

## 7

### Confiabilidade das Fundações das Torres em LT's

O projeto de uma linha de transmissão, como o de qualquer grande obra de engenharia civil, é semelhante a uma peça teatral; compreende um amplo cenário, um argumento atraente e um elenco de peso compreendendo autores, atores e contra-regras.

O cenário é inteiramente natural, uma região terrestre envolvendo os sub-cenários: continental (orografia e hidrologia), geológico-pedológico e o atmosférico.

O argumento é o transporte de energia elétrica.

E, o elenco encarna, além das subestações, as linhas, torres de transmissão e respectivas fundações.

O resultado final é avaliado em termos de transferência de potência elétrica entre dois sítios, medida em Kwh. Entretanto, o compromisso Demanda x Oferta é tremendamente exigente quanto à disponibilidade. O elenco deve estar pronto para agir a qualquer instante, não sendo possível a utilização de recursos outros como gravações para exibições de emergência; e, o tempo não aproveitado para exibição transforma-se em extenso prejuízo!

**O valor da potência deixada de transferir, o dinheiro já dispendido e ainda por gastar e as multas transformam-se em prejuízo;**

**É um espetáculo, um serviço que requer, sem dúvida, uma criteriosa avaliação para controle de risco.**

#### 7.1 Situação

Durante os últimos 40 anos, um progresso significativo tem sido feito no campo da segurança estrutural, onde a análise de confiabilidade tem se destacado como o tema principal. Qualquer projeto que incorpore o princípio da análise de

confiabilidade, seja explicitamente ou não, pode ser classificado como projeto baseado na confiabilidade. No campo dos projetos de linhas de transmissão, o Electrical Power Reserach Institute (EPRI) tem patrocinado estudos de pesquisa voltados à implementação desses conceitos de segurança para o projeto de estruturas de linhas de transmissão. Pesquisas paralelas e esforço de desenvolvimento nesse campo também têm sido desenvolvidos pelo Comitê Técnico do IEC e pela ASCE.

Segundo a IEC60826, a metodologia dos projetos de sistemas é baseada na concepção de que uma linha de transmissão é projetada como um sistema feito de vários subcomponentes tais como torres, fundações, cabos condutores, etc. A avaliação de confiabilidade do sistema leva em conta a confiabilidade de cada componente, e a falha verificada em um subcomponente implica na falha em todo o sistema. Outra importante constatação é que falhas de qualquer origem em fundações encerram maiores dificuldades de manutenção, conseqüentemente, de intervenção. Sendo assim, a seqüência preferencial de falha passa pela torre, e a fundação é seu último ponto. Em resumo, uma linha de transmissão é projetada para que as fundações sejam preferencialmente as últimas a falharem (Azevedo, 2007).

A partir dos capítulos 5 e 6 pode-se inferir que um projeto de fundações deve atender, no estado limite último (ELU), aos requisitos de estabilidade externa e estabilidade interna. No presente trabalho, a avaliação da probabilidade de falha das fundações considera apenas a estabilidade externa com foco na relação entre a compressão máxima na base da fundação e a capacidade de suporte do solo. Essa proposta é justificada pelo fato dessa verificação ser realizada em todas as fundações, para ambos tipos de torre, exceto para os estais da torre estaiada.

Neste capítulo, as variáveis aleatórias do problema são caracterizadas e empregadas na definição de uma função de estado limite que represente a estabilidade externa e a partir da qual se avalie a probabilidade de falha de alguns exemplos de conjuntos torre x terreno x fundação existentes na Bacia do Prata. Com as probabilidades de falha e com o levantamento do custo esperado da falha, determina-se o risco de falha dessas fundações. Prossegue-se com um estudo paramétrico que permite avaliar a influência do projeto de fundação e do tipo de solo sobre a probabilidade de falha e finaliza-se avaliando a participação relativa das diversas variáveis aleatórias nessa mesma probabilidade.

## 7.2 Função de estado limite

Uma medida probabilística de violação de estados limites é a probabilidade de falha. O primeiro passo na avaliação da probabilidade de falha da estrutura é decidir quais grandezas são consideradas variáveis aleatórias e qual a relação funcional entre elas, designada como função de estado limite. Num problema básico de confiabilidade estrutural, onde se deseja garantir que a resistência supere a solicitação, a função de estado limite genérica é descrita matematicamente como:

$$G(R, S) = R - S < 0,0 \quad (7.1)$$

onde R é a resistência da fundação e S é a solicitação.

Para função de estado limite da estabilidade externa da fundação, a resistência e a solicitação são consideradas em termos de tensão de ruptura da fundação e tensão normal atuante na base da fundação, respectivamente. As tensões de ruptura da fundação, em sapata ou tubulão, são determinadas a partir da Equação de Terzaghi e a tensão normal atuante na base da fundação resulta da ação do vento e das cargas permanentes. Ressalta-se que as parcelas da resistência e da solicitação variam de acordo com a torre e com o tipo e características geométricas e geotécnicas das fundações.

## 7.3 Modelagem da Solicitação

A origem e a natureza das cargas aplicadas nas fundações são as mesmas das atuantes nas torres. Portanto, as ações atuantes nas fundações e seu desempenho são avaliados mediante o estudo das cargas que solicitam as torres.

Além das cargas verticais de peso próprio, cabos condutores e pára-raios e cadeia de isoladores, existe a solicitação exercida pelo vento sobre a torre e seus componentes, sendo essa uma das mais severas (Aguilera, 2007; Verzenhassi, 2008).

A avaliação numérica da ação do vento sobre as linhas de transmissão é regulamentada pela norma brasileira NBR5422, na qual se incorporam procedimentos da norma européia IEC60826 (International Electrotechnical Commission). A NBR5422 fornece fórmulas para se obter o valor das cargas

provocadas pela ação direta do vento, que é suposto agindo horizontalmente nos cabos condutores, nos cabos pára-raios, nas cadeias de isoladores e suas ferragens e na torre.

Embora o procedimento estabelecido na NBR5422 seja comumente utilizado em análises determinísticas, a partir da atribuição de um determinado valor para a velocidade básica do vento, sabe-se que a mesma é uma incerteza do problema. A própria NBR5422, em seu anexo C, recomenda meios para medição da velocidade do vento através de aparelhos registradores e, como em qualquer medição, é suscetível a erro. Além disso, não há registros das velocidades do vento para todas as regiões do país, sendo muitas vezes necessárias aproximações com base na Figura 2 do Apêndice C. Existem, ainda, outras incertezas envolvidas na determinação da velocidade básica do vento, tais como a rugosidade da região de implantação da linha, o intervalo de tempo necessário para que o obstáculo responda à ação do vento e o período de retorno adotado.

Portanto, a determinação mais adequada do carregamento das torres de LT's e, conseqüentemente, das fundações, é através de uma análise não-determinística, considerando a velocidade básica do vento como uma variável aleatória. Todavia, antes da definição do modelo probabilístico para a solicitação, faz-se necessária uma breve apresentação do procedimento determinístico para a obtenção do valor do carregamento resultante da ação do vento sobre a torre com base na NBR5422. São desconsideradas a ação do vento sobre a cadeia de isoladores e a ação do vento sobre os cabos condutores e pára-raios, já que essa depende de uma situação específica devida ao vão de vento. Esses procedimentos são mais simples que o da ação do vento sobre a torre.

