

DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DA PROBABILIDADE DE RUÍNA DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS: ESTUDO DE CASO

DETERMINATION OF RELIABILITY INDEX AND THE RUIN PROBABILITY IN PILE FOUNDATIONS: CASE STUDY

Rodrigo Barros (1); Fabiana Stripari Munhoz (2); Tiago de Jesus Souza (3); José Carlos Angelo Cintra (4); Nelson Aoki (5)

(1) Engenheiro Civil, Doutorando, SET-EESC-USP, barrosrn@sc.usp.br

(2) Engenheira Civil, Doutoranda, SET-EESC-USP, fs-munhoz@uol.com.br

(3) Engenheiro Civil, SGS-EESC-USP, tiagosouza@sc.usp.br

(4) Engenheiro Civil, Professor Titular, SGS-EESC-USP, cintrajc@sc.usp.br

(5) Engenheiro Civil, Professor Doutor, SGS-EESC-USP, nelson.aoki@uol.com.br

Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SET - Departamento de Engenharia de Estruturas; SGS – Departamento de Geotecnia

Avenida Trabalhador Sãocarlense, 400 - CEP 13560-590 - São Carlos – SP - Brasil

Resumo

A engenharia de fundações é a responsável por determinar o tipo de fundação a ser utilizada numa obra, além de representar o elo com a engenharia de estruturas. Nesse aspecto, considera-se que as características do solo, assim como a intensidade das ações provenientes da superestrutura, são fatores determinantes para a escolha do tipo de fundação. A complexidade envolvida nessa decisão conduz a soluções que, em sua maioria, utilizam metodologias determinísticas baseadas apenas em fatores de segurança globais e parciais e que, por suas vezes, não consideram a variabilidade existente nas ações (solicitações) e nas camadas do solo (resistência). Uma metodologia diferente e que considera essa variabilidade é a que realiza o cálculo do índice de confiabilidade, β , e da probabilidade de ruína, cujos valores dependem das formas e disposições das curvas de solicitação e resistência. Por meio do estudo de caso de uma edificação de seis pavimentos utilizando fundações em estacas, apresentam-se os procedimentos de cálculo dessa metodologia, na qual foi utilizado o método semi-empírico proposto por Aoki e Velloso (1975) para previsão da capacidade de carga das estacas.

Palavra-chave: Fundações, confiabilidade, probabilidade de ruína

Abstract

The foundation engineer defines the foundation type of any given structure, besides being the link with the structural engineer. In this aspect, the spatial variability of soil mass properties as well as the variability of load applied to the superstructure are the determinant factors in the choice of the foundation type to be used. In Brazil deterministic approaches based on global and partial safety factors are currently being employed. But, this decision requires due consideration of variability coming from the complex nature of the interaction analysis between the soil and the structure and consequent inadequacy of deterministic approach. This deterministic approach does not consider the actual variability of load effects and the complex variability of resistances of structural and soil materials involved in this analysis. This paper presents a more suitable methodology based on the calculation of the reliability index β that considers the shape and the separation of the statistic distribution curves of load effect and resistance, from which it is possible to estimate the failure probability of a given pile foundation. An example of application of this methodology is the case study of the pile foundation under a six floors building. The procedures for the estimation of failure probability is presented and the variability of pile foundation resistance has been predicted by using the semi-empirical method of Aoki and Velloso (1975).

Keywords: Pile foundations, reliability, failure probability

1. INTRODUÇÃO

Dentre as diversas áreas existentes na engenharia civil, a engenharia de fundações é a que responde pela definição da fundação a ser utilizada numa obra. A escolha do tipo de fundação depende essencialmente de parâmetros técnicos e econômicos que devem ser avaliados pelo engenheiro responsável pelo projeto. Diversos parâmetros a respeito do solo, tais como estratificação do terreno, situações topográficas, assim como a intensidade das ações, disposição das edificações limítrofes e os tipos de fundação possíveis de serem utilizados, são importantes para que se obtenha a melhor solução em termos de fundação adotada.

Ao longo dos anos, a engenharia buscou evitar situações que pudessem conduzir a uma situação indesejada, como por exemplo, a ruína da obra. Quando eventualmente uma obra vem a ruir, inevitavelmente a culpa recai sobre o engenheiro, sendo este muitas vezes execrado pela sociedade e pelos conselhos de classe. De fato, *a ruína de uma obra pode ser consequência de erro humano ou de incompetência profissional*. Todavia, *uma obra pode vir a ruir devido a fatores aleatórios e variáveis que independem da condição humana*, Aoki (2008). Considerar a aleatoriedade dos eventos físicos a que uma estrutura está sujeita, com uso de estatística é um modo de quantificar o risco existente em cada situação, sendo essa a tendência moderna dos projetos e normas de engenharia. Assim, este trabalho apresenta a aplicação detalhada da metodologia para cálculo do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruína utilizando o estudo de caso de um edifício de seis pavimentos.

Na literatura nacional são poucos os exemplos de aplicação dessa metodologia, e que envolve a teoria da confiabilidade. Dentre os exemplos existentes que determinam a probabilidade de ruína de um dado elemento estrutural, ou de um grupo de elementos, destacam-se os seguintes trabalhos:

Santos (1983) determina a probabilidade de ruína de uma viga de concreto armado com seção retangular, na qual se admite que o carregamento seja único e determinístico, assim como a geometria da viga, de modo que a única grandeza aleatória seja a resistência do concreto.

Aoki (2002) calcula a carga admissível de uma fundação real fixando a probabilidade de ruína de um estaqueamento constituído por estacas pré-fabricadas. Consta-se que o conhecimento do coeficiente de variação da resistência depende do tipo de estacas e da formação geotécnica, sendo, portanto, imprescindível no estudo da confiabilidade aplicada em fundações.

Espinosa *et al.* (2004) aplicam o estudo da confiabilidade em elementos estruturais de madeira com ênfase nas estruturas de pontes de madeira. Conclui-se que a confiabilidade diminui à medida que os valores das solicitações se aproximam das resistências.

