



**GRUPO III
GRUPO DE ESTUDO DE LINHAS DE TRANSMISSÃO - GLT**

AFERIÇÃO DOS COEFICIENTES DA QUALIDADE DE EXECUÇÃO NA EQUAÇÃO GERAL DE ESTABILIDADE DA METODOLOGIA IEC-826 PARA FUNDAÇÕES TRACIONADAS

Roberval Luna da Silva*

CHESF – Companhia Hidro Elétrica do São Francisco.

RESUMO

O uso efetivo de qualquer metodologia probabilística pressupõe a formação de um banco de dados, capaz de subsidiar as aplicações práticas, com o grau de confiabilidade exigido pelo projetista e a economia desejada pelo cliente. Os autores fizeram uma aferição dos coeficientes da qualidade de execução, para fundações tracionadas, em blocos de concreto pré-moldados, aproveitando a disponibilidade de 102 ensaios de tração, realizados como rotina nas fundações dos estais da linha de transmissão 500 KV Presidente Dutra-Teresina II C2. Os critérios escolhidos são baseados nos métodos probabilísticos e semiprobabilísticos do IEC-826 (1).

Adotando a metodologia da bibliografia indicada, os valores obtidos foram aferidos, como sugestão dos autores para os coeficientes α_q e α_c da equação geral do IEC-826, visando expressar a qualidade de execução dos componentes da linha de transmissão, quando avaliada dentro do conceito de sistema.

PALAVRAS-CHAVE

Linhas de Transmissão – Fundações de Estais – Ensaios de Tração.

1.0 – CONCEITUAÇÃO GERAL

Na equação geral de estabilidade do IEC-826, para o projeto de uma linha de transmissão, dentro do conceito de sistema, tanto a solicitação quanto a resistência dos materiais recebem tratamento probabilístico e são previamente multiplicados por coeficientes de majoração e minoração.

Há dois coeficientes globais básicos: α_j e α_r . O primeiro coeficiente global- α_j de carga última efetiva, aplicado no lado direito da equação, foi introduzido para considerar que os elementos não são projetados individualmente para cada vão. Este coeficiente afeta a carga crítica Q_T , relacionada com o tempo de retorno dos eventos variáveis que atuam sobre os componentes da linha. O segundo coeficiente global- α_r da equação serve para minorar a resistência característica ou resistência limite R_C dos componentes da linha, sendo obtido pelo produto $\alpha_r = \alpha_N \cdot \alpha_s \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ dos fatores parciais independentes, para levar em consideração diversos aspectos:

$$\alpha_j \cdot Q_T = \alpha_r \cdot R_C \quad [1]$$

$$\alpha_j \cdot Q_T = \alpha_N \cdot \alpha_s \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c \cdot R_C = \alpha_r \cdot R_C \quad [2]$$

α_N - número de componentes do sistema submetidos ao carregamento crítico Q_T ;

α_s - coordenação de resistência entre os componentes do sistema numa seqüência de falha pré-estabelecida;

α_q - qualidade de fabricação ou execução dos componentes durante a produção em série;

α_c - diferença entre o limite real de exclusão (e%) da resistência característica - R_C e o limite superior de exclusão admitido como e=10%;

Os fatores parciais α_N e α_s traduzem as variáveis que influem sobre os aspectos do sistema. Os coeficientes parciais α_q e α_c traduzem os aspectos relacionados com a performance de cada componente da linha.

A equação geral é sugerida tanto para verificar a confiabilidade do sistema (Reliability) relacionada com **limite de dano**, quanto à segurança estrutural mecânica (Security) relacionada com o **limite de falha**.

O IEC-826 definiu três estados limites para o sistema de transmissão:

Estado Intacto – a linha está apta para cumprir a função requerida e pode sustentar as cargas de projeto, permanecendo intacta;

Estado de dano – a linha não está apta para cumprir plenamente a finalidade, por não suportar satisfatoriamente as cargas de projeto ou por apresentar clearances insuficientes, porém o sistema pode ser recuperado;

Estado de ruptura – estado no qual um componente principal pode falhar por ruptura, torção, momento, etc., e, deste modo, interromper a condição do sistema de transmitir energia.

A seqüência de projeto é inicialmente escolher a probabilidade de dano do sistema e em conseqüência a probabilidade de falha dos componentes, correspondendo a um custo ótimo. O projeto procura assegurar que a capacidade portante do elemento no estado limite, último de dano ou falha, não seja alcançada, bem como o atendimento das exigências de funcionalidade não seja prejudicado no estado limite de utilização. A recomendação é uma seqüência de falha, partindo do elo mais fraco para o mais forte. Para as estruturas de suspensão, esta seqüência seria: torre-fundação-isoladores-cabos.