### 7.3.1 Ação de vento segundo NBR5422

Tanto a NBR5422 quanto a IEC60826 tratam a ação do vento mediante uma pressão dinâmica de referência  $q_0$ , fornecida pela seguinte expressão:

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho V_P^2 \quad (7.2)$$

onde  $\rho$  é a massa específica do ar, em  $\text{kg/m}^3$  e  $V_P$  é a velocidade do vento de projeto, em  $\text{m/s}$ .

O valor da massa específica do ar é determinado pela expressão:

$$\rho = \frac{1,263}{1 + 0,00367t} \times \frac{16000 + 64t - ALT}{16000 + 64t + ALT} \quad (7.3)$$

onde  $t$  é a temperatura coincidente, em °C e  $ALT$  é altitude média da região de implantação da linha, em metros.

Por sua vez, a velocidade do vento de projeto é determinada a partir de uma velocidade básica do vento ( $V_b$ ) corrigida para levar em consideração a 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, conforme seguinte equação:

$$V_p = K_r K_d \left( \frac{H_{mi}}{10} \right)^{\frac{1}{n}} V_b \quad (7.4)$$

onde  $K_r$  é o coeficiente de rugosidade,  $K_d$  é a relação entre os valores médios do vento a 10 m de altura do solo para diferentes períodos de integração e rugosidade de terreno e  $(H_{mi}/10)^{1/n}$  é o fator de correção da velocidade de vento para alturas diferentes. O parâmetro  $n$  depende da rugosidade do terreno e do período de integração.

No que segue,  $K_r$  assume o valor 1, considerando um terreno aberto com poucos obstáculos, comum ao longo das LT's e  $K_d$  é igual a 1,0. O período de integração do vento considerado é de 2 segundos para a ação do vento sobre a torre e as cadeias de isoladores e, finalmente,  $n$  é igual a 12. Esses e outros valores podem ser obtidos a partir das tabelas 1 e 2 e da Figura 1 do Apêndice C.

O valor da velocidade básica do vento pode ser obtido através da Figura 2 do Apêndice C, sugerida pela norma NBR 5422.

A partir da pressão dinâmica de referência determina-se a ação do vento. O procedimento indicado pela NBR 5422 para a avaliação do efeito de vento direto nas torres sugere que ela seja subdividida em troncos (módulos) de comprimentos  $l$  menores que 10 m. A velocidade do vento deve ser corrigida pela altura de cada centro de gravidade dos troncos. No caso de torres metálicas constituídas por painéis treliçados de seção transversal retangular, o esforço do vento,  $A_t$  (em N), atuante no centro de gravidade do painel  $m_i$ , cuja altura é denominada  $H_m$ , pode ser avaliado pela expressão seguinte:

$$A_t = q_0 (1 + 0,2 \text{sen}^2 2\theta) (S_{T1} C_{xT1} \text{sen}^2 \theta + S_{T2} C_{xT2} \cos^2 \theta) \quad (7.5)$$

onde  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência (equação 7.2),  $\theta$  é o ângulo de incidência do vento conforme a Figura 7.1,  $S_{T1}$  e  $S_{T2}$  são a área líquida total (em  $m^2$ ) de cada face projetada ortogonalmente sobre o plano vertical situado na direção das faces 1 e 2,  $C_{xT1}$  e  $C_{xT2}$  são o coeficiente de arrasto próprio das faces 1 e 2, tudo respectivamente, para um vento perpendicular a cada face, tomado conforme a Figura 7.1, que já leva em consideração as faces de sota-vento e barlavento.

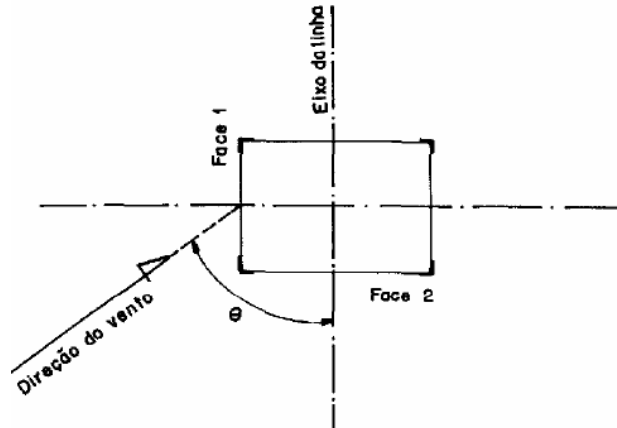


Figura 7.1 – Ângulo de incidência do vento (NBR5422).

Para simplificar a análise não-determinística do problema, considera-se apenas o vento transversal máximo. Portanto, o ângulo de incidência do vento  $\theta$  é igual a  $90^\circ$ , tornando a equação 7.5 mais simples.

### 7.3.2 Esforços Globais

É comum no cálculo determinístico de uma fundação para suporte de LT considerar os máximos carregamentos de tração e compressão entre todas as hipóteses avaliadas. Esses carregamentos máximos podem ocorrer em qualquer perna na torre. No entanto, para a consideração da ação do vento como uma variável aleatória não é útil a determinação de valores máximos para os carregamentos, pois esses devem ser definidos em função da velocidade básica do vento,  $V_b$ . Portanto, define-se uma função de estado limite explicitando  $V_b$  com base na equação 7.5, que contribui para a determinação dos esforços globais no centro da base da torre.

Têm-se como esforços globais no centro da base da torre as cargas gravitacionais, provenientes do peso próprio da torre, cabos condutores e pára-raios e cadeia de isoladores, o momento e o esforço horizontal do vento, esse último absorvido e equilibrado diretamente pelo terreno.

As solicitações são avaliadas em termos de tensões aplicadas ao terreno, que, nesse caso, não são uniformes devido ao momento causado pela presença do esforço do vento (Figura 7.2). Assim sendo, no centro da base da torre tem-se:

$$\sigma_{Nglobal} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (7.6)$$

onde  $\sigma_{Nglobal}$  é a tensão normal global, N é a soma das cargas gravitacionais, A é a área da fundação, M é o momento global no centro da torre, considerando a profundidade de assentamento da fundação, e W é o módulo de resistência da fundação.

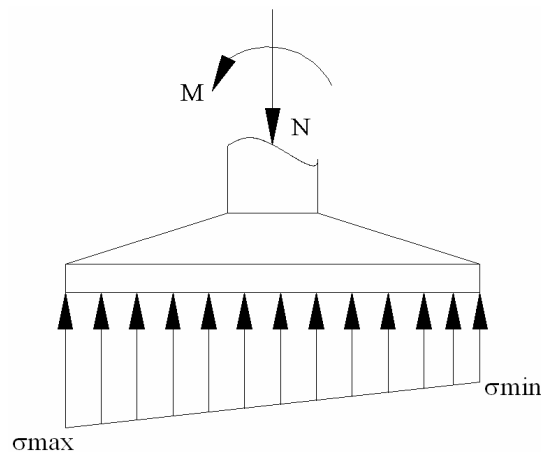


Figura 7.2 -Tensões na base da fundação.