Silva & Aoki (2005) utilizam um método simplificado para cálculo da probabilidade de ruína de um grupo de pilares no andar térreo de um edifício, considerando que a ruína se dará por esmagamento do concreto. As variáveis analisadas são a tensão de compressão em serviço e a resistência do material à compressão simples. A principal conclusão dos autores é de que diferentes obras com mesmo f_{ck} de projeto e mesmos fatores de segurança podem apresentar diferentes probabilidades de ruína, em virtude do tipo de controle de qualidade do concreto feito na obra.

Paliga *et al.* (2007) estudam a confiabilidade de vigas de concreto armado, danificadas e recuperadas, utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), na qual variou-se a intensidade do dano da armadura longitudinal. Nas situações estudadas, os pesquisadores concluíram que as vigas recuperadas com PRFC apresentaram resistências médias superiores

às resistências na situação íntegra, fazendo com que as vigas recuperadas apresentem uma probabilidade de ruína menor do que as das vigas originais.

Conceitualmente, pode-se admitir que uma estrutura seja formada por diversos elementos que compõe a superestrutura e a subestrutura. Na superestrutura estão os elementos como vigas, pilares e lajes, os quais normalmente estão situados acima do terreno natural, e que se encontram sujeitos as ações externas oriundas da sua utilização, assim como das ações provenientes do meio ambiente (ação do vento, sismos, etc). Utilizando uma visão fortemente influenciada pelos conceitos da engenharia de estruturas, a subestrutura é a própria fundação, formada pelo conjunto dos elementos estruturais em contato com o maciço de solo, cuja função é transmitir ao maciço as solicitações provenientes da superestrutura com segurança, economia e durabilidade. Do ponto de vista geotécnico, a fundação é formada pelos elementos da subestrutura e pelo maciço de solo. Tal maciço é constituído por várias camadas de solo com gênese, mineralogia e granulometria variadas. Nesse aspecto, cabe destacar que o maciço de solo se estende além dos limites jurídicos que limitam o terreno, e cuja maior propriedade é a indefinição da sua forma geométrica.

Portanto, esse complexo sistema que é a fundação de uma obra está submetido a um conjunto de ações aleatórias que, tratadas de modo estatístico, formam a chamada curva de solicitação (S), cuja forma e posição podem ser bem definidas em função do valor médio e do desvio padrão. Por outro lado, a variabilidade existente no maciço de solo produz incertezas nas resistências, que por suas vezes, tratadas adequadamente, geram a chamada curva de resistência (R), também com forma e posição bem definida. De posse dessas duas curvas, é possível estabelecer relações entre as mesmas, por meio de parâmetros conhecidos da engenharia. Um desses parâmetros é largamente utilizado pelo meio técnico, sendo conhecido como coeficiente de segurança global. Tradicionalmente, pensa-se que a utilização de um coeficiente de segurança elevado diminui os riscos de ruína de uma obra. Todavia, o coeficiente de segurança tratado isoladamente, não representa o grau de segurança vinculado à determinada estrutura.

O uso dos coeficientes de segurança foi largamente utilizado pelo meio técnico quando o dimensionamento de estruturas era feito com base no método das tensões admissíveis. Naquela situação, o coeficiente de segurança tratado de modo isolado, era suficiente para garantir a segurança de uma estrutura, uma vez que o tratamento dado era pontual e determinístico, não sendo considerada a variabilidade das ações e das resistências quando das análises e do dimensionamento. Entretanto, com a percepção de que tanto solicitação como resistência apresentam valores aleatórios ao longo da vida útil de uma estrutura, o tratamento determinístico deixou de ser utilizado. Assim, o método das tensões admissíveis aos poucos foi substituído pelo método dos estados limites, nos quais a aleatoriedade das ações é computada em diferentes verificações. As normas ABNT NBR 6118:2003 e ABNT NBR 8681:2003, adotam os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) como critérios de segurança. O estado limite último representa a perda da capacidade resistente de um elemento ou de toda a estrutura, enquanto que o estado limite de serviço está associado ao comprometimento da utilização e da durabilidade das estruturas.

2. FATOR DE SEGURANÇA E ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Conforme dito anteriormente, o coeficiente de segurança tratado isoladamente não indica o grau de segurança de uma estrutura. O tratamento estatístico mostra que o fator de segurança global (F_s) está intimamente ligado ao índice de confiabilidade (β), que por sua vez determina o grau de segurança de uma estrutura por meio da probabilidade de ruína ou probabilidade de falha (p_f). AOKI (2008) demonstra passo a passo a dedução da relação entre

o fator de segurança global (F_S) e o índice de confiabilidade (β), em função dos parâmetros que condicionam essa relação que são os coeficientes de variação (v_S) da solicitação (S) e (v_R) da resistência (R).

Sabe-se que numa determinada obra sujeita a uma ação externa, a estrutura se deforma e surge em cada elemento estrutural um valor de solicitação (S). A segurança está garantida se o valor da resistência (R) daquele elemento permanecer maior do que a intensidade da solicitação. Ocorre que os valores das variáveis (S) e (R) não são constantes, devendo ser tratadas como variáveis dependentes da ação externa, da geometria do sistema estrutural, dos materiais utilizados e do modelo de interação solo-estrutura utilizado. Assim, como cada obra possui uma solução em fundação particular, haverá curvas de solicitação e resistência referentes aquela solução, o que conduz a um índice de confiabilidade e uma probabilidade de ruína específica para cada obra. A curva de solicitação (S) pode ser definida por meio dos parâmetros apresentados a seguir, que por suas vezes se relacionam segundo a equação (1).

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_M} \quad (1)$$

sendo que:

S_M é o valor da solicitação média;

σ_S é o desvio padrão da solicitação;

v_S é o coeficiente de variação da solicitação.

De modo semelhante, pode-se definir a curva de resistência (R) por meio dos seguintes parâmetros, que por suas vezes se relacionam segundo a equação (2).

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_M} \quad (2)$$

sendo que:

R_M é o valor da resistência média;

σ_R é o desvio padrão da resistência;

v_R é o coeficiente de variação da resistência.