2.0 - RESISTÊNCIA LIMITE DA TORRE.

Conforme Foto 1, a estrutura Vx foi testada entre os dias 10 a 17 de dezembro de 1997, na estação de testes do fabricante, sob diversas hipóteses de carregamento, para estágios de carga de 10.920daN, 16.120daN, 19.200daN, 20.180daN durante 2 minutos e um estágio final de 100% igual a 21.240daN, durante 5 minutos.

Os deslocamentos transversais e longitudinais foram lidos por intermédio de aparelhos óticos e miras instaladas em pontos transversais e longitudinais estratégicos. Neste artigo técnico, os autores adotaram como resistência característica de falha do sistema, a carga máxima aplicada nos estais $R_C = 21.240daN$, cujo valor corresponde no ensaio a uma deformação transversal, no topo da torre, igual a 10,8cm e uma deformação equivalente no estai de 9,9cm.

$$R_{C(\text{sistema})} = R_{C(\text{torre})} = 21.240daN$$

A estrutura estaiada Vx, adotada na obra, foi calculada para 6 hipóteses básicas. Esta carga máxima de 21.240daN nos estais, ocorre para a hipótese - I, com todos os cabos intactos e vento máximo transversal. A pressão de vento máximo na torre foi igual $2 \times 1,5 \times$ área líquida, sobre a face longitudinal de um montante $\times 1,10$, valendo $p = 90 daN/m^2$ para $H \leq 10$ metros e ainda $p = (H/10)^{0,16} daN/m^2$ para $H > 10$ metros. A pressão de vento máximo nos estais foi $60 daN/m^2$.



FOTO 1 – TESTE DE CARGA DA TORRE VX.

3.0 - ENSAIOS DE TRAÇÃO

3.1 – Metodologia

Conforme Foto 2, foram realizados ensaios de rotina em 51 estruturas, totalizando 102 testes, em locais representativos da linha, escolhidos pela fiscalização da obra. Nestes ensaios foi adotada uma carga máxima de teste $R_{\text{test}} = 21.240daN$, em 5 estágios de carregamento, com percentuais idênticos aos utilizados no teste da estrutura: 50%, 75%, 90%, 95%, mantidos durante 2 minutos e 100% durante 5 minutos. No retorno total a carga nula era mantida durante 5 minutos, quando então se fazia a leitura do recalque residual.



FOTO 2 – ENSAIOS DE TRAÇÃO EM ESTAIS

Na especificação adotada até esta data, os resultados dos testes são considerados satisfatórios se o deslocamento total for inferior a 30mm, desde que no

ultimo estágio de carregamento o adicional de deslocamento seja inferior a 10mm (2).

A título de comparação, foram ensaiadas ainda, quatro fundações protótipo, em locais escolhidos próximo das estruturas existentes, sob duas condições básicas: **Ensaio estabilizado e Ensaio não estabilizado**.

Ensaio de ruptura estabilizado: Neste caso, a fundação foi tracionada axialmente, em estágios normais de 0%, 50%, 75%, 90%, 95% e 100% da carga de teste especificada, aguardando-se a estabilização completa de cada estágio. Atingido o ultimo estágio normal, a fundação foi levada até ruptura em incrementos de 10%, sendo após a ruptura executado descarregamento total, também em estágios conforme especificado.

Ensaio de ruptura não estabilizado: Neste caso, a mesma fundação anterior, sendo descarregada após a execução do ensaio de ruptura estabilizado, foi tracionada axialmente, em estágios, de maneira análoga ao estabelecido no ensaio anterior, sem, contudo, aguardar a estabilização das deformações em cada estágio. Ou seja, as deformações eram lidas imediatamente após a aplicação de cada incremento ou decremento de carga.

De acordo com os ensaios de tração, levados a efeito como protótipo, a carga de ruptura real foi estimada em aproximadamente 28.790daN, conforme Tabela 1.

TABELA 1 – ENSAIOS ATÉ A RUPTURA.

CARGA		DESCARGA	
Esforço (daN)	Recalque (mm)	Esforço (daN)	Recalque (mm)
0	0	0	19,59
19500	7,10	19500	30,51
28790	11,32	28790	34,75
34290	22,24	34290	35,28
36040	35,88	36040	35,34
37930	30,74	37930	35,41

3.2 – Análise dos ensaios de tração.

