realizados para cada cava de fundação, mais de um ensaio por prova de carga.

No que concerne à variabilidade dos parâmetros geotécnicos, a espacial está associada às diferenças possíveis entre o local de retirada das amostras e o de implantação da fundação, difícil de ser avaliada. A temporal é tão ou mais problemática, de vez que a capacidade de carga à tração é controlada pelo solo entre o nível do terreno e a fundação, ou seja, geralmente atingindo profundidades de 2 m a 3 m. Essa região é a mais sujeita a variações de umidade no caso de solos não saturados, tropicais (e.g., Mota, 2003, Giacheti et al., 2019), nos quais é implantada a maioria das linhas de transmissão no Brasil. Essa variação de umidade se reflete principalmente na variação da sucção, e consequentemente das tensões efetivas, e, portanto, da resistência ao cisalhamento do solo. O aumento de umidade reflete na maioria dos casos uma perda da coesão, eventualmente muito significativa, e pequena perda do ângulo de atrito. Cabe salientar que essa variação de umidade é devida exclusivamente à pluviosidade, a qual não chega a ocasionar, na maioria dos casos, variações do nível do lençol freático capazes de atingir a região de implantação das fundações.

Um exemplo ilustrativo desse caso diz respeito a provas de carga realizadas para os estudos das linhas de transmissão do Sistema de Itaipu, realizados na região de Itapeva, São Paulo, em 1983, e reportados por Pereira Pinto (1985) e Barata et al. (1985). A Tabela 3 apresenta as cargas de ruptura (Q_r) obtidas nas grelhas metálicas inclinadas a 33,5°, em profundidades de 1,30 m e 1,46 m em relação ao centro da grelha. As diferenças das diversas grelhas dizem respeito ao “enchimento”, a razão entre a área de aço projetada e a área do retângulo externo da base da grelha. Tais razões de enchimento tiveram uma contribuição pequena, muito menor do que a variação de umidade observada ao longo dos ensaios. Infelizmente àquela ocasião a compreensão da relação entre variações de sucção, umidade e resistência ao cisalhamento não era ainda bem consolidada e o controle de umidade e sucção não foi efetuado. Houve apenas a observação qualitativa do que se definiu como umidade “normal” e “elevada”. As diferenças entre cargas de ruptura para ambos os casos são muito significativas. Vale lembrar, no entanto, que tais variações de umidade, eventualmente maiores – e as variações de carga de ruptura resultantes e, consequentemente, de fatores de segurança – devem ser esperadas ao longo do tempo em uma linha de transmissão.

TABELA 3 – Resultados das provas de carga em grelhas para estais (Pereira Pinto, 1985).

Fundação	D (m)	Umidade	Q_r (kN)
A	1,30	Elevada	109
C			118
G		Normal	145
I			141
B	1,46	Elevada	163
D			154
H		Normal	191



No caso de fundações profundas, tubulões e estacas, há que dividir o problema, de modo a se conseguir analisá-lo adequadamente. Seja o primeiro caso o de tubulões e estacas sem alargamento de base. Ainda nesse caso, é conveniente dividir as características das fundações. No caso de solos estratificados, compostos por várias camadas, geralmente com nível d'água elevado, é difícil a aplicação prática do método de Grenoble, e um método semiempírico para a estimativa da capacidade de carga à compressão é sugerido. Considera-se apenas a parcela de atrito lateral, já que não vai existir a resistência de ponta e adota-se um valor de atrito lateral variando entre 0,7 a 1,0 vez essa parcela. Nesse caso o emprego de $FS = 2,0$ para compressão (NBR 6122) é recomendado. O peso da estaca nesse caso é muito pequeno. Se for considerado, pode-se empregar o mesmo raciocínio da fundação superficial, ou seja, utilizar um $FS = 1,1$ para essa parcela.

No caso de solos homogêneos, ou de duas camadas, em que as propriedades de resistência do material sejam conhecidas, deve-se empregar o Método de Grenoble, ilustrado na Figura 4. A observação dos autores do método é da superfície de ruptura abrir em relação ao nível do terreno, e a aproximação para a integração das tensões cisalhantes – semelhante ao caso da sapata ilustrada na Figura 2 – é de uma superfície fazendo uma inclinação $\lambda = -\phi/8$. Entretanto, Barata et al. (1978, 1979) e Danziger (1983) verificaram que a superfície de ruptura só se afasta do tubulão (ou da estaca) próximo à superfície do terreno, e o valor de λ deveria ser tomado igual a 0°, exceto no caso de tubulões curtos. Tabelas de coeficientes de capacidade de carga, para ambos os casos, podem ser