Para ambas as curvas acima estabelecidas admitem-se uma distribuição Normal ou Gaussiana. Nesse caso, define-se como o valor médio o valor que apresenta uma maior probabilidade de ocorrência numa determinada amostra. O desvio padrão, por sua vez, determina o grau de dispersão dos valores em torno da média, definindo assim a forma da curva, como pode ser observado na figura 1.

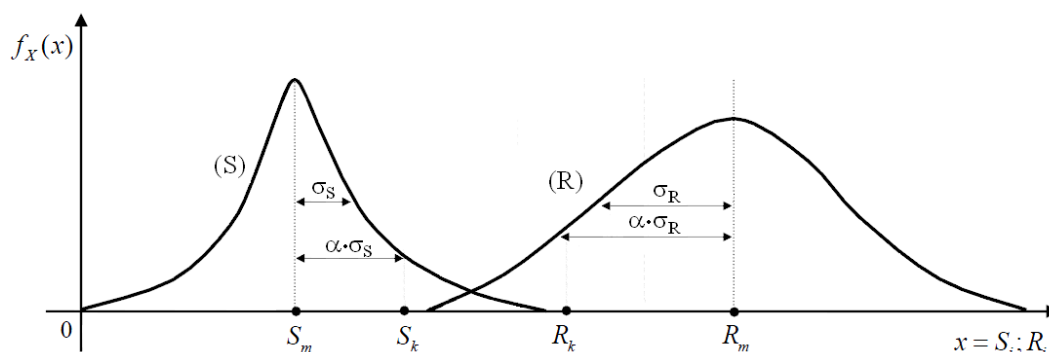


Figura 1 Curvas de densidade de probabilidade de solicitação resistência

Ainda com relação à figura acima, percebe-se a existência do parâmetro α utilizado para definir o valor característico da solicitação S_K e da resistência R_K . O valor de α está relacionado à probabilidade de ocorrência de um determinado valor. Ou seja, é possível adotar uma distribuição na qual se deseja que apenas 5% dos valores de solicitação sejam superiores a solicitação característica, e que apenas 5% dos valores de resistência sejam inferiores ao valor de resistência característica, o que resulta em α igual a 1,645. Assim, podem-se escrever as equações (3) e (4), que relacionam o valor médio com valor característico.

$$S_K = S_M + 1,645 \cdot \sigma_S \quad (3)$$

$$R_K = R_M - 1,645 \cdot \sigma_R \quad (4)$$

É possível estabelecer expressões que relacionam os valores apresentados anteriormente com coeficientes parciais de segurança, conforme figura 2. Tais coeficientes, por suas vezes, relacionam-se entre si, formando o coeficiente global de segurança definido na equação (5).

$$F_S = (\gamma_S \cdot \gamma_R) \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_m) = \frac{R_m}{S_m} \quad (5)$$

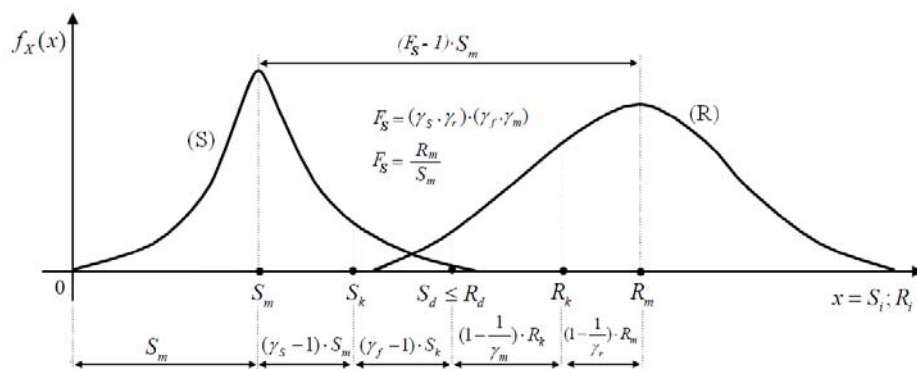


Figura 2 verificação com fatores de segurança global e parcial

sendo que:

- γ_S é o fator parcial de segurança, função da variabilidade das solicitações;
- γ_R é o fator parcial de segurança, função da variabilidade das resistências;
- γ_f é o fator parcial de majoração das solicitações, legalmente fixado em norma;
- γ_m é o fator parcial de minoração das resistências, legalmente fixado em norma.

Observa-se que a equação (5) pode ser dividida em duas parcelas, sendo a primeira delas variável e representada pelos coeficientes parciais relativos às curvas de solicitação (S) e resistência (R), e, a segunda constante e definida previamente em normas específicas. Definido o valor do fator de segurança global, e considerando que a solicitação e a resistência sejam variáveis aleatórias estatisticamente independentes, define-se na equação (6) a função margem de segurança (Ang & Tang 1984), dada pela diferença das curvas de resistência e solicitação.

$$M = (R - S) \quad (6)$$

Em termos da função margem de segurança, pode-se observar que a ruína de uma fundação ocorre quando a função M torna-se inferior a zero, e que a fundação está segura sempre que M for superior a zero. Tratando do caso particular de que tanto a curva de

solicitação (S) quanto a curva de resistência (R) possuem distribuição normal não correlacionadas, pode-se escrever o desvio padrão e a média da função margem por meio das equações (7) e (8), respectivamente:

$$\sigma_M = \sqrt{(\sigma_S^2 + \sigma_R^2)} \quad (7)$$

$$M_S = (R_M - S_M) \quad (8)$$

Desse modo, o índice de confiabilidade pode ser definido pela razão entre a média da função M e o desvio padrão dessa mesma função, conforme equação (9).

$$\beta = \frac{M_S}{\sigma_M} \quad (9)$$

A partir da combinação das equações (5), (8) e (9) e das relações presentes na figura 2, é possível relacionar a margem de segurança, o fator de segurança global e o índice de confiabilidade, o que demonstra que estes parâmetros são estatisticamente dependentes. Utilizando ainda os valores definidos nas equações (1) e (2), obtém-se a equação (10).

