

## Aplicação da Teoria da Confiabilidade na Verificação do Estado Limite de Serviço de Edifícios Construídos sob Fundação Direta em Região Litorânea

Application of reliability theory in verifying the service limit state of building built under direct foundation in coastal region.

**Ariane Cecato Cajaiba dos Santos & Henrique Machado Kroetz & Larissa de Brum Passini**

*Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Brasil, arianecajaiba@ufpr.br*

**RESUMO:** Os projetos de fundações diretas devem atender aos requisitos de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) que, em geral, são verificados de forma determinística, onde os valores previstos de cálculos são comparados com os valores aceitáveis prescritos na norma e na literatura. O ELS é verificado com relação ao recalque absoluto, recalque diferencial e distorções angulares. Porém, esse processo não leva em conta a variabilidade encontrada no maciço de solo, na investigação geotécnica, e na determinação de ações, integração solo-estrutura e efeitos das edificações vizinhas no Sistema de fundação da edificação. Deste modo, o presente trabalho apresenta uma aplicação da teoria da confiabilidade relacionada ao Estado Limite de Serviço de um edifício construído sob fundação direta na cidade de Santos, localizada no litoral do estado de São Paulo, Brasil. O local é conhecido pelos prédios inclinados observados na orla da praia. Para análise da confiabilidade utilizou-se análise probabilística com base nos recalques estimados na fase de projeto e os recalques medidos durante a construção. Os resultados obtidos foram confrontados com os valores aceitáveis divulgados na literatura, assim como, os recalques medidos com os estimados pela teoria.

**PALAVRAS-CHAVES:** Análise probabilística, recalque, Estado Limite de Serviço, Fundação superficial, Solo sedimentar.

**ABSTRACT:** Shallow foundation designs must comply with the Ultimate Limit State (ULS) and the Service Limit State (SLS) requirements. In general, limit states are verified in a deterministic form, where forecast values of calculation are compared to the acceptable prescribed values in the norm and in the literature. The Service Limit State is verified about the absolute settlement, the differential settling and the angular distortions. However, this process does not take into account the variability found in the soil massif, in the geotechnical investigation, in the actions determination, in the soil-structure interaction and the effect of neighboring buildings in the building foundation system. Thereby, the current work presents an application of the reliability theory related to the Service Limit State of a building constructed under direct foundation in the city of Santos, located on the coast of São Paulo state, Brazil. For reliability analysis, probabilistic analysis has been utilized based on the estimated settling-in phase of the project and the measured settlements during the construction. The outcomes obtained have been confronted with the acceptable values disclosed in the literature, as well as, the settlements measured with the estimated by the theory.

**KEYWORDS:** Probabilistic analysis, Settlement, Service Limit State, Shallow foundation, Sedimentary soil.

### 1 INTRODUÇÃO

A normativa brasileira NBR 6122/2022 prescreve que os projetos de fundações devem apresentar segurança contra o Estado Limite Último (ELU), associado ao colapso da estrutura e ao Estado Limite de Serviço (ELS) relacionado com as deformações e fissuras que comprometem o uso da obra. Cintra et al (2011) comenta que todos os edifícios recalcam, porém, a maioria são imperceptíveis a olho nu, o que passa a falsa impressão de não haver recalque. Assim, os projetos de fundações devem ser verificados quanto ao recalque, de forma que estes sejam inferiores aos valores admissíveis.

Para verificação do ELS analisa-se o recalque absoluto, o recalque diferencial e a distorção angular de forma a quantificar a ocorrência de manifestações patológicas e danos na edificação uma vez que o consumidor final não aceita conviver com comportamentos estruturais que causem desconforto visual e de utilização (Lopes 2019).

Os projetos de fundações são geralmente desenvolvidos com base em premissas determinísticas, porém na Geotecnia existe

variabilidade na determinação dos parâmetros de resistência e solicitação, uma vez que existem incertezas provenientes dos parâmetros adotados e da heterogeneidade do solo, bem como na investigação geotécnica, simplificações do modelo de projeto, etc. Portanto, existe uma probabilidade de insucesso. Desta forma, é importante uma análise de risco e confiabilidade, pois as consequências de falha geram danos onerosos.

Assim, o presente trabalho visa contribuir na análise probabilística aplicada ao estado limite de serviço, realizando-se uma estimativa quanto à ocorrência de recalques diferenciais acima dos toleráveis para uma edificação de sete pavimentos (térreo, sete andares tipo e ático) e fundação em sapatas assentadas em região com presença de solo mole, localizada na cidade de Santos, estado de São Paulo, Brasil.

O solo mole é assim caracterizado por apresentar baixa capacidade de suporte e grandes deformações quando submetido a acréscimo de tensão, fazendo com que ocorram recalques no solo que podem prejudicar o perfeito uso da edificação.