O momento global máximo no centro da torre é avaliado pelo somatório dos produtos da altura do ponto médio dos módulos da torre pelo esforço horizontal do vento em cada módulo da torre,  $A_{ti}$ , conforme a equação (7.7).

$$M = \left( \sum_{i=1}^m A_{ti} h_i \right) \quad (7.7)$$

onde m é o número de módulos da torre e  $h_i$  é a altura do ponto médio de cada módulo ao ponto equivalente à profundidade de assentamento.

Como a velocidade básica de vento é uma variável aleatória, a tensão também será uma variável aleatória. Considerando as equações (7.2), (7.3), (7.4),

(7.5), (7.6) e (7.7) é possível escrever a tensão aplicada no solo,  $\sigma_s$ , para cada fundação isolada, como uma função explícita da velocidade do vento (equação 7.8), onde  $d_p$  é a distância entre as pernas da torre, útil para determinar o binário que equilibra o momento global.

$$\sigma_s = \frac{N + \left( \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} \rho K_r^2 K_d^2 \left( \frac{H_{m_i}}{10} \right)^{\frac{2}{n}} V_b^2 (S_{T1} C_{xT1}) h_i \right)}{A d_p} \quad (7.8)$$

Essa relação é muito útil para a avaliação da probabilidade de falha devido à ruptura da fundação através do método *First Order Reliability Method* (FORM, anexo B).

### 7.3.3

#### Modelo probabilístico para a Velocidade Básica do Vento

Para a consideração da velocidade básica de vento,  $V_b$ , como variável aleatória é necessário determinar sua distribuição probabilística. A análise de informações meteorológicas tem mostrado que a distribuição de ventos máximos anuais pode ser representada com boa aproximação por uma lei de distribuição de valores extremos. Nesse caso, a distribuição Tipo I para máximo (Gumbel) é adotada, conforme sugere a NBR5422. A função de distribuição acumulada e a função de densidade ou probabilidade desse tipo de distribuição estão apresentadas no Apêndice D.

### 7.4

#### Modelagem da Resistência

Segundo Bowles (1988), alguns métodos empíricos auxiliam na obtenção da capacidade de carga última da fundação. Esses métodos baseiam-se em modelos desenvolvidos em menor escala e não produzem resultados precisos quando comparados ao comportamento estrutural *in situ*. Além disso, existe a influência da aleatoriedade dos parâmetros dos solos. Todavia, esses métodos são largamente aplicados em projetos de engenharia orientando o dimensionamento



determinístico de fundações e outras estruturas que envolvem a interação com o solo.

Dentre esses métodos, a Teoria de Terzaghi foi a primeira a ser desenvolvida, servindo de referência para as demais metodologias. Atualmente é, ainda, uma das mais conhecidas e empregadas. Assim sendo, adota-se esse método para avaliar a capacidade de suporte da fundação, brevemente apresentado a seguir.

#### 7.4.1 Equação de Terzaghi

A equação de Terzaghi origina-se a partir de uma pequena modificação na Teoria da Capacidade de Carga desenvolvida por Prandtl, usando a Teoria da Plasticidade para analisar o punçãoamento de uma base rígida em um material flexível (Bowles, 1988).

A capacidade de carga de fundações superficiais, inicialmente abordada por Terzaghi, considera uma fundação corrida de largura  $B$  a uma profundidade  $D$ , de acordo com as indicações da Figura 7.3, em solo resistente, sendo, portanto, a ruptura do tipo geral.

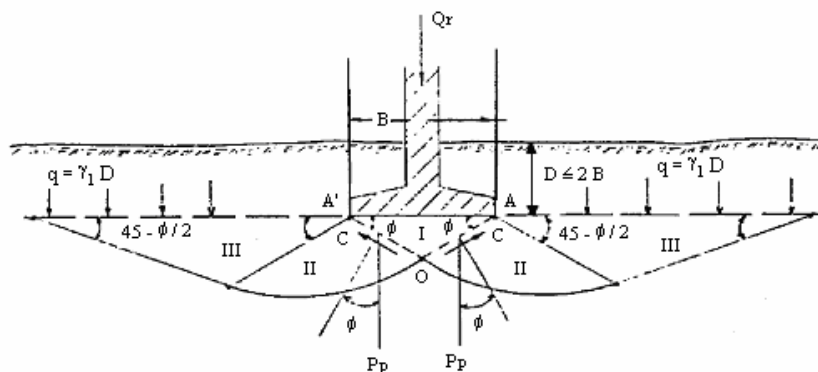


Figura 7.3 – Modelo de Terzaghi (PUC-Rio, 2002).

Conforme Terzaghi, o solo imediatamente abaixo da fundação forma uma cunha (I) que se desloca verticalmente forçando o solo adjacente a produzir duas zonas de cisalhamento, sendo a primeira radial (II) e a segunda linear (III). A análise de ruptura nessas condições fornece a seguinte equação para capacidade de suporte na ruptura:

$$q_{ult} = CN_c s_c + qN_q + 0,5\gamma bN_\gamma s_\gamma \quad (7.9)$$

onde  $C$  é a coesão do solo,  $q$  é a pressão efetiva na cota de assentamento da fundação,  $b$  é a menor largura da sapata e  $\gamma$  é o peso específico do solo na cota de assentamento da fundação. Os fatores de capacidade de carga  $N_i$  dependem exclusivamente do ângulo de atrito interno,  $\phi$ , e são obtidos a partir do conjunto de equações 7.10. Os fatores de forma  $s_i$  consideram a forma da fundação, tendo em vista que a equação 7.9 é válida somente para fundações corridas com  $B$  e  $D$  da mesma ordem de grandeza.

$$N_q = \frac{\left( e^{(0,75\pi - \phi/2)\tan\phi} \right)^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad (7.10)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

Os fatores de capacidade de carga  $N_i$  são substituídos na equação 7.9 por suas respectivas equações, definindo diretamente a capacidade de carga em função do ângulo de atrito, conforme a equação 7.11.

$$q_{ult} = C s_c \left( \frac{e^{(0,75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right) \cot\phi + q \frac{e^{(0,75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} + 0,5 \gamma b s_\gamma \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (7.11)$$

Essa relação representa a parcela da capacidade da função de estado limite da estabilidade externa da fundação.

#### 7.4.2 Modelo Probabilístico para as Propriedades do Solo

O termo “propriedades do solo” refere-se a um conjunto de características de uma porção do substrato que contribui para a resposta ao carregamento ou a outras ações. Tais propriedades incluem a estatigrafia, ou seja, os limites contendo um único tipo de solo, e os parâmetros físicos e mecânicos de cada unidade do solo, como por exemplo, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento. Distinguem-se três principais origens para as incertezas das propriedades do solo: variabilidade espacial, ensaios de solo limitados e imprecisão do método de investigação do solo. A variabilidade espacial relaciona-se à variação das propriedades dentro de uma mesma unidade de solo. Pode ser caracterizada por uma tendência média de variação dos parâmetros. Dessa forma,

os parâmetros de uma análise geotécnica referem-se, usualmente, às médias das propriedades sobre uma superfície ou volume e suas incertezas referem-se às incertezas em torno dessas médias. Os ensaios de solo fornecem dados que são geralmente avaliados para uma pequena porção de um volume significativo de substrato, tornando impossível a reprodução das condições reais de campo em laboratório. Isso implica, necessariamente, em incertezas que podem ser reduzidas a partir de uma quantidade significativa de ensaios. No entanto, não é possível eliminá-las. A imprecisão do método de investigação do solo pode ser causada por interferência na coleta de amostras, por imperfeições durante os ensaios e por fatores humanos na condução dos ensaios e na interpretação dos seus resultados. Mesmo sendo uma fonte de incertezas, a imprecisão do método de investigação tende a ser excluída da análise probabilística, pois erros grosseiros na coleta de amostras, na condução dos ensaios e na interpretação dos ensaios podem ser evitados através do controle de qualidade nos procedimentos. Considerando que são realizados ensaios em quantidade e qualidade suficientes para reduzir as incertezas em torno desses, admite-se que as incertezas dos solos provêm da variação das propriedades dentro de uma mesma unidade de solo.