$$F_S = \frac{1 + \beta \cdot (v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 \cdot v_S^2 \cdot v_R^2)^{0,5}}{(1 - \beta^2 \cdot v_R^2)} \quad (10)$$

Observa-se por meio da equação anterior que, definida as formas das curvas de solicitação (S) e resistência (R), têm-se os valores do coeficiente de variação da solicitação (v_S) e da resistência (v_R), restando apenas o fator de segurança (F_S) e o índice de confiabilidade (β). Verifica-se, portanto, que há uma dependência matemática desses valores, o que implica no fato de que segurança e confiabilidade não podem ser tratados de modo independente, não podendo-se fixar o fator de segurança global sem atribuir uma probabilidade de ruína a ele associada. *Portanto, a segurança e a confiabilidade são inseparáveis do ponto de vista matemático, devendo esta expressão ser comprovada nas obras de engenharia civil em geral e, em particular, nas obras de fundação.* (Aoki 2005). A relação inversa da equação (10) encontra-se em Cardoso & Fernandes (2001), conforme a equação (11).

$$\beta = \frac{(1 - 1/F_S)}{\left[v_R^2 + (1/F_S)^2 \cdot v_S^2 \right]^{0,5}} \quad (11)$$

A probabilidade de ruína (p_f) é uma função direta do índice de confiabilidade (Ang & Tang 1984). Aoki (2002) mostra que, no caso particular de distribuição normal, a probabilidade de ruína relaciona-se com o índice de confiabilidade, podendo ser encontrada conforme equação (12). Sugere-se programar a equação (12) em planilha eletrônica. Na figura 3, a área hachurada representa a probabilidade de ruína associada à curva de solicitação (S) e resistência (R).

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta, 0, 1, \text{VERDADEIRO}) \quad (12)$$

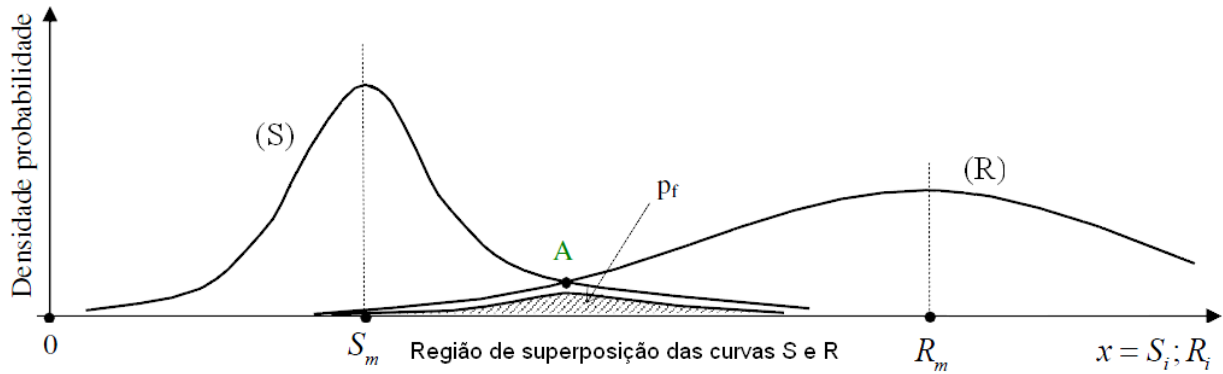


Figura 3 – probabilidade de ruína

3. ESTUDO DE CASO

3.1. Dados da Obra

Trata-se de um edifício com seis pavimentos tipo a ser construído na cidade de Natal-RN-Brasil, com área igual a 132,14 m², sendo a ocupação residencial (Apart Hotel). A planta do pavimento-tipo do projeto arquitetônico, utilizada para definição do projeto estrutural é apresentada na figura 4, enquanto que a figura 5 apresenta a geometria e localização dos pilares, assim como a localização dos três furos de sondagens. A tabela 1 apresenta a seção dos pilares, assim como o valor das forças em cada pilar, provenientes do projeto estrutural.



Figura 4 - Planta do Pavimento Tipo

Tabela 1 – Dados dos Pilares (Projeto Estrutural)

Pilar	Seção (cm x cm)	Força (tf)	Força (kN)
P1	20 x 50	67,97	679,7
P2	20 x 70	163,73	1637,3
P3	20 x 70	165,86	1658,6
P4	20 x 50	68,44	684,4
P5	20 x 50	83,02	830,2
P6	60 x 20	142,78	1427,8
P7	60 x 20	145,05	1450,5
P8	20 x 50	83,61	836,1