obtidas em Danziger e Pereira Pinto (1979a). No que diz respeito aos fatores de segurança, a mesma conceituação anterior é sugerida: para o peso do concreto $FS = 1,1$ e para a resistência ao cisalhamento $FS = 2,5$. Os exemplos da Tabela 4 ilustram o caso de um tubulão (ou estaca) com 8 m de comprimento e 0,8 m de diâmetro, para os mesmos parâmetros geotécnicos anteriores. Observa-se da tabela que i) a parcela de resistência ao cisalhamento é muito maior que o peso da fundação; ii) as diferenças entre as hipóteses de $\lambda = 0^\circ$ e $\lambda = -\phi/8$ são significativas, superiores a 20%.

No caso de tubulões e estacas Danziger et al. (2022) sugerem um fator de segurança global único de 2,0. Para esse valor, ter-se-iam os valores de carga de segurança à ruptura de 375,3 kN e 511,7 kN, respectivamente para os dois valores de carga de ruptura da Tabela 4 para a situação recomendada de $\lambda = 0^\circ$. Empregando-se os fatores de segurança distintos para cada parcela de carga ter-se-iam os valores incluídos na Tabela 5.

Os valores da Tabela 5 são menores do que os valores com fator de segurança global igual a 2,0. Em relação aos valores da Tabela 4, a correspondência é de fatores de segurança únicos de 2,1 e 2,2.

Para os casos de fundações profundas com base alargada, a sugestão é enquadrar o problema como fundação superficial ou profunda, dependendo do modelo de ruptura enquadrar-se em modo de ruptura generalizada ou localizada, respectivamente, no Método de Grenoble.

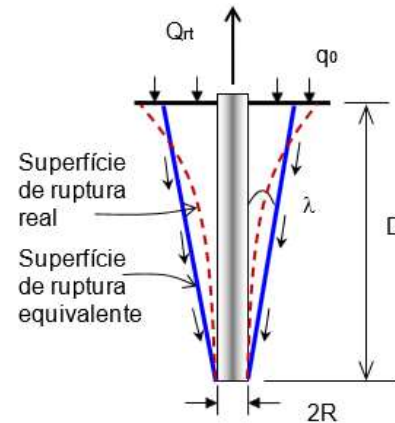


Figura 4 – Modelo para estaca com seção circular (Biarez e Barraud, 1968, Porcheron e Martin, 1968).

TABELA 4 – Parcelas de capacidade de carga com fatores de segurança para cada parcela de um tubulão (ou estaca) com comprimento de 8,0 m e diâmetro de 0,8 m implantado em dois solos não saturados.

Parâmetros geotécnicos	Peso da fundação (kN)	Parcela de resistência ao cisalhamento (kN)		Carga de ruptura (kN)	
		$\lambda = -\phi/8$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = -\phi/8$	$\lambda = 0^\circ$
$c = 15 \text{ kPa}, \phi = 28^\circ, \gamma = 14 \text{ kN/m}^3$	100,5	1023,3	650,1	1123,8	750,6
$c = 32 \text{ kPa}, \phi = 27^\circ, \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$	100,5	1467,7	922,9	1568,2	1023,4

TABELA 5 – Valores das parcelas de capacidade de carga com fatores de segurança para cada parcela para um tubulão implantado em dois solos não saturados.

Parâmetros geotécnicos	Peso da fundação ÷ FS de 1,1 (kN)	Parcela da resistência ao cisalhamento ÷ FS de 2,5 (kN)	Carga de segurança (kN)
$c = 15 \text{ kPa}, \phi = 28^\circ, \gamma = 14 \text{ kN/m}^3$	91,4	260,0	351,4
$c = 32 \text{ kPa}, \phi = 27^\circ, \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$	91,4	369,2	460,6

4.2 Método do cone

Uma das questões fundamentais do método de Grenoble, associado ao caso específico da prática de fundações de linhas de transmissão, é que ele veio substituir o chamado método do cone, utilizado no passado. Entretanto, os conceitos equivocados associados a este método geraram emprego também equivocado de fatores de segurança (ver considerações em Danziger e Pereira Pinto, 1979b).

O conceito equivocado de que a capacidade de carga à tração depende apenas do peso no interior de um tronco de cone talvez tenha sido a origem do uso de fatores de segurança reduzidos no caso de fundações de torres de linhas de transmissão, empregados no passado (e ainda hoje) por alguns projetistas.