Como o interesse é a determinação da capacidade de suporte do solo através da equação de Terzaghi, as incertezas do problema estão relacionadas às seguintes propriedades do solo: a coesão, o peso específico e o ângulo de atrito.

A consideração de uma distribuição de probabilidade normal para as propriedades do solo é bastante comum na análise de confiabilidade geotécnica. Todavia essa simplificação pode conduzir a inconsistências físicas, tal como valores negativos para a resistência ao cisalhamento. A fim de evitar esse tipo de inconsistência, é recomendável a adoção das distribuições log-normal para as propriedades do solo, as quais são estritamente positivas (Baker et al, 2006). As funções da distribuição probabilística log-normal estão apresentadas na tabela do Apêndice D.

## **7.5 Rotinas Computacionais**

A análise de confiabilidade é realizada através do programa FERUM ([www.ce.berkeley.edu/FERUM/](http://www.ce.berkeley.edu/FERUM/)), que é um código aberto desenvolvido em

linguagem para MATLAB voltado ao desenvolvimento de análises de confiabilidade estrutural conjuntamente com modelos de elementos finitos, ou independentemente deles.

Os seguintes aspectos estão incluídos na versão 3.0 do FERUM:

- Análise de confiabilidade de Primeira-ordem (FORM – ver anexo B);
- Análise de confiabilidade através de simulação de amostragem por importância;
- Definição de uma função de estado limite tanto por expressões analíticas em termos de variáveis aleatórias básicas quanto por deslocamentos obtidos por análise de elementos finitos;
- Cálculo dos fatores de importância dos parâmetros aleatórios;
- Definição das distribuições de probabilidade para as variáveis aleatórias, considerando as distribuições normal, lognormal, uniforme e beta. A distribuição de probabilidade conjunta para o caso das variáveis aleatórias dependentes são consideradas como sendo do tipo Nataf;
- Emprego de um código relativamente simples de elementos finitos para avaliação da função de estado limite formulada em termos de deslocamentos. O programa oferece ainda a opção de caracterizar como aleatórias várias propriedades relativas à força, à geometria e aos materiais;
- Cálculos de gradiente tanto por diferenciação direta quanto pelo método das diferenças finitas. O método da diferenciação direta está incluído nos códigos de elementos finitos fornecidos como parte do programa FERUM;
- Opção de um campo aleatório simples, permitindo que o módulo de elasticidade seja caracterizado como um campo aleatório para uma estrutura unidimensional. Adicionalmente, é fornecido um pacote de funções para campos aleatórios mais avançados;
- Disponibilização de um pacote para análise de confiabilidade de sistemas. O sistema pode ser formulado por conjuntos de reduções mínimas em termos de funções de estado limite especificadas;
- Disponibilização de uma função de “conexão” para atuar como interface entre o FERUM e o código de elementos finitos não-linear FedasLab;
- Fornecimento de exemplos de arquivos de entrada;

O FERUM satisfaz os conceitos da ferramenta MATLAB, no sentido que ele é constituído por um conjunto de funções que o usuário pode utilizar separadamente. Cada subrotina/função do pacote FERUM é um novo comando do MATLAB. Existe uma subrotina externa que é uma função que comanda diversos tipos de análise através do uso de uma caixa de ferramentas. Assim, o usuário pode facilmente executar uma análise de confiabilidade sem necessariamente entender a estrutura de comando e listas de argumentos de todas as funções.

O programa FERUM é uma função de interface com o usuário que utiliza os dados que este cria na área de trabalho do MATLAB para executar a análise. Assim, o usuário, primeiramente, cria um arquivo de entrada como variáveis na área de trabalho, e então, edita o comando *ferum* no MATLAB para iniciar a subrotina externa e executar a análise.

Apresenta-se, brevemente a seguir, uma visão geral das estruturas de dados necessárias para a execução de uma análise com o FERUM.

O *probddata* contém as informações sobre as distribuições marginais e a matriz de correlação para as variáveis aleatórias. O *femodel* contém informações sobre o modelo de elementos finitos, tais como nós, elementos, forças etc. No *analysisopt*, o usuário fornece valores e *flags* para várias opções de análise, como por exemplo, o número de iterações no algoritmo para encontrar o ponto de projeto e o método para calcular o gradiente. O *gfundata* contém os dados da função do estado limite. O *randonfield* contém o campo aleatório possível. E, finalmente, o *systems* contém as especificações necessárias para executar uma análise de confiabilidade do sistema.

Essas estruturas de dados são carregadas na área de trabalho, através do nome do arquivo (sem a extensão .m) como um comando no MATLAB. Uma análise pode ser executada editando o comando *ferum* no MATLAB e escolhendo o tipo de análise desejada no menu apresentado.

O Anexo B apresenta trechos do arquivo *inputfile\_template.m*, que é um arquivo de entrada explicativo incluído no *ferumcode* e no qual as estruturas de dados necessárias à execução da análise de confiabilidade são exemplificadas.

## 7.6

### Avaliação da Probabilidade de Falha e do Risco para fundações existentes na Bacia do Prata

Dada a grandeza e a importância do potencial hidrelétrico brasileiro concentrado na Bacia do Prata, são avaliadas as probabilidades de falha de algumas fundações existentes nessa região com recursos da Confiabilidade Estrutural. São também calculados custos de reposição da fundação e da torre e a perda financeira devido à falha do sistema elétrico.

Apesar do número de fundações ser muito grande, são selecionadas algumas fundações representativas em sapata e em tubulão da LT 230 kV Chavantes-Botucatu e da LT 525 kV Salto Santiago-Ivaiporã-Cascavel Oeste. Tais linhas juntas apresentam os tipos de torre e fundação mais comuns na região eleita e têm um acervo amplo de informações disponíveis.

A Tabela 7.1 mostra os conjuntos torre x terreno x fundação considerados na análise de confiabilidade.

Tabela 7.1 – Exemplos avaliados de fundações existentes em torres de suspensão na Bacia do Prata.