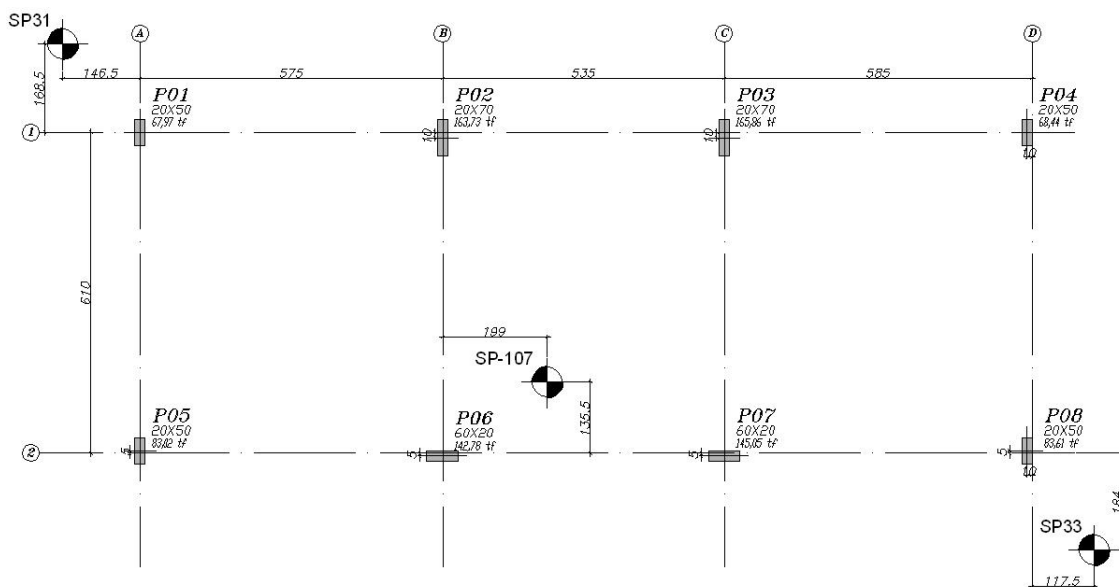


Figura 5 – Pilares e Furos de Sondagens

3.2 Investigação do Subsolo

Foram analisados três furos de sondagens efetuados no terreno, conforme relatório de sondagem fornecido por empresa especializada. São apresentadas informações referentes ao tipo de solo, presença do nível d'água, cota inicial e profundidade final dos furos.

O Furo SP31, cota 695,65, apresentou nas primeiras camadas, até aproximadamente 3,5 m de profundidade, um silte arenoso pouco argiloso. Nas camadas subseqüentes até 10 m o solo é um silte arenoso, com variação de cores, indicando solo com variação de rocha. Nas camadas entre 10m e 12 m, apresentou um silte muito arenoso, e, até 18,30 m apresentou uma areia fina. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 13,21 metros medidos a partir da cota de topo de furo.

O Furo SP33, cota 693,50, apresentou nas primeiras camadas uma areia fina muito argilosa até aproximadamente 4 m de profundidade. Nas camadas subseqüentes, foi encontrado uma pequena camada de areia fina siltosa, passando-se para areia argilosa pouco siltosa até 5,64 m. A camada seguinte é de areia medianamente siltosa até 12 m. Na última camada de amostragem apresentou areia medianamente siltosa até 16,40 m, profundidade final da sondagem. O nível d'água estava na profundidade de 13,31 metros.

O Furo SP-107, cota 696,40, apresentou até a camada de 7 m de profundidade uma argila arenosa pouco siltosa. A camada subseqüente, até aproximadamente 14 m é de uma areia fina pouco argilosa. Entre 14 e 17,45 m o solo é uma areia fina silto-argilosa. Na última camada de amostragem, até 18 m o solo é uma areia média pouco argilosa. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 14,30 metros medidos a partir da

A partir da análise do perfil geotécnico de reconhecimento do subsolo local, pode-se constatar que este apresenta grande variabilidade. Com os dados de sondagem apresentados pode-se construir um perfil do terreno, apresentado na figura 6, onde é mostrado o perfil do terreno natural, a cota 665,15, onde será construída a obra, as regiões de corte e aterro, e ainda o perfil do nível de água do terreno.



4. PROJETO DE FUNDAÇÕES

Por meio dos dados de sondagens e do projeto estrutural, pode-se realizar o projeto de fundações. Para a edificação estudada, constatou-se que o uso de fundações profundas é o mais adequado, sendo que foram utilizadas estacas do tipo raiz com diâmetro de 25 cm, e carga estrutural admissível igual a 400 kN.

Após a determinação da fundação por estacas, foram feitas análises de capacidade de carga na ruptura. Para a estimativa da capacidade de carga das estacas utilizou-se o método semi-empírico proposto por Aoki & Velloso (1975). Neste método a carga de ruptura da estaca ao longo da profundidade pode ser obtida a partir das sondagens. Os autores determinam a capacidade de carga (R) por meio da soma das parcelas de resistência de ponta (R_p) e resistência lateral (R_l). Para determinação da carga admissível nas estacas sem prova de carga, a ABNT NBR 6122:1996 recomenda aplicar um fator de segurança global não inferior a 2. A tabela 2 apresenta os valores de SPT e da carga admissível em cada profundidade para os três furos de sondagem analisados. Por meio do perfil apresentado na figura 6, verifica-se que para o cálculo da carga admissível é conveniente desconsiderar o valor inicial do SPT nos furos SP31 e SP107.

Tabela 2 – Valores de SPT e carga admissível

Furos	SP31		SP33		SP107	
Profundidade (m)	SPT	P_{adm} (kN) (Aoki & Velloso)	SPT	P_{adm} (kN) (Aoki & Velloso)	SPT	P_{adm} (kN) (Aoki & Velloso)
1	4	39,00	4	39,00	2	12,50
2	8	45,50	7	56,50	4	14,50
3	8	65,50	9	75,50	4	16,50
4	11	164,00	8	80,50	4	18,50
5	31	143,50	10	92,50	4	14,50
6	21	142,00	10	134,00	2	39,50
7	17	137,50	16	172,50	6	51,50
8	13	152,50	20	255,00	7	64,50
9	14	181,50	32	287,50	8	78,50
10	18	187,00	31	294,50	9	99,00
11	16	304,00	25	358,50	11	117,00
12	27	300,00	32	440,50	12	199,50
13	22	388,50	41	474,00	26	234,00
14	32	435,00	38	519,00	23	294,00
15	34	444,50	38	525,00	29	280,50
16	30	548,00	-	-	21	229,00
17	41	525,50	-	-	8	274,00

A partir dos dados de cargas admissíveis apresentados na tabela 2, foi possível definir o estaqueamento da obra. Aoki & Cintra (2000) descrevem três métodos de projeto. No primeiro deles, fixa-se o valor da carga admissível igual à carga de catálogo da estaca a ser utilizada e, para cada furo de sondagem, estima-se a profundidade necessária. Nesse método, todos os valores de capacidade de carga e, conseqüentemente, o valor médio serão iguais, implicando na ausência de dispersão dos valores. No segundo método, fixa-se a cota de assentamento da estaca, muitas vezes limitada pela profundidade máxima executável pelo equipamento disponível. Assim, para cada furo de sondagem, tem-se um valor de capacidade de carga. No terceiro método, não se fixa a carga admissível nem o comprimento das estacas, mas adota-se um critério para definir a cota de assentamento de cada estaca, como por exemplo, o limite de penetrabilidade do terreno, indicado pelo índice de resistência à penetração SPT.