Os resultados dos ensaios foram registrados, em planilhas de acompanhamento, constando os seguintes dados: data da realização, tipo da fundação, tipo do solo, leituras de carregamento, valores dos deslocamentos, gráficos **carga x deslocamento** e outras informações que foram consideradas de interesse para registro.

Os pontos intermediários de cada estágio foram locados em escala, até a carga de 21.240daN, permitindo traçar uma curva representativa de **carga x deformação**, de cada ensaio. Como os ensaios não foram levados até a ruptura, extrapolou-se as deformações, teoricamente, a partir da carga de teste 21.240daN, até caracterizar o colapso do conjunto solo-fundação. Para isto, foi utilizado o método proposto por Van der Veen (3). De acordo este método, a equação da curva **carga x recalque** é um exponencial decrescente, sendo possível determinar

R_{rupt} , conhecendo-se alguns pontos da mesma. A forma da curva é função de um coeficiente λ . Admite-se que o trecho final pode ser representado por meio da seguinte equação:

$$R = R_{rupt} (1 - e^{-\lambda \cdot z}) \quad [3]$$

R – resistência da fundação para um recalque z ;
 R_{rupt} – resistência da fundação na ruptura;
 z – deformação estabilizada;
 λ - coeficiente de forma da curva;
 e – base neperiana.

4.0 - RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA

IEC-826 recomenda que as fundações tenham uma resistência característica - R_C , calculada para a seguinte equação:

$$R_C(\text{fundação}) = R_C(\text{projeto}) / \lambda_S \cdot \lambda_N \cdot \lambda_Q \quad [4]$$

$$\lambda_C = 1,00$$

Para as torres de transmissão, o movimento das fundações que poderia causar a ruptura ou perda de equilíbrio da torre deve variar entre 10mm a 25 mm, dependendo da natureza da estrutura. A ruptura de uma fundação pode ser entendida com a ocorrência de um recalque - z excessivo ou a quebra de estabilidade do conjunto solo-fundação, correspondendo a uma resistência R_{rupt} .

Quando são executados testes, para determinar a resistência de um componente, podemos obter a resistência característica por meio dos resultados alcançados, sendo a resistência característica R_C da fundação, relacionada com uma probabilidade - p_a de certeza.

$$p_a = 1 - p_r \quad [5]$$

p_r - probabilidade de falha

Admitindo como aceitável a distribuição normal de Gauss, se R é a resistência média e CV o coeficiente de variação, então a resistência característica R_C é dada para determinado limite de exclusão ($e\%$) qualquer, pela equação:

$$R_C = R (1 - K_C \cdot CV) = (e\%) R \quad [6]$$

O coeficiente K_C da curva de Gauss depende do tipo de material, da prática de fabricação e da natureza da função distribuição. Se o valor de K_C não é conhecido, ele pode ser estimado de acordo com a tabela de Gauss, baseado na frequência de rejeição, calculada para esta distribuição normal.

Os estudos indicam que a probabilidade de não se atingir a resistência especificada, deve variar com um limite ($e\%$) de exclusão, entre 2 e 10%. Se não há parâmetros de avaliação, ao se adotar um limite de exclusão muito baixo, pode significar fundações onerosas em decorrência de um grande coeficiente de segurança determinístico. Por outro lado, um limite de

exclusão muito alto pode significar fundações de baixo custo, e, com pequena confiabilidade.

Quando não se dispõe de ensaios, o IEC recomenda adotar o valor $e=10\%$ ou 90% de certeza de se extrapolar a resistência característica, durante a execução das fundações. Neste caso, K_C é igual a 1,2816 e, teremos a seguinte equação gaussiana:

$$R_C = R (1 - 1,2816 \cdot CV) = (10\%) R \quad [7]$$

5.0 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

5.1 – Análise estatística de resistência das fundações

Partindo do universo de $i = 102$ ensaios, cada teste de tração foi extrapolado até resistência de ruptura R_{i_rupt} , pelo processo de Van der Veen, utilizando programa de computador. Os diversos valores da resistência na ruptura R_{i_rupt} foram tabelados, obtendo-se os parâmetros estatísticos de média R_{rupt} e o desvio padrão σ_{rupt} , que permitem traçar a correspondente curva de Gauss:

Resistência média:

$$R_{rupt} = \left(\sum R_{i_rupt} / i \right) = 24.178 \text{ daN}$$

Desvio padrão:

$$\sigma_{rupt} = 1.349 \text{ daN}$$

Coefficiente de variação:

$$CV_{rupt} = (\sigma_{rupt} / R_{rupt}) = 0,0558 \text{ ou } 5,58 \%$$

5.2 – Análise estatística das deformações

Além disso, esta estatística foi efetuada para as deformações, nos diversos estágios de carga do teste. Para a carga de teste $R_{test} = 21.240 \text{ daN}$, considerada como a resistência característica de falha da estrutura, foram obtidos os seguintes parâmetros estatísticos:

Deformação média:

$$Z_{100\%} = \left(\sum z_{i100\%} / i \right) = 9,415 \text{ mm}$$

Desvio padrão:

$$\sigma_{100\%} = 0,876 \text{ mm}$$

Coefficiente de variação:

$$CV_{100\%} = (\sigma_{100\%} / Z_{100\%}) = 0,0930 \text{ ou } 9,30\%$$

5.3 – Análise estatística da resistência de projeto.

Podemos observar na Foto 3, as fundações dos estais em blocos pré-moldados do tipo B/A, que foram originalmente projetadas pelo método do cone, para solos com uma densidade seca natural no valor de $\rho = 1.600 \text{ daN tf/m}^3$.

Aplicando a memória de cálculo original do projeto e fazendo variar os parâmetros expressão do método do cone, com pesos específicos obtidos por intermédio de ensaios de campo, e, ângulo de arrancamento variando entre 10% e 20% , poderemos obter a sensibilidade da obra em relação ao valor teórico de projeto, pela estatística dos erros relativos – m.

$$m = R_{rupt} / R_{proj} \quad [8]$$

Para cada resistência de ruptura R_{i_rupt} , referente $i_{ensaios} = 102$, foram obtidos os respectivos valores de m_i :

$$m_i = R_{i_rupt} / R_{i_proj} \quad [9]$$

Erro médio:

$$m_i = \sum m_i / i = 1,113$$

Desvio padrão:

$$\sigma_m = \sqrt{\sum (m_i - m_i)^2 / i - 1} = 0,169$$

Coefficiente de variação:

$$CV_m = \sigma_m / m_i = 0,152 \text{ ou } 15,20\%$$

Nos interessa, o valor característico m_C , do erro relativo entre os resultados estatísticos da carga de ruptura e a resistência de projeto, que para um limite de exclusão de 10% , seria:

$$m_C = m_i (1 - 1,2816 \cdot CV_m) = 0,897$$



FOTO 3 – BLOCOS PREMOLDADOS

6.0 - COEFICIENTES DE QUALIDADE.

6.1 – Coeficiente α_Q

Se dois blocos idênticos foram executados por empreiteiros ou procedimentos diferentes, aquela situação que adotou o melhor controle de qualidade do reaterro (4), apresentará, naturalmente, o menor risco de falha. Este efeito é levado em consideração pelo IEC, através de um coeficiente α_Q , que depende do nível de controle da obra ou fabricação dos componentes. O IEC-826 classificou na Tabela 2 três níveis de controle: muito bom, bom e médio.

Se um controle de qualidade muito severo é aplicado sobre um componente, sua distribuição é desviada para a direita e segue uma distribuição Lognormal de variação. Se o projetista do sistema teme uma qualidade inferior de construção, na execução das fundações, α_Q será menor que 1,00, atribuindo uma redução de resistência na formula geral.

O controle de qualidade adotado na linha de transmissão 500 kV Presidente Dutra – Teresina II C2, permite considerar um coeficiente igual a $\beta_q = 1,00$.

TABELA 2 – COEFICIENTE β_q DO IEC-826.

Nível de qualidade	Coeficiente β_q
Muito bom	1,00
Bom	0,90
Médio	0,80

A aferição da qualidade do serviço, é feita comparando padrões da curva ideal de Gauss, com a curva de controle obtida na obra.