Fundações		LT	Torre	Solos	
S1	Sapata	$h_e = 1,50$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Estaiada 42 m	7
		$b = 1,40$ m			
S2	Sapata	$h_e = 2,0$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Estaiada 42 m	5
		$b = 1,90$ m			
S3	Sapata	$h_e = 2,80$ m	LT 230 kV Chavantes-Botucatu	Autoportante 42,2 m	6
		$b = 1,90$ m			
S4	Sapata	$h_e = 3,05$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Autoportante 49,5 m	7
		$b = 3,05$ m			
S5	Sapata	$h_e = 3,30$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Autoportante 49,5 m	6
		$b = 3,30$ m			
T1	Tubulão	$h_e = 5,50$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Estaiada 42m	6
		$b = 1,80$ m			
T2	Tubulão	$h_e = 4,50$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Estaiada 42m	7
		$b = 1,40$ m			
T3	Tubulão	$h_e = 6,50$ m	LT 230 kV Chavantes-Botucatu	Autoportante 42,2 m	4
		$b = 1,50$ m			
T4	Tubulão	$h_e = 7,00$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Autoportante 49,5 m	6
		$b = 1,90$ m			
T5	Tubulão	$h_e = 5,90$ m	LT 525 kV Salto Santiago-Cascavel Oeste	Autoportante 49,5 m	7
		$b = 1,90$ m			

Com base na combinação das equações 7.8 e 7.11 apresentadas anteriormente, a função do estado limite associada à estabilidade externa com foco na relação entre a compressão máxima na base da fundação e a capacidade de suporte do solo é a seguinte

$$G(R_s) = R - S = \sigma_{\text{Resistência}} - \sigma_{\text{Solicitação}} = \sigma_R - \sigma_S \quad (7.12)$$

onde:

$$\sigma_R = C_s c \left( \frac{e^{(0,75\pi - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right) \cot \phi + q \frac{e^{(0,75\pi - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} + 0,5 \gamma_b s \gamma \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (7.13)$$

$$\sigma_S = \frac{N + \left( \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} \rho K_r^2 K_d^2 \left( \frac{H_{m_i}}{10} \right)^{\frac{2}{n}} V_b^2 (S_{T1} C_{xT1}) h_i \right)}{A} \quad (7.14)$$

As variáveis aleatórias consideradas na análise de confiabilidade das fundações são: coesão,  $C$ , ângulo de atrito,  $\phi$ , peso específico,  $\gamma_s$ , e velocidade básica do vento,  $V_b$ . A Tabela 7.2 resume as variáveis aleatórias consideradas e suas respectivas médias e coeficientes de variação.

Tabela 7.2 – Variáveis aleatórias, médias e coeficientes de variação.

SOLOS												
V.a.'s	Solo 2		Solo 3		Solo 4		Solo 5		Solo 6		Solo 7	
	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	14	0,07	16	0,07	12	0,07	16	0,07	13	0,07	15	0,07
$\phi$ (°)	20	0,13	25	0,13	25	0,13	30	0,13	24	0,13	29	0,13
$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	20	0,14	40	0,14	30	0,14	20	0,14	15	0,14	20	0,14
VENTO												
$V_b$ (m/s)	Torre autoportante LT Chavantes-Botucatu				Torre autoportante LT S.Santiago-Cascavel O.				Torre estaiada LT S.Santiago-Cascavel O.			
	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$	$\mu$	$\delta$
	21,0	0,12	23,0	0,12	23,0	0,12	23,0	0,12	23,0	0,12	23,0	0,12

$\delta$  = desvio padrão / média

Os valores médios das propriedades do solo são obtidos diretamente da memória de cálculo das fundações, sem a consideração de fatores de segurança. O valor médio da velocidade básica de vento é determinado a partir do valor dessa variável na memória de cálculo da torre, considerando-o como o máximo ocorrido em um período de 50 anos.

Inicialmente, as probabilidades de falha são determinadas pelo método analítico FORM e pela Simulação de Monte Carlo (ver Anexo B), com o intuito de verificar se a alta não linearidade da função de estado limite prejudicaria os resultados do método FORM. Uma vez que os resultados obtidos pelos dois métodos mostram-se muito próximos, prossegue-se na avaliação das probabilidades de falha empregando apenas o FORM, que é uma ferramenta mais rápida. O gráfico da Figura 7.4 apresenta a probabilidade de falha das fundações avaliadas.

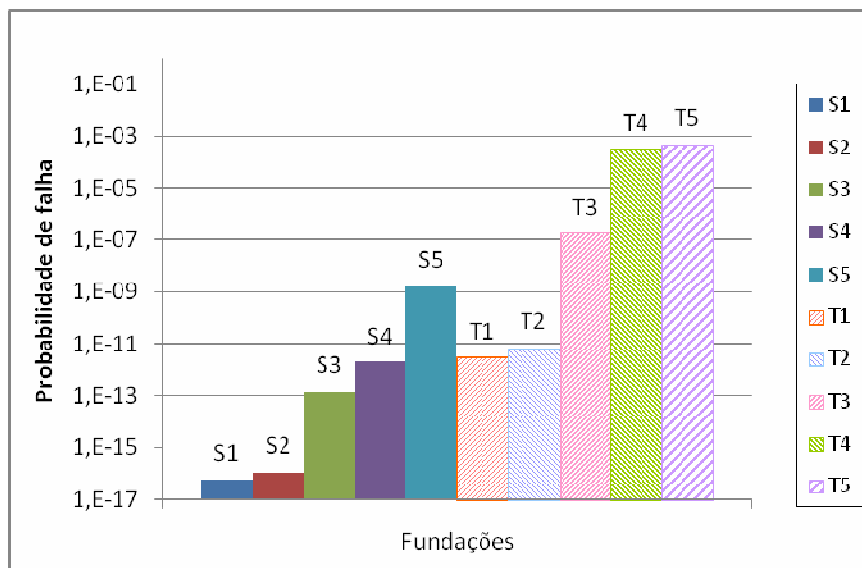


Figura 7.4 – Probabilidades de falha para fundações existentes na Bacia do Prata.

Para o critério selecionado para a análise de confiabilidade, ou seja, tensão de compressão na base das fundações, verifica-se que os valores das probabilidades de falha para as fundações em tubulão são, no geral, maiores que para as fundações em sapata.

Analisando as informações obtidas da memória de cálculo das fundações aqui avaliadas, identifica-se que, na verificação da tensão de compressão na base, as sapatas apresentam uma margem de segurança relativamente maior que os tubulões. A consideração de uma margem de segurança um pouco mais elevada



para as sapatas no dimensionamento determinístico reflete na análise não-determinística, que aponta valores de  $pf$ 's maiores para os tubulões.

Porém, para as sapatas terem maior confiabilidade é exigido investimento financeiro mais elevado, uma vez que o custo inicial para a implantação desse tipo fundação é maior em função dos maiores volumes de concreto e escavação, maior área de formas e maior quantidade de aço.

O nível de probabilidade de falha proposto pelo Joint Committee on Structural Safety (JCSS, [www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch)) para estruturas existentes varia entre  $10^{-3}$  e  $10^{-6}$  (Baker et al., 2006 e Diamantidis et al., 2007). Dado esse limiar, verifica-se que as fundações avaliadas apresentam probabilidade de falha inferior. Pode-se concluir que, levando em conta a abordagem sugerida, as fundações estão, no geral, superdimensionadas. Os tubulões T4 e T5 encontram-se próximo ao limite proposto pelo JCSS (Baker et al., 2006), sendo, dentre os casos estudados, os que apresentam a melhor relação custo-benefício, para o critério proposto.