O método utilizado para definição do estaqueamento levou em conta as propriedades do terreno, de modo que a profundidade máxima das estacas estava limitada pelo nível d'água. Além disso, utilizou-se a área de influência de cada furo em função da proximidade com os pilares, de modo que os dados do furo SP31 foram utilizados para definir o estaqueamento dos pilares P01 e P05; os dados do furo SP107 para definição dos pilares P02, P03, P06 e P07; e por fim, os dados do furo SP33 para definir o estaqueamento referente a pilares P04 e P08, conforme esquema mostrado na figura 7.

Utilizando-se os valores de carga admissível conforme o Método proposto por Aoki & Velloso (1975) fornecidos na tabelas 2, a limitação do nível d'água já considerando as cotas de assentamento conforme perfil do terreno apresentado na figura 6, e as cargas nos pilares, definiu-se a quantidade de estacas necessárias para cada pilar. A tabela 3 apresenta a quantidade e a profundidade das estacas associadas a cada pilar, enquanto que a figura 8 apresenta o estaqueamento utilizado. Em todos os blocos, a carga máxima nas estacas ficou inferior ao valor máximo suportado pelo elemento estrutural, que nesse caso é de 400 kN.

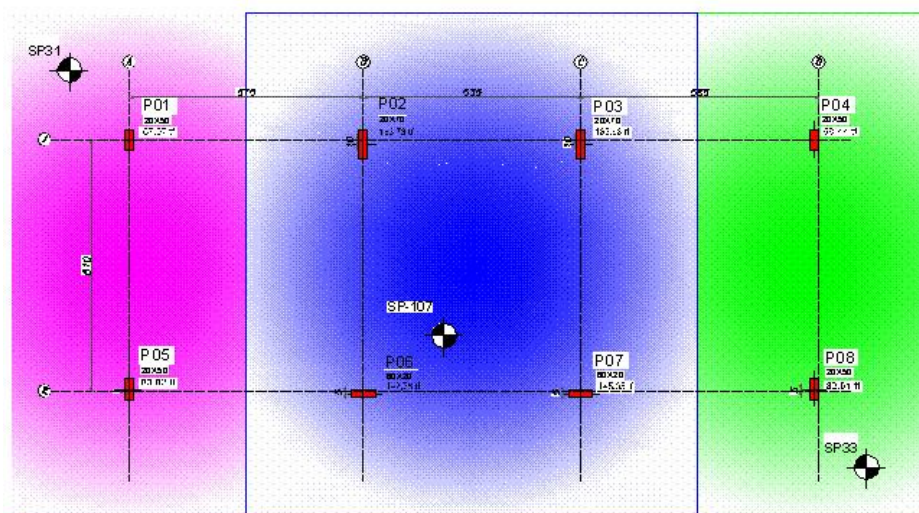


Figura 7 Influência dos furos de sondagem para definição do estaqueamento.

Tabela 3 – Dados das Estacas

Pilar	Quantidade de Estacas	Profundidade (m)
P1	3	11,00
P2	6	13,00
P3	6	13,00
P4	3	9,00
P5	3	11,00
P6	6	13,00
P7	6	13,00
P8	3	9,00



5. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Definido o projeto de fundações, é possível separar os dados de solicitação e resistência para iniciar a análise de confiabilidade. Em virtude dos momentos na fundação serem de pequena magnitude, o estudo da confiabilidade será feito apenas segundo o efeito da força normal atuante em cada estaca. Os valores de solicitação são obtidos dividindo a força proveniente dos pilares pelo número de estacas necessárias em cada pilar, desse modo, os dados de solicitação serão numericamente iguais ao número de estacas da obra. A tabela 4 apresenta os valores que compõe a curva de solicitação, cuja unidade está expressa em tonelada força.

Tabela 4 – Dados de Solicitação

Pilar	Solicitação (tf)	Pilar	Solicitação (tf)
P1	22,66	P5	27,67
	22,66		27,67
	22,66		27,67
P2	27,29	P6	23,80
	27,29		23,80
	27,29		23,80
	27,29		23,80
	27,29		23,80
	27,29		23,80
P3	27,64	P7	24,18
	27,64		24,18
	27,64		24,18
	27,64		24,18
	27,64		24,18
	27,64		24,18
P4	22,81	P8	27,87
	22,81		27,87
	22,81		27,87

Para composição dos valores de resistência, consideram-se os valores obtidos pelo método Aoki & Veloso (1975), porém desprovidos dos valores dos coeficientes de segurança. Além dessa consideração, pode-se introduzir certa variabilidade nas resistências, considerando uma variação nos valores de SPT para as cotas de assentamento das estacas. Nesse caso, sugere-se considerar os valores de SPT um metro acima e um metro abaixo da cota de assentamento, obtendo-se, portanto, três valores de resistência para cada estaca. Essa consideração confere uma maior variabilidade na curva de resistência, o que é perfeitamente condizente com a variabilidade existente no solo. A tabela 5 apresenta os dados que compõe a curva de resistência. A tabela 6, por sua vez, apresenta os valores de média, desvio padrão e variância para as curvas de solicitação e resistência.

Tabela 5 – Dados de Resistência

Pilar	Resistência (tf)			Pilar	Resistência (tf)		
P1	52,20	53,00	69,90	P5	52,20	53,00	69,90
	52,20	53,00	69,90		52,20	53,00	69,90
	52,20	53,00	69,90		52,20	53,00	69,90
P2	44,30	53,60	56,30	P6	44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
P3	44,30	53,60	56,30	P7	44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
	44,30	53,60	56,30		44,30	53,60	56,30
P4	51,00	57,50	58,90	P8	51,00	57,50	58,90
	51,00	57,50	58,90		51,00	57,50	58,90
	51,00	57,50	58,90		51,00	57,50	58,90

Tabela 6 – Dados estatísticos de Solicitação e Resistência

	Solicitação	Resistência
Média	25,57 (tf)	53,29 (tf)
Desvio Padrão	2,08 (tf)	6,23 (tf)
Coefficiente de variação	8,1%	11,7%

A partir dos dados das tabelas 4, 5 e 6, e utilizando as expressões (3) e (4), verifica-se que os valores de solicitação e resistência características valem 289,9 kN e 430,5 kN, respectivamente. Dividindo a resistência característica pelo valor de solicitação características, obtém-se 1,49, resultado do produto de γ_f e γ_m . O valor do coeficiente global de segurança F_s , obtido pela expressão (5) resulta igual a 2,08, superior ao valor recomendado pela ABNT NBR 6122:1996 que é de 2,0 para fundações profundas sem prova de carga e 1,6 com prova de carga. Decompondo o valor de F_s nos diversos fatores parciais apresentados na figura 2, obtém-se os valores apresentados na tabela 7.