## 2 ÁREA DE ESTUDO

A edificação está localizada na cidade de Santos, litoral do estado de São Paulo, Brasil (Figura 1). A cidade é famosa por seus prédios inclinados ao longo da orla, e segundo Oliveira (2001) a região é considerada como o segundo pior solo do mundo para a construção de prédios. Pois as fundações diretas são assentes em região com camada superficial de areia, geralmente medianamente compacta seguida por camada extensa e profunda de argila marinha, muito compressível, gerando problemas geotécnicos que se desenvolvem ao longo do tempo prejudicando as estruturas da região.



Figura 1. Identificação da cidade de Santos no estado de São Paulo, Brasil

O edifício possui o formato em “L”, com 9.296,60 m<sup>2</sup> de área construída dispostos em sete pavimentos sendo que a estrutura está apoiada em apenas 18 pilares. O projeto de fundações é constituído por sapatas isoladas e sapatas corridas com viga de rigidez de 150 cm de altura por 50 cm de largura.

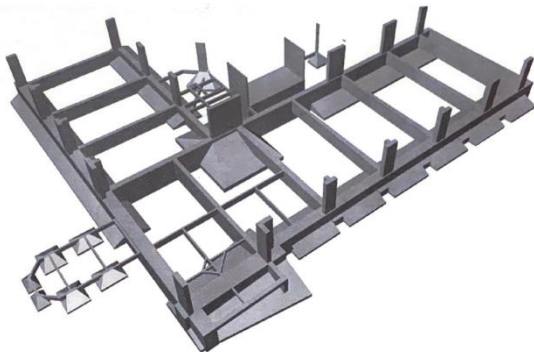


Figura 2. Perspectiva da fundação (Oliveira 2001).

### 2.1 Perfil geotécnico

Para a caracterização geotécnica foram realizadas 4 sondagens de simples reconhecimento, 2 ensaios de piezocone, nos quais observou-se camadas serimentares intercaladas de areia e argila.

A primeira camada é de aterro areno-argiloso com espessura de 0,5 a 1,5 metros seguida por uma segunda camada de areia fina siltosa cinza, com espessura variando entre 10,8 a 11,9 metros e valores de N<sub>spt</sub> entre 8 e 47. A maioria dos furos de sondagens constata a terceira camada sendo composta por argila marinha, arenosa, de pequena espessura, aproximadamente 1 metro e com N<sub>spt</sub> igua a 4 (Oliveira 2001).

Abaixo da terceira camada, tem-se a quarta camada de argila marinha siltosa, pouco arenosa, cinza escura, com 18 metros de espessura e valores de N<sub>spt</sub> entre 2 e 3. A quinta camada é composta por areia com 2 metros de espessura, porém mais argilosa e menos compacta que a camada de areia anterior, N<sub>spt</sub> médio de 5. Após a quinta camada, tem-se uma camada de argila marinha com N<sub>spt</sub> da ordem de 6 a 8 e com 6 metros de espessura. Por último, se têm uma camada de areia fina, média, com pedregulhos e valor de N<sub>spt</sub> variando entre 12 e 43, denominada sétima camada. As sondagens não atingiram o impenetrável, sendo a cota máxima alcançando os 53,85 metros de profundidade. O nível d’água freático esta na cota aproximada de -1,30 metros.

## 3 MATERIAIS E MÉTODOS

A planta de cargas do edifício apresenta os valores de solicitação nos pilares variando de 2930kN a 15610 kN. Considerando a planta de fundações, o acréscimo de tensão foi calculado pelo método de Boussinesq sendo o centro da camada de argila mole, cerca de 20,25 metros de profundidade a partir da cota de assentamento da sapata (Tabela 2). Apesar da cota de assentamento das sapatas variarem entre -1,20 a -1,75 metros, neste estudo foi adotado que todas as sapatas estão na cota -1,75 metros.

Foram retiradas amostras Shelby do centro da camada de argila mole para ensaios de caracterização e ensaio de adensamento, obtendo-se os seguintes parâmetros e valores médios listados na Tabela 1. Os desvios padrão e as variâncias foram estimados a partir de coeficientes de variação (CV) existentes na literatura conforme estudos de Duncan (2000), Harr (1984), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadim (1997).

Tabela 1. Características da camada de argila

Parâmetros	média	CV (%)
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.75	3-7
$e_0$	2.36	-
$\sigma'_{vm}$ (kPa)	186.88	10-35
$Cc/1+e_0$	0.34	10-37
$Cr/1+e_0$	0.05	-
$\sigma'_{v0}$ (kPa)	176.3	-
OCR	1.06	10-35

### 3.1 Cálculo de recalque das sapatas

A partir dos dados obtidos dos ensaios de caracterização, adensamento e considerando a espessura da camada de argila igual a 18 metros, calculou-se o recalque total previsto para cada sapata, segundo a equação de Terzaghi, conforme Tabela 2.