Em um ambiente competitivo como o que envolve o sistema elétrico, não é suficiente que as estruturas sejam projetadas levando-se em conta apenas a sua função estrutural. É importante considerar o custo total de construção e operação da estrutura, bem como a capacidade de geração de lucro da mesma. Para estruturas dedicadas diretamente à atividade produtiva, como as estruturas de linhas de transmissão, que, geralmente, não envolvem perda de vida humana quando falham, (LT's com tensões acima de 138 kV, geralmente, estão ao longo de áreas isoladas), é a capacidade de geração de lucro e a continuidade e qualidade do serviço prestado que devem ser, principalmente, observadas.

Cabe ainda ressaltar que as linhas de transmissão da Bacia do Prata, além de aumentarem o intercâmbio eletroenergético entre as regiões Sul-Sudeste e contribuir para a melhoria da qualidade do abastecimento de energia na região, fazem parte do Sistema Integrado Nacional (SIN). O SIN é responsável por transferir e exportar excedentes de energia elétrica gerados por usinas hidráulicas em uma região com níveis de armazenamento elevados para outras regiões com deficiência energética. Portanto, a falha na transmissão de energia de uma linha provoca transtornos sociais e econômicos não apenas a uma determinada região por ela abastecida, como para todo o país, podendo gerar processos indenizatórios bastante perturbadores e de valores elevados.

Tanto o custo total da estrutura quanto sua capacidade de geração de lucro estão diretamente ligados ao risco que a construção e operação da mesma oferecem. O risco deve ser entendido como o produto de um custo de falha pela probabilidade de que essa falha aconteça. Considera-se, neste trabalho, que a falha está relacionada à ruptura da fundação acompanhada da queda da torre, havendo, portanto, interrupção na transmissão de energia elétrica.

Dado esse cenário, faz-se a avaliação do risco financeiro de reposição da estrutura, Figura 7.5, que também pode ser designado de custo esperado de reposição da estrutura. Para isso, são empregados os valores das probabilidades de falha de algumas fundações existentes na Bacia do Prata, além dos valores gastos com o material, com a mão-de-obra e com todos os demais recursos necessários à reposição da fundação da torre e de seus elementos. O risco financeiro diário associado a não comercialização da energia também é avaliado e ilustrado na Figura 7.6. Tudo isso referente às linhas Chavantes-Botucatu e Salto Santiago-Ivaiporã-Cascavel Oeste.

Embora represente a maior parcela do prejuízo financeiro causado por uma falha na fundação e a conseqüente interrupção do sistema elétrico, as multas estabelecidas pela ANEEL não estão incluídas no custo total, pois seus valores não dependem apenas das características da linha e não têm relação alguma com a fundação.

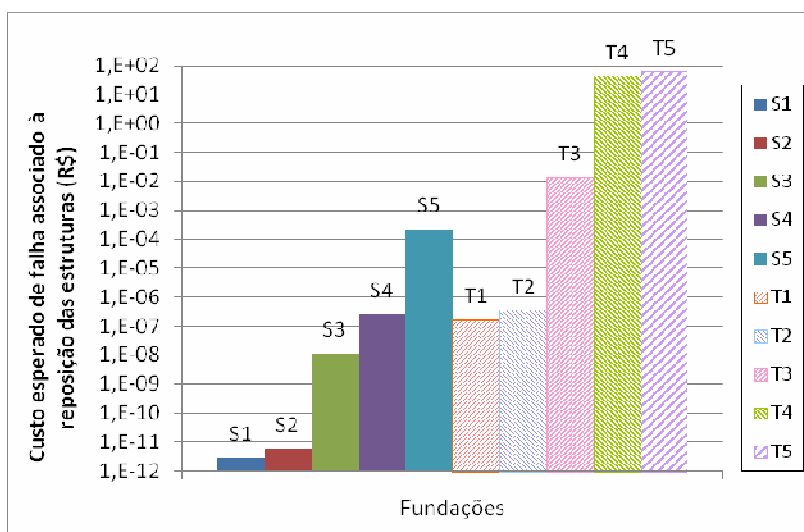


Figura 7.5 – Risco associado ao custo de reposição das estruturas.

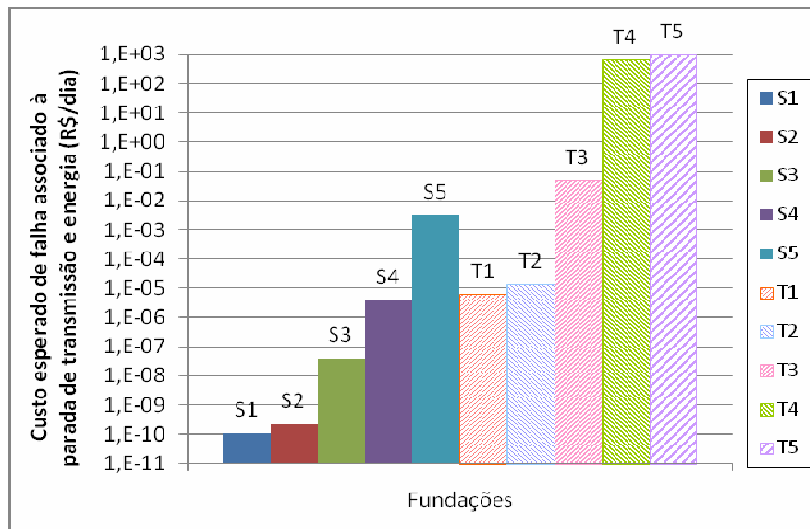


Figura 7.6 – Risco associado à falha por dia do sistema elétrico.

Conforme se pode observar na Figura 7.5, os valores do custo esperado de reposição não são representativos, pois as probabilidades de falha e os gastos são baixos.

A análise de risco de falha de algumas fundações existentes na Bacia do Prata mostra que as parcelas não estruturais dominam o custo. Sabe-se que os valores das multas estabelecidas pela ANEEL e das indenizações a terceiros são muito maiores que os valores apresentados pelos resultados aqui obtidos. Além disso, percebe-se que o valor da perda monetária devido à falha na transmissão de energia durante apenas 24 horas é maior que o custo necessário para a reposição das estruturas. Pode-se concluir, portanto, que um projeto super dimensionado não representa grande perda econômica, como no caso das sapatas, enquanto um projeto sub-dimensionado pode causar insuportáveis prejuízos (Verzenhassi, 2008).

A análise de risco dos exemplos de fundações avaliadas encontra-se resumida na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Análise de risco dos exemplos avaliados de fundações existentes na Bacia do Prata.