Tabela 7 – Fatores parciais de segurança

Fator	Valor
γ_s	1,13
γ_R	1,24
γ_f	1,24
γ_m	1,20

Os valores de γ_s e γ_R são obtidos diretamente das curvas de solicitação e resistência, enquanto que os valores de γ_f e γ_m são legalmente fixados em norma. Conforme apresentado no item 2, os valores de γ_f e γ_m se relacionam entre si, de modo que fixado um dos dois

valores, obtém-se o outro diretamente. A ABNT NBR 6122:1996 estabelece o valor de γ_m igual a 1,5 para fundações em que não há prova de carga, e igual a 1,2 em fundações quando há prova de carga. Verifica-se, portanto, que o estaqueamento projetado atende a norma apenas para a situação em que exista prova de carga. Entretanto, o texto de revisão da referida norma, atualmente em processo de divulgação, item 6.2.2.1.1, permite que não se aplique fator de minoração das resistências no caso de fundações profundas em que se utiliza método semi-empírico para estimativa da capacidade de carga, desde que a análise seja feita em termos de coeficientes parciais de segurança. Isto é, permite considerar $\gamma_m=1,0$ e um valor mínimo para $F_s=1,4$. Nesse caso, resultaria em $\gamma_f=1,49$.

Obtidos os valores do fator de segurança global (F_s), e dos coeficientes de variação da resistência (v_R) e da solicitação (v_S) obtém-se diretamente o valor do índice de confiabilidade (β) por meio da expressão (11), resultando em 4,22. A partir desse valor, calcula-se a probabilidade de falha da fundação por meio da expressão (12), o que resulta em 1 para 83085. Partindo para uma interpretação frequencista, considera-se que, dada uma população de 83085 estacas, apenas uma romperia. A princípio, esse valor pode causar a impressão de que a segurança está exagerada. Verifica-se que o valor obtido para o índice de confiabilidade (β) está associado ao grau de dispersão das curvas de solicitação e resistência, assim como as componentes de γ_f e γ_m que fazem parte do coeficiente de segurança global (F_s).

Com o intuito de avaliar a influência do estaqueamento adotado no valor do índice de confiabilidade (β), realizou-se para essa mesma obra uma segunda solução em termos de fundação, sendo que para essa nova solução, foi considerado o valor médio do SPT de cada camada, obtido por meio das três sondagens realizadas. Para a nova solução, adotaram-se estacas com 11,00 m de profundidade para os pilares P1, P4, P6 e P7; e estacas com 12,00 m de profundidade para os pilares P2, P3, P5 e P8. Os dados de solicitação permanecem iguais aos da tabela 4, e os de resistência foram obtidos considerando as camadas de solo um metro acima e um metro abaixo da cota de assentamento das estacas. A tabela 8 apresenta os novos valores de resistência, enquanto a tabela 9 apresenta os resultados da análise estatística.

Tabela 8 – Dados de Resistência

Pilar	Resistência (tf)			Pilar	Resistência (tf)		
P1	34,80	45,70	57,30	P5	45,70	57,30	65,30
	34,80	45,70	57,30		45,70	57,30	65,30
	34,80	45,70	57,30		45,70	57,30	65,30
P2	45,70	57,30	65,30	P6	34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
P3	45,70	57,30	65,30	P7	34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
	45,70	57,30	65,30		34,80	45,70	57,30
P4	34,80	45,70	57,30	P8	45,70	57,30	65,30
	34,80	45,70	57,30		45,70	57,30	65,30
	34,80	45,70	57,30		45,70	57,30	65,30

Tabela 9 – Dados estatísticos de Solicitação e Resistência

	Solicitação	Resistência
Média	25,57 (tf)	51,02 (tf)
Desvio Padrão	2,08 (tf)	10,07 (tf)
Coefficiente de variação	8,1%	19,7%

Verifica-se que o novo valor do coeficiente global de segurança vale 2,0, atendendo a recomendação da ABNT NBR 6122:1996. Entretanto, não considerando os coeficientes parciais de segurança relativos às curvas de solicitação e resistência, o produto entre os coeficientes parciais γ_f e γ_m resulta igual a 1,19, não sendo possível atender simultaneamente os valores mínimos recomendados por norma. Conseqüentemente, o valor obtido para o índice de confiabilidade (β) deverá ser menor do que o encontrado para a primeira solução. De fato, aplicando as expressões (11) e (12), obtém-se o valor de $\beta=2,48$, o que conduz a uma probabilidade de falha de 1 para 150, valor esse muito maior do que o apresentado pela situação 1. Em contra partida, caso não se considere as camadas de solo um metro acima e um metro abaixo da cota de assentamento das estacas, obtém-se um valor de $\beta=4,41$.

Constata-se que o aumento do coeficiente de variação da curva de resistência provoca a diminuição do índice de confiabilidade. Portanto, pode-se imaginar que seria interessante diminuir a variabilidade em termos de resistência, de modo a obter um valor elevado para o β . Nesse aspecto, destaca-se que *não considerar a variabilidade existente na curva de resistência, pode conduzir a valores elevados para o índice de confiabilidade. Entretanto, esse valor pode estar superestimado, uma vez que a ausência de variabilidade nas resistências não condiz com as propriedades reais dos solos*. Conhecer o valor do coeficiente de variação das resistências (v_R) para os tipos de estacas em diversos tipos de solo é imprescindível para a correta estimativa do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de falha p_f . A título de ilustração, a figura 9 apresenta as curvas de solicitação e resistência para as duas soluções. Verifica-se que para a solução 2, uma maior parte da área da curva de resistência apresenta-se sob a área da curva de solicitação (região em destaque), indicando uma maior probabilidade de falha.