5.0 OUTRAS INCERTEZAS A RESPEITO DA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

Além das incertezas associadas ao método de Grenoble em si (inerente a qualquer metodologia), e especialmente dos parâmetros geotécnicos que são as entradas para a estimativa da capacidade de carga, existem outros fatores que ainda precisam ser estudados, e são a seguir discutidos. A primeira delas diz respeito à velocidade de aplicação do carregamento. A experiência mostra que na grande maioria dos casos a capacidade de carga cresce com a velocidade de aplicação do carregamento. A norma de provas de carga (NBR 12.131:2006) estabelece dois tipos de ensaios, com distintas velocidades de aplicação de carregamento: lentas e rápidas. No caso de solicitações permanentes as provas de carga lentas são mais apropriadas, e para solicitações acidentais, especialmente de ações provenientes do vento, as rápidas são as mais indicadas. A Figura 1 ilustra essa questão. A curva em degraus é relativa à prova lenta, onde os estágios de carregamento são estabilizados, e a curva contínua corresponde a um carregamento contínuo, ou seja, é mais rápida que os estágios rápidos tal como definido pela NBR 12.131. Fica evidente que a carga de ruptura do ensaio com carregamento contínuo, embora tenha sido interrompido com cerca de 1600 kN, é maior que o ensaio de carga lenta.

Cabe nesse ponto salientar que mesmo as provas de carga realizadas em linhas de transmissão, do tipo rápido, não representam a condição de carregamento gerada pelo vento, que ocorre em frações de segundos.

Uma segunda questão, ainda necessitada de muitos estudos, diz respeito à função carga que realmente atinge a fundação versus tempo, que representa um transiente de carregamento, o que é um caso distinto do carregamento mesmo rápido, em que a carga é mantida.

Essas duas considerações são fundamentais para a correta avaliação dos fatores de segurança que precisam ser aplicados às fundações. Os autores têm sistematicamente chamado a atenção para a necessidade de instrumentação em fundações relacionando as ações ambientais (especialmente vento) com a carga que atinge a fundação, bem como os deslocamentos correspondentes. Sem essa instrumentação dificilmente se avançará nessa questão.

6.0 SOBRE A SEQUÊNCIA PREFERENCIAL DE FALHA

É estabelecida internacionalmente (e.g., IEC 60826, CIGRE TB-178) a denominada sequência preferencial de falha, que prescreve que um projeto deve contemplar uma sequência de falha, ou de ruptura. Nessa sequência, exceto em raríssimas situações, a fundação deve ser o último elemento a romper, pela dificuldade, tempo e custo maior associado à sua reconstrução. Nesse conceito – que representa uma decisão de uma concessionária ou mesmo do setor elétrico –, é muitas vezes atribuída uma majoração à carga atuante na fundação do valor 1,1 (e.g., NBR 8850). Os autores têm se manifestado, em várias ocasiões, que esse valor, que pode ser considerado como uma majoração do valor do fator de segurança, não é adequado na quase totalidade dos casos, e pode representar uma ilusão quanto à segurança real da fundação. Em outras palavras, se o fator de segurança global for da ordem de 2,3, por exemplo, o acréscimo de 1,1 passa a fazer com que o fator de segurança seja da ordem de 2,5, que é naturalmente maior. Entretanto, diante das incertezas anteriormente mencionadas, esse acréscimo é muito pouco representativo diante do que se propõe. O exemplo anterior, sobre as provas de carga realizadas para o sistema de transmissão de Itaipu (ver Tabela 3), ilustra bem essa questão.

Uma outra abordagem do problema – e talvez a melhor – seja um tratamento probabilístico. Ou seja, realizar um estudo da variabilidade das solicitações e das resistências (no caso a capacidade de carga) de modo a se definir qual a probabilidade de falha (ruptura da fundação) correspondente. Pode-se, assim, estabelecer as probabilidades aceitáveis para a fundação e para outros componentes da torre, hierarquizando o problema.

7.0 SOBRE TERMINOLOGIA

Alguns termos (em português e inglês) são utilizados no contexto geotécnico de fundações e em linhas de transmissão os quais, embora os mesmos, têm significados diferentes. Os autores consideram importante fazer algumas menções a respeito, em função de dificuldades de compreensão de parte a parte. Dentre esses termos, cumpre destacar: “failure load”, “ultimate load” e carga última.