Fundações		LT	Torre de Suspensão	Solos	$P_f$	Custo da reposição da estrutura <sup>1</sup> (R\$)	Resultado não realizado (R\$/dia)	Custo total <sup>2</sup>	Risco relativo à reposição	Risco diário relativo à parada de transmissão de energia	
S1	Sapata	$h_e = 1,50$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Estaiada 42 m	7	5,50E-17	50.274	2.016.000	2.066.274	2,8E-12	1,1E-10
		$b = 1,40$ m									
S2	Sapata	$h_e = 2,0$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Estaiada 42 m	6	1,11E-16	51.738	2.016.000	2.067.738	5,7E-12	2,2E-10
		$b = 1,90$ m									
S3	Sapata	$h_e = 2,80$ m	LT 230 kV Chavantes-Botucatu	Autoportante 42,2 m	5	1,38E-13	80.824	273.600	354.424	1,1E-08	3,8E-08
		$b = 1,90$ m									
S4	Sapata	$h_e = 3,05$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Autoportante 49,5 m	7	1,91E-12	139.309	2.016.000	2.155.309	2,7E-07	3,8E-06
		$b = 3,05$ m									
S5	Sapata	$h_e = 3,30$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Autoportante 49,5 m	6	1,57E-09	145.789	2.016.000	2.161.789	2,3E-04	3,2E-03
		$b = 3,30$ m									
T1	Tubulão	$h_e = 5,50$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Estaiada 42m	6	2,93E-12	54.750	2.016.000	2.070.750	1,6E-07	5,9E-06
		$b = 1,80$ m									
T2	Tubulão	$h_e = 4,50$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Estaiada 42m	7	6,59E-12	53.082	2.016.000	2.069.082	3,5E-07	1,3E-05
		$b = 1,40$ m									
T3	Tubulão	$h_e = 6,50$ m	LT 230 kV Chavantes-Botucatu	Autoportante 42,2 m	4	1,71E-07	78.856	273.600	352.456	0,01	0,05
		$b = 1,50$ m									
T4	Tubulão	$h_e = 7,00$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Autoportante 49,5 m	6	2,97E-04	144.013	2.016.000	2.160.013	43	599
		$b = 1,90$ m									
T5	Tubulão	$h_e = 5,90$ m	LT 525 kV Santiago-Cascavel	Autoportante 49,5 m	7	4,57E-04	135.901	2.016.000	2.151.901	62	921
		$b = 1,40$ m									

1 – Considera o custo do material da nova torre, o custo de montagem da mesma e o custo da fundação (incluindo material, mão de obra e custo da escavação do solo).

2 – Custo total = Custo da reposição da estrutura + Resultado não realizado.

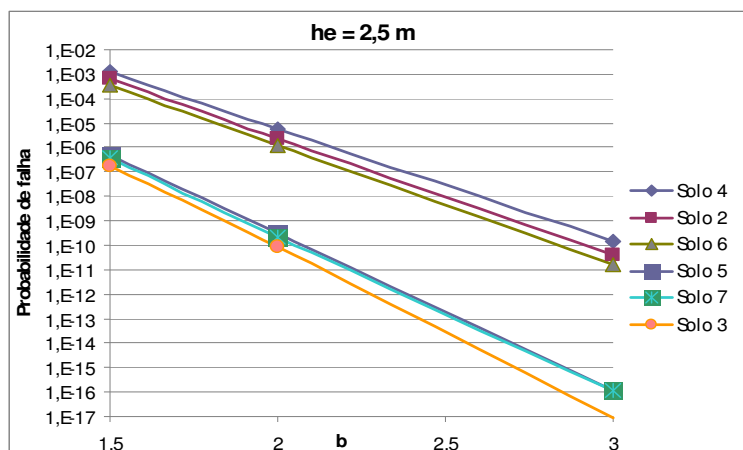
## 7.7 Estudo Paramétrico

Para os solos encontrados na Bacia do Prata, considerando a torre em suspensão autoportante da LT 230 kV Chavantes-Botucatu e a fundação do tipo sapata, avalia-se o comportamento da probabilidade de falha em relação à geometria da fundação e ao tipo de solo através de um estudo paramétrico. Varia-se o valor da profundidade de assentamento,  $h_e$ , e da menor dimensão da base da fundação,  $b$ .

Admitem-se sapatas quadradas com dimensões de base iguais a 1,5 m, 2,0 m e 3,0 m. Já as profundidades de assentamento são tomadas iguais a 2,5 m, 3,0 m e 3,5 m, por serem esses os valores mais próximos daqueles encontrados com mais frequência nos projetos das LT's analisados.

A Figura 7.7 mostra os resultados do estudo paramétrico agrupados de acordo com a profundidade de assentamento.

Um aspecto importante a ser observado é o comportamento da probabilidade de falha em função da variação do tipo de solo. Identifica-se a formação de dois grupos distintos de curvas de probabilidade de falha: o primeiro formado pelos solos 2, 4 e 6, que exibem  $P_f$  mais altas, e o segundo formado pelos solos 3, 5 e 7, que exibem  $P_f$  mais baixas. O primeiro grupo representa solos mais fracos, cujos valores de propriedades são mais baixos em relação às propriedades do segundo grupo, que representa solos mais resistentes. Conseqüentemente, os solos do primeiro grupo apresentam uma tensão de ruptura de Terzaghi menor que a do segundo grupo, justificando, assim, a obtenção de menores valores de  $P_f$ .



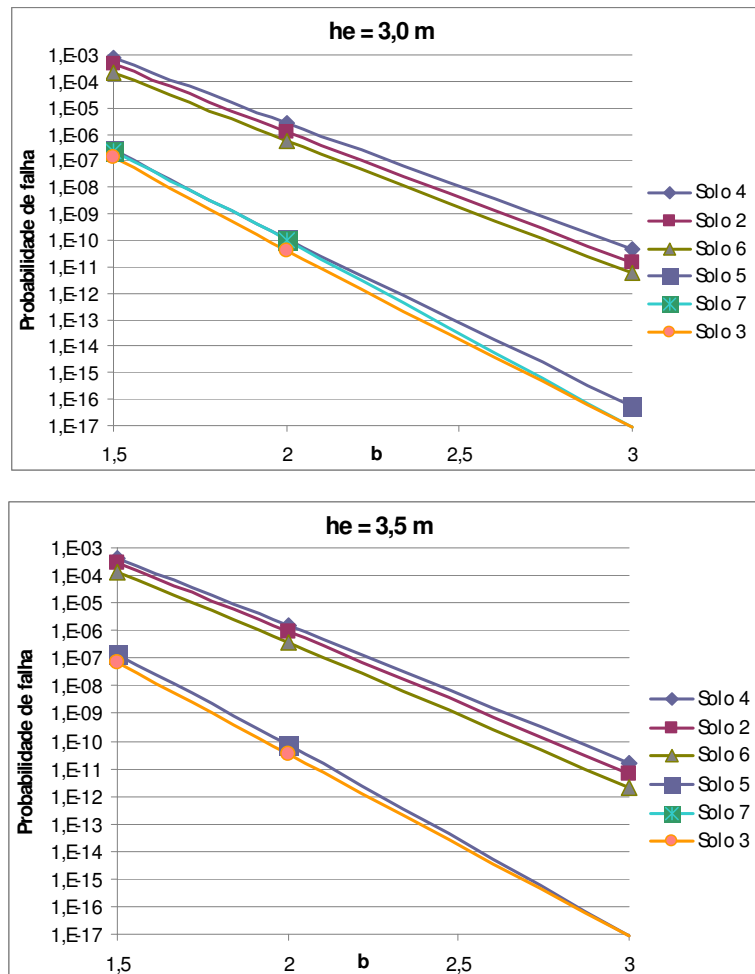


Figura 7.7 – Resultados do estudo paramétrico.