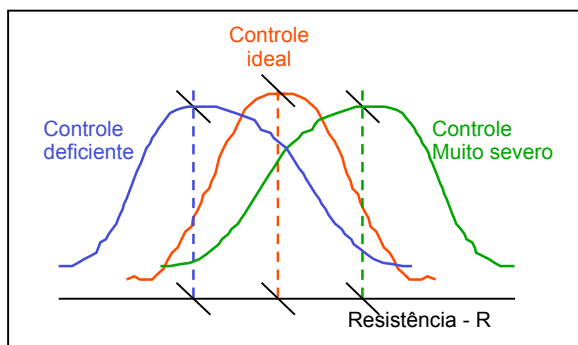


FIGURA 1 – NÍVEIS DO CONTROLE DE QUALIDADE

6.2 – Coeficiente β_c

Duas fundações diferentes, uma em bloco de concreto armado e outra em grelha metálica, possuem diferentes probabilidades de falha. Naturalmente, o desvio padrão das grelhas é maior que o desvio padrão dos blocos de concreto, pelo próprio processo construtivo de execução, e, pelas características particulares de cada fundação. Logo, o risco de falha da primeira alternativa é menor que o da segunda. O IEC-826 propõe um coeficiente β_c , para considerar que fundações diferentes possuem diferentes dispersões de resistência.

O valor do coeficiente β_c é dado pelo quociente entre a resistência característica da fundação para um limite de exclusão $e = 10\%$ e a resistência característica da fundação, esta obtida pela estatística dos ensaios. Neste caso, o fator de correção da resistência será obtido pela equação:

$$\beta_c = (10\%)R / R_c \quad K_c = 1,28 \text{ e } K_c = ?$$

$$\beta_c = R (1 - 1,2816 \cdot CV) / R (1 - K_c \cdot CV) \quad [10]$$

$$(10\%)R = 24.178 (1 - 1,2816 \times 0,058) = 22.380 \text{ daN}$$

$$(e\%)R = 24.178 (1 - K_c \times 0,058) = 21.240 \text{ daN}$$

$$\beta_c = 21.240 / 22.380 = 0,95$$

6.3 – Limite de falha da torre x fundação

Podemos avaliar a relação entre o limite de falha da fundação e o limite de falha do sistema, por intermédio de um coeficiente β . Para as torres estaiadas, o IEC-826 sugere um limite de falha dado pela tração última dos estais. E, um limite de dano, como sendo, o menor valor da tração elástica entre 70% a 75% da tração última ou deformação correspondendo a uma redução de 5% na resistência do suporte ou ainda pela necessidade de ajuste das trações nos estais.

Para as fundações dos estais, o IEC-826 sugere um limite de falha equivalente a um recalque da ordem de 5cm a 10cm. E, um limite de dano estabelecido pela necessidade de ajuste na tração dos estais ou uma redução de 5% na capacidade estrutural do suporte. Este limite de falha da fundação pode ou não corresponder ao limite de falha do sistema. Vale salientar que sob o ponto de vista exclusivo da mecânica dos solos, um recalque de 5cm a 10cm é relativamente grande, para a concepção de ruptura do conjunto solo-fundação, sendo necessário avaliar corretamente cada situação, antes aplicar a equação do IEC-826.

$$\beta = R_{C(\text{fundação})} / R_{C(\text{torre})} = 28.790 / 21.240 = 1,355$$

7.0 – RISCO DE FALHA DAS FUNDAÇÕES

Considerando, para efeito de ilustração, o valor da solitação $S = 21.240 \text{ daN}$, como sendo a média dos esforços, poderemos calcular o risco ou o risco existente de que resistência das fundações (5) não atenda ao limite de falha da estrutura, da seguinte forma:

$$Z = R - S \quad [11]$$

$$\beta_z = Z / \sigma_z = (R - S) / (\sigma_R^2 + \sigma_S^2) \quad [12]$$

$$\beta_z = (24.178 - 21.240) / (\sigma_R^2 + \sigma_S^2) = 2,18$$

$$p_r = 1 - \Phi(2,18) = 1 - (0,500 + 0,4854) = 0,0146 \text{ ou } 1,46\%$$

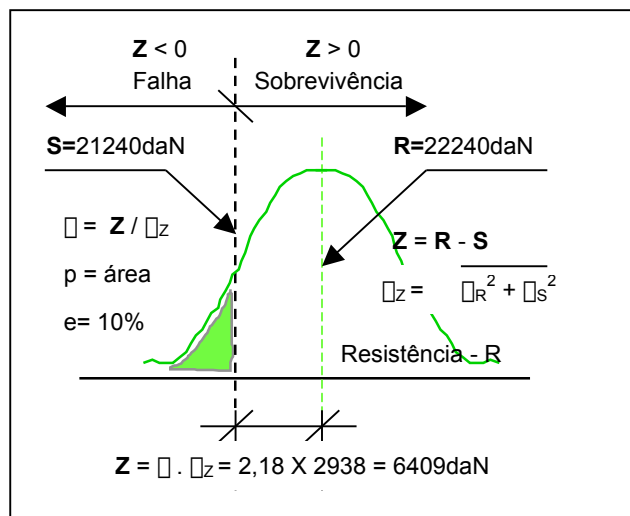


FIGURA 2 – RISCO DE FALHA DAS FUNDAÇÕES

Ou seja, um risco de falha equivalente a um tempo de retorno-T, dos eventos climáticos, da ordem de:

$$T = 1/p_r = 1 / 0,0146 = 68 \text{ anos}$$

8.0 – CONCLUSÕES

Visando contribuir com a popularização da metodologia probabilística, os autores aproveitaram a realização de 102 ensaios de tração, de rotina, realizados nas fundações, durante a construção do segundo circuito para interligação das subestações de Teresina II-PI e Presidente Dutra-MA, para aferir estatisticamente os coeficientes que traduzem as variáveis relacionadas com as fundações dos estais da linha em apreço.

As fundações da linha foram originalmente dimensionadas pelo processo do cone, para uma carga teórica única de projeto, $R_{projeto} = 26.670\text{daN}$, no limite de ruptura. Redimensionando tais fundações, dentro do conceito de sistema, teremos pela equação[4]:

$$R_C(\text{fundação}) = R_C(\text{projeto}) / \square_s \cdot \square_N \cdot \square_Q$$

$$R_C(\text{fundação}) = 21.240 / 0,95 \cdot 0,92 \cdot 1,00 = 24.302\text{daN}$$

Se o projetista optar pelo método do cone, poderá aplicar uma relação do tipo:

$$m_c = R_{Crupt} / R_{Cproj} = 0,987$$

$$R_{Cproj} = R_{Crupt} / 0,987$$

$$R_{Cproj} = 24302 / 0,987 = 24.622\text{daN}$$

Os valores \square_Q e \square_C foram obtidos com base nos ensaios realizados, sendo respectivamente 1,00 e 0,95. Para efeito de ilustração, na tabela sugerida pelo IEC, consideramos $\square_N = 0,92$, tomando $N = 102$, igual ao número de fundações ensaiadas. Aplicamos também um fator $\square_s = 0,95$ para estabelecer uma seqüência de falha torre-fundação:

$$\square_s = (10\%)R_{torre} / (10\%)R_{fundação} = 21.240 / 22.449 = 0,95$$

A elaboração dos projetos de fundações das linhas de transmissão, dentro do conceito de sistema sugerido pela IEC-826, é extremamente benéfica. Porém, o projetista deve estabelecer corretamente a relação entre o limite de dano ou ruptura da estrutura e o limite de dano ou ruptura da fundação. No caso analisado, a nova carga sugerida para o dimensionamento das fundações seria $R_C = 24.302\text{daN}$, ou seja, 2.368daN menor que a carga original do projeto. Para projetos em situações semelhantes, podemos considerar pela equação [7]:

$$R = 1,077 \cdot R_C \quad \text{ou} \quad R_C = 0,928 \cdot R$$

Com a normalização desta ferramenta é possível personalizar os diversos projetos da obra, relacionando-os com os solos ao longo do traçado. É possível também regionalizar as aplicações, conforme as regiões atravessadas, através do fator de uso \square_U .

Poderemos ainda distribuir a probabilidade de falha $-p_r$ de acordo com o número-N de componentes submetidos ao risco. Calibrar a seqüência de falha entre a estrutura e suas fundações, aplicando corretamente uma coordenação de resistência, pelo coeficiente \square_s . Projetar as fundações, conforme o grau de qualidade esperado em cada obra. Aplicar diferentes coeficientes de redução da resistência, de acordo com o tipo de fundação aplicada.

9.0 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) "Loadind and Strenght of Overhead Transmission Lines"- IEC 826 - Technical Report Second Edition - 1991
- (2) Roberval Luna da Silva e José do Patrocínio G. Pordeus – "Fundações de Estais – Análise Probabilística de Arrancamento" – VI ERLAC –Foz do Iguaçu-PR - junho 1995.
- (3) C. Van der Veen – "The bearing capacity of a pile "– Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - volume II - Switzerland – 1953.
- (4) Roberval Luna da Silva e Carlindo G. Farias – "Controle de Compactação nas Linhas de Transmissão: Aspectos Técnicos e Econômicos" – IX SNPTEE - Belo Horizonte-MG - outubro 1987.
- (5) Roberval Luna da Silva e Antonio P. Neto – "Risco de Falha das Fundações de Estais sob Vento de Projeto" – XIII SNPTEE – Florianópolis-SC – outubro 1995.