Na terminologia de fundações, “ultimate load” em inglês é o mesmo que “failure load”, ou seja carga de ruptura, ou ainda capacidade de carga (conforme definido anteriormente), é o valor de carga a partir do qual os deslocamentos da fundação não mais se estabilizam.

Já o termo carga última, na terminologia de linhas de transmissão, é associado a uma solicitação (não resistência) que representa uma situação extrema, geralmente de vento muito intenso. Em outras palavras, a carga última deve ser vista como uma carga atuante (de trabalho, de serviço ou característica), embora para um caso extremo. Explicitando o que é dito acima, as solicitações correspondentes a ventos de quaisquer velocidades correspondem a cargas características, inclusive as cargas últimas. Em outras palavras, cargas últimas devem também ter os fatores de segurança anteriormente mencionados (item 4.0), a menos de estudos que venham a permitir o emprego de menores valores de FS em função da velocidade de carregamento e da sua condição transiente.

8.0 CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS E CONCLUSÕES

O presente trabalho analisa fundações superficiais e profundas de linhas de transmissão, estabelecendo sugestões de fatores de segurança a serem empregados em ambos os casos. Exemplos são apresentados de modo a destacar que cuidados especiais na utilização de fatores de segurança são fundamentais para se garantir segurança adequada às fundações.

Vale ressaltar que os fatores de segurança ora sugeridos devem ser considerados em relação às solicitações características, ou seja, às cargas atuantes, sem aplicar quaisquer fatores de majoração utilizados no dimensionamento estrutural da torre.

Adicionalmente, são feitas considerações relativas às terminologias empregadas em linhas de transmissão e fundações, com o objetivo de dirimir dúvidas que por vezes surgem nas discussões de projeto.

Cuidados devem ser tomados quanto ao tipo de prova de carga a ser empregado para estudo do comportamento das fundações, não apenas para a verificação do estado limite último (capacidade de carga) como do estado limite de serviço (deslocamentos sob carga). No caso de torres em que a solicitação de tração decorre de esforços de vento, ou seja, a velocidade de carregamento pode ser muito elevada, as provas de carga podem ser do tipo rápido. Nos casos em que parcela significativa da carga de tração é permanente, por exemplo nos casos de torres de ancoragem e fim de linha, bem como em torres cross-rope, a hipótese de cargas rápidas não mais se aplica, sendo assim provas de carga do tipo lento são recomendadas.

9.0 BIBLIOGRAFIA

- (1) ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 5422 – Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica**, 1985.
- (2) ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações**, 2019.
- (3) ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 8850 – Projeto e Execução de Suportes Metálicos Trelaçados para Linhas de Transmissão – Procedimento**, 2014 - em processo de publicação.
- (4) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B. Uplift Tests on Drilled Piers and Footings Built in Residual Soil. Provas de Carga à Tração em Tubulões e Sapatas Executados em Solo Residual. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: ABMS, 1978, v. 3, p. 1-37.
- (5) BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Foundations under Pulling Loads in Residual Soil — Analysis and Application of the Results of Load Tests. *In*: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 6., 1979, Lima. **Proceedings [...]**. Lima: PCSMFE, 1979, v.2, p. 165–176.
- (6) BARATA, F.E.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Behaviour of Inclined Plates in Residual Soil Submitted to Uplift Load. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings [...]**. San Francisco: ICSMFE, 1985, v. 4, p. 2163–2166.
- (7) BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. Adaptation des Fondations de Pylones au Terrain par lês Méthodes de la Mécanique des Sols. *In*: SESSION 1968 DE LE CIGRÉ, 1968, Paris. **Annales [...]**. Paris: CIGRÉ, 1968, rapport 22-06.
- (8) CIGRÉ SC22 WG06 **Probabilistic Design of Overhead Transmission Lines**. Technical Brochure 178, Paris: CIGRÉ, 2001.
- (9) DANZIGER, F.A.B. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração**. 1983. Tese (Mestrado em Engenharia) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.
- (10) DANZIGER, F.A.B.; PACHECO, M.P.; PEREIRA PINTO, C.; RUFFIER, A.P. **Fundações de Linhas de Transmissão – Aspectos de Projeto e Execução**. São Paulo: Editora Oficina de Textos. 2022 - em preparação.
- (11) DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Submetidas a Esforços de Tração, *In*: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5., 1979, Recife. **Anais [...]**. Recife: SNPTTE, 1979a.
- (12) DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Análise comparativa de métodos para o dimensionamento de fundações a partir dos resultados das provas de carga realizadas na LT 500 kV Adrianópolis-Grajaú, *In*: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5., 1979, Recife. **Anais [...]**. Recife: SNPTTE, 1979b.
- (13) IEC – INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION **IEC 60826 –Overhead Transmission Lines – Design Criteria**, 2017.
- (14) GARCIA, O.C. **Influência da Qualidade da Compactação dos Reaterros na Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços de Tração**. 2005. Tese (Mestrado em Engenharia) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.