Ainda, analisando os gráficos da Figura 7.7, observa-se que aumentando a profundidade de assentamento,  $h_e$ , e a base da fundação,  $b$ , menores valores de probabilidade de falha são exibidos. Todavia, percebe-se que a influência da profundidade  $h_e$  é pouco expressiva em relação à influência da dimensão da base  $b$ . Enquanto o aumento de  $h_e$  diminui a probabilidade de falha na ordem de  $10^{-1}$ , o aumento de  $b$  diminui o valor de  $P_f$  em  $10^{-11}$ , aproximadamente. Sabe-se que o aumento tanto de  $h_e$  quanto de  $b$  contribui para uma maior tensão de ruptura do solo, o que conseqüentemente, diminui a probabilidade de falha. Todavia, a influência mais expressiva de  $b$  para a redução da probabilidade de falha é justificada pela maior contribuição desse parâmetro na redução da tensão atuante na base da fundação.

## 7.8 Sensibilidade da probabilidade de falha

Outro tipo de avaliação realizada no estudo relaciona-se aos fatores de importância das variáveis aleatórias. Tais fatores permitem a análise de sensibilidade da probabilidade de falha em relação às variáveis aleatórias.

Uma das etapas do FORM, método analítico adotado para a obtenção da probabilidade de falha, consiste na linearização da função de estado limite através de um hiperplano tangente a essa função no ponto de projeto (Anexo B). Para isso, é determinado o vetor dos cossenos diretores,  $\alpha$ , normal à superfície de falha no ponto de projeto. Cada componente  $\alpha_i$  desse vetor representa um coeficiente de sensibilidade da probabilidade de falha em relação à variável aleatória  $x_i$ . Portanto, se o valor  $\alpha_i^2$  ( $\alpha_i^2 \cong 0$ ) é pequeno em relação à unidade ( $\sum \alpha_i^2 = 1$ ) significa que a variável aleatória  $x_i$  tem pouca influência na probabilidade de falha da estrutura e pode até ser substituída por um valor determinístico na análise de confiabilidade.

A Tabela 7.4 apresenta os valores de  $\alpha_i^2$  correspondente a cada v.a. para um dos exemplos usados no estudo paramétrico, cuja profundidade de assentamento é de 3,0m. Os fatores de importância  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_4$  correspondem, respectivamente, às v.a.'s coesão, peso específico, velocidade básica de vento e ângulo de atrito. Os gráficos da Figura 7.8 ilustram os valores de  $\alpha_i^2$  para esse exemplo.

Tabela 7.4 – Fatores de importância para as fundações em sapata com  $h_e = 3,0$  m.

	Solo 4			Solo 6			Solo 2		
b =	1,5	2,0	3,0	1,5	2,0	3,0	1,5	2,0	3,0
$\alpha_1^2$	0,018	0,015	0,015	0,026	0,023	0,023	0,037	0,032	0,032
$\alpha_2^2$	0,010	0,009	0,009	0,007	0,006	0,007	0,005	0,005	0,006
$\alpha_3^2$	0,699	0,769	0,803	0,741	0,792	0,810	0,792	0,832	0,857
$\alpha_4^2$	0,272	0,206	0,173	0,226	0,179	0,161	0,166	0,131	0,106
	Solo 7			Solo 5			Solo 3		
b =	1,5	2,0	3,0	1,5	2,0	3,0	1,5	2,0	3,0
$\alpha_1^2$	0,027	0,027	0,032	0,019	0,020	0,020	0,042	0,042	0,046
$\alpha_2^2$	0,005	0,005	0,006	0,006	0,007	0,009	0,003	0,003	0,004
$\alpha_3^2$	0,741	0,767	0,857	0,724	0,755	0,767	0,785	0,803	0,799
$\alpha_4^2$	0,227	0,201	0,106	0,251	0,218	0,203	0,170	0,152	0,151

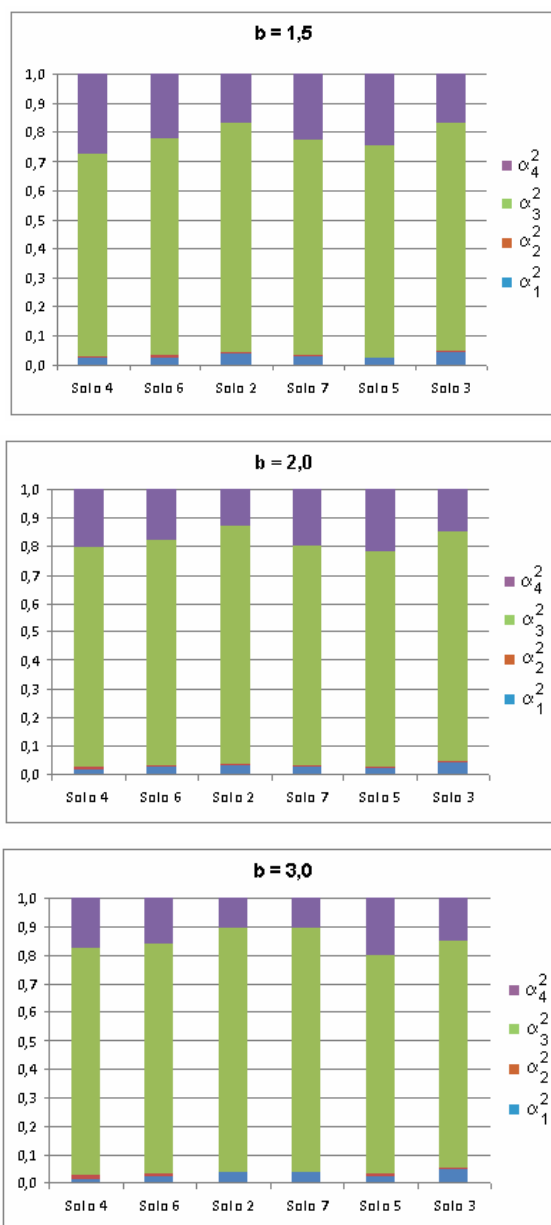


Figura 7.8 – Gráfico comparativo dos fatores de importância.

Observando a Tabela 7.4 e os gráficos da Figura 7.8, nota-se que com o aumento da dimensão da base da fundação, os fatores de importância correspondentes às variáveis do solo assumem valores menores, enquanto que os fatores de importância relativos à velocidade básica do vento aumentam. Entende-se que, para fundações com menores dimensões de base, as propriedades do solo influenciam mais no comportamento probabilístico das estruturas, especialmente o ângulo de atrito. Em contrapartida, a influência da velocidade do vento torna-se cada vez mais relevante à medida que se aumenta a base da fundação. Justifica-se esse comportamento devido à maior contribuição da dimensão da base da



fundação sobre a tensão atuante (solicitação), que é função da velocidade básica do vento, do que sobre a tensão de Terzagui (capacidade), que depende das propriedades do solo.

Portanto, para o desenvolvimento de um projeto de fundação que atenda de maneira satisfatória ao binário desempenho-custo, um maior investimento deve ser feito no estudo das incertezas relativas às variáveis aleatórias, especialmente velocidade básica do vento e ângulo de atrito.