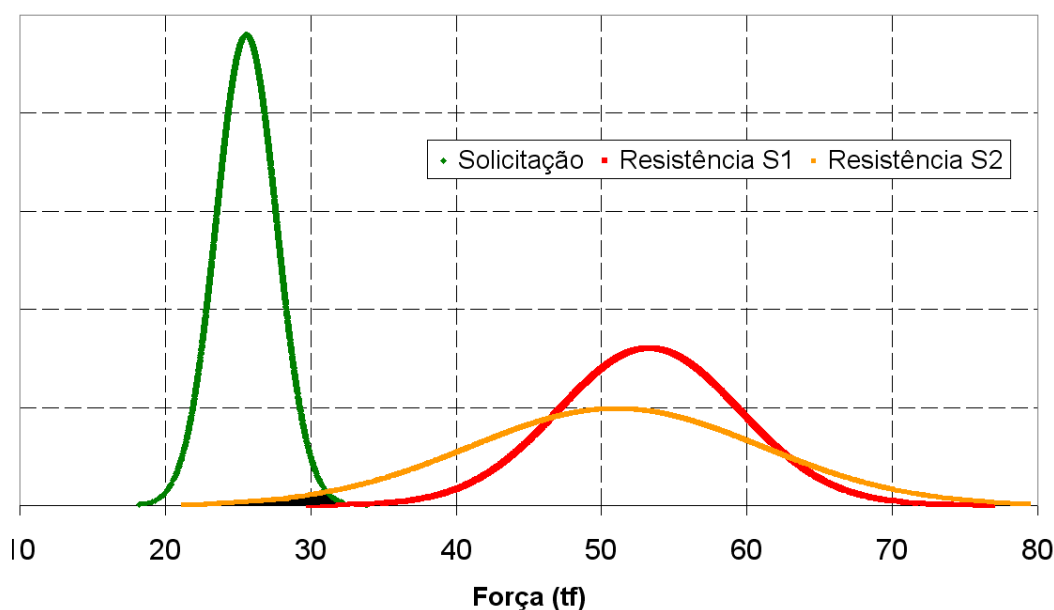


Figura 9 – curvas de solicitação e resistência

6. CONCLUSÃO

O objetivo desse trabalho foi apresentar ao meio técnico aspectos relativos à segurança e confiabilidade de fundações em estacas. Constatou-se que o coeficiente de segurança global F_S de uma fundação não deve ser considerado como único parâmetro associado à segurança. Verificou-se que, vinculado ao fator de segurança global F_S estão o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha p_f .

Apresentou-se um método para definição de um estaqueamento, no qual as variabilidades das resistências e das solicitações são consideradas no cálculo do fator de segurança global e do índice de confiabilidade (β). Por meio de um estudo de caso, apresentaram-se duas soluções em termos de fundação, na qual a que considera os valores médios para estimativa das resistências, obtidos a partir das sondagens, apresentou maior probabilidade de falha quando comparada com a metodologia proposta.

Constatou-se também que para um determinado fator de segurança global, definidos (v_R) e (v_S), há apenas um valor de β a ele associado e, por consequência, os valores de γ_f e γ_m serão dependentes desse valor. Entende-se, portanto, que não é possível fixar *ao mesmo tempo* valores de γ_f , γ_m e de β , devendo-se fixar um dos parâmetros, e verificar com cautela os demais valores obtidos.

Por fim, deve ser dada atenção ao valor do coeficiente de variação das resistências (v_R), uma vez que a não consideração desse parâmetro pode conduzir a valores otimistas de índice de confiabilidade.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq, ao SGS - Departamentos de Geotecnia e ao SET - Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ang, A.H.S.; Tang, W. (1984). *Probability concepts in engineering planning and design. V. II: Decision, Risk and Reliability*. John Wiley & Sons. New York. 562 p.

Aoki, N.; Cintra, J.C.A. (2000) *Carga Admissível e Carga Característica em Fundações por Estacas*. Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo - SP, Brasil, 23 (2), agosto, pp. 137-142

Aoki, N. (2002) *Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas*. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, v. XIX, Rio de Janeiro, p. 48-64.

Aoki, N. (2008) *Dogma do Fator de Segurança*. Anais do VI SEFE – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, V.1, p.9-42.

Aoki, N. (2005). *Segurança e confiabilidade de fundações profundas*. Congresso de Pontes e Estruturas. Outubro, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:1996 *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2009 *Projeto e execução de fundações*. Revisão: texto para divulgação. Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.abms.com.br/novo/noticias/NBR-6122-Divulgacao-20091117.pdf>>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2003 *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Cardoso, A. S.; Fernandes, M. M. (2001). *Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7*. Géotechnique 51, Nº6, p. 519-531.

Espinosa, M. M., Calil Jr., C.; Stamato. G. C. (2004). *Uma introdução à confiabilidade em elementos estruturais*. IX Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Julho, Cuiabá, Brasil.

Paliga, C. M., Campos Folho, A.; Real, M. V. (2007) *Análise da confiabilidade de vigas de concreto armado danificadas e recuperadas com materiais compósitos*. II Congresso de Pontes e Estruturas. Outubro, Rio de Janeiro, Brasil.

Santos, L. M. (1983). *Cálculo de concreto armado, segundo a nova NB-1 e o CEB*. São Paulo, Ed. LMS Ltda, Vol. 1, 2ª Edição.

Silva, J. L.; Aoki, N. (2005). *Determinação simples da probabilidade de ruína de grupo de pilares de um edifício de concreto armado*. Congresso de Pontes e Estruturas. Outubro, Rio de Janeiro, Brasil.