- (15) GIACHETI, H.L.; BEZERRA, R.C.; ROCHA, B.P.; RODRIGUES, R.A. Seasonal influence on cone penetration test: An unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, n. 11, p. 361-368, 2019.
- (16) MARTIN, D. **Fondations Profondes Sollicitées à l'Arrachement en Milieu Coherent Tridimensionnel**. 1963. Tese (Doctorat de Spécialité) – Université de Grenoble, Grenoble, 1963.
- (17) MARTIN, D. **Étude à la Rupture de Différents Ancrages Sollicités Verticalement**, 1966. Tese (Docteur-Ingénieur) – Université de Grenoble, Grenoble, 1966.
- (18) MEDEIROS, W.B.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Análise do Comportamento de Fundações para Estais a partir dos Testes de Carga do Sistema de Transmissão de Itaipu, *In*: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 7., 1984, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: SNPTEE, 1984.
- (19) MOTA, N.M.B. **Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação Moles**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Faculdade de Tecnologia, UnB, Brasília, 2003.
- (20) PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview. **Engineering Geology**, v. 101, n. 3-4, p. 226-235, 2008.
- (21) PEREIRA PINTO, C. **Comportamento de Acoragens para Torres Estaiadas em Solo Residual**. 1985. Tese (Mestrado em Engenharia) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1985.
- (22) PORCHERON, Y.; MARTIN, D. Étude à la Rupture des Fondations de Pilônes Sollicitées à l'Arrachement. **Réseaux Electriques - Matériels Électriques**, n. 2, p. 83-98, 1968.

DADOS BIOGRÁFICOS

(1) FERNANDO ARTUR BRASIL DANZIGER



Graduação em Engenharia Civil (Mecânica dos Solos), EE/UFRJ (1976), mestrado (1983) e doutorado (1990) COPPE/UFRJ. Pós-Doutorado, Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI), 1993-1995. Trabalhou 10 anos na iniciativa privada, em projeto e supervisão de fundações, investigações geotécnicas, barragens, estruturas de contenção. Professor conferencista, IME, 1999-2007. Professor Titular COPPE e Escola Politécnica, UFRJ. Atua em Geotecnia: Ensaios In-Situ, Fundações, Instrumentação, Estruturas de Contenção e Geotecnia Offshore. Coordenador do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Professor Marcio Miranda Soares. Prêmio Amigo do IME, 2001, e Prêmio Terzaghi, ABMS, 2002. Conferencista Milton Vargas (ABMS), 2016. Cientista do Nosso Estado FAPERJ, 2016-2019.

(2) CLAUDIO PEREIRA PINTO



Engenheiro Civil, formado pela Escola de Engenharia da UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1977. Mestre em Ciências, na especialidade de Geotecnia, graduado em 1985 pela COPPE/UFRJ. Desde 1977, atuação em empresas de projetos de infraestrutura, destacando-se projetos de hidrelétricas, usinas eólicas, usinas fotovoltaicas, linhas de transmissão, subestações de energia elétrica, rodovias, ferrovias, fundações de edificações, contenções e estabilização de encostas. Professor da Coordenação de Construção Civil do CEFET/RJ, desde 1992, com atuação nos Cursos de Edificações e Estradas. Membro da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.

(3) AUREO PINHEIRO RUFFIER



Engenheiro Civil Estrutural, formado pela UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1979, com Mestrado e Doutorado na área de métodos numéricos aplicados à Geotecnia pela COPPE/UFRJ. Pesquisador Emérito do CEPEL - Centro de Pesquisas de Energia Elétrica, onde trabalhou por quase 40 anos, em projetos e pesquisas ligados a problemas estruturais e mecânicos de linhas de transmissão. Professor universitário e membro de diversas associações técnico-científicas, com destaque para o CIGRÉ, onde, além de membro do CE-B2 e do GT-B2.08, atua como líder do GT-B2.07 – Fundações do CIGRÉ-Brasil, e é representante brasileiro em diversos WGs do CIGRÉ-Internacional.