Tabela 2. Recalque total de projeto previsto

Sapata	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\rho$ (m)
S1	44.26	0.4632
S2	39.72	0.4079
S3	52.35	0.5590
S4	40.29	0.4149
S5	37.56	0.3812
S6	36.72	0.3708

A edificação teve os recalques monitorados pela instalação de 18 pinos de aço com rosca e para referência de nível das leituras um “bench march” instalado a 53,85 metros de profundidade, em camada de areia compacta. As leituras foram iniciadas após a execução da primeira laje até 8 meses após a entrega da obra. A Tabela 3 apresenta os valores da última medição, realizada em junho de 2001 (Oliveira 2001).

Tabela 3. Leitura de recalque medido (Oliveira 2001)

Sapata	$\rho$ (m)
S1	0.0749
S2	0.0656
S3	0.0880
S4	0.0753
S5	0.0676
S6	0.0743

Nas obras de engenharia para o cálculo do recalque, geralmente se admite um carregamento instantâneo para a edificação, porém esta obra levou mais de um ano para ser concluída. Portanto, será adotada a solução proposta por Terzaghi, a qual considera que para carregamentos que aconteceram de maneira aproximadamente linear com o tempo, após o término da obra, os recalques são equivalentes aos que corresponderiam ao carregamento feito no tempo médio do período construtivo, já que para esta hipótese os recalques são considerados proporcionais aos carregamentos (Sousa Pinto 2016).

Assim, para a comparação dos recalques medidos em campo com os recalques de projeto previstos considerou-se estes para um tempo igual a 422,5 dias, com coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) igual a  $2,1 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, obtido a partir do ensaio de adensamento realizado, e drenagem nas duas faces, Tabela 4.

Os recalques diferenciais de projeto previsto foram estimados pelo levantamento das distâncias entre os eixos das sapatas (Tabela 5) e a diferença de recalque entre elas; calculado considerando como variável aleatória o índice de compressão

( $C_c/1+e_0$ ) e a razão de pré-adensamento (OCR), a partir do coeficiente de variação em 30%, baseado nos dados apresentado na Tabela 1. Estas variáveis foram selecionadas por serem os parâmetros que mais influenciam no cálculo do recalque por Terzaghi (Ribeiro, 2008).

Tabela 4. Recalque previsto para o tempo equivalente a última leitura do recalque monitorado em campo (8 meses após a entrega da obra)

Sapata	$\rho$ (m)
S1	0.0510
S2	0.0449
S3	0.0615
S4	0.0456
S5	0.0419
S6	0.0408

Tabela 5. Levantamento das distâncias entre sapatas

Sapata	Distância entre eixos(m)					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
S1		21.51	17.93	14.96	32.66	29.32
S2			17.23	32.22	22.56	28.27
S3				19.55	15.05	12.80
S4					33.40	24.77
S5						12.30
S6						

Para a tolerância da estrutura aos recalques diferenciais foi adotada distorção média de 1/500, conforme proposta por Bjerrum (1963), correspondente à tolerabilidade da edificação onde não é permitida a abertura de fissuras. Assim, foi fixada a distorção angular limite e o recalque diferencial limite foi calculado mediante a seguinte relação:

$$\delta_L = \theta_L \cdot L \quad (1)$$

Onde,

$\delta_L$  é o recalque diferencial limite  
 $\theta_L$  representa distorção angular limite  
 $L$  equivale a distância entre duas sapatas

Adotando a distorção angular tolerável limite como constante e tendo como variável da análise a distância entre elementos da fundação, calculou-se o recalque diferencial limite entre cada sapata da edificação, conforme apresentado na Tabela 6.

A partir das leituras dos recalques medidos também foram calculados os recalques diferenciais para a amostra real ( $\delta_{REAL}$ ), conforme Tabela 7.

Tabela 6. Recalque diferencial limite ( $\delta_L$ )

Recalque diferencial limite(m)						
Sapata	S1	S2	S3	S4	S5	S6
S1		0.043	0.036	0.030	0.065	0.059
S2			0.034	0.064	0.045	0.057
S3				0.039	0.030	0.026
S4					0.067	0.050
S5						0.025
S6						

Tabela 7. Recalque diferencial da amostra real medido ( $\delta_{REAL}$ )

Recalque diferencial da amostra real medido(m)						
Sapata	S1	S2	S3	S4	S5	S6
S1		0.0093	0.0131	0.0004	0.0073	0.0006
S2			0.0224	0.0097	0.0020	0.0087
S3				0.0127	0.0204	0.0137
S4					0.0077	0.0010
S5						0.0067
S6						

### 3.2 Análise de confiabilidade de primeira ordem - FORM

Nesta seção apresentam-se os conceitos básicos para avaliação da confiabilidade considerando o estado limite de serviço referente a recalques diferenciais. O método FORM – *First Order Reliability Method* – se desenvolve pela transformação das variáveis aleatórias no espaço de projeto para um espaço simétrico de variáveis normais padrão não correlacionadas. Neste espaço, é feita a busca pelo ponto sobre a equação de estado limite que mais se aproxima da origem do espaço, chamado ponto de projeto. Assim, a probabilidade de falha é estimada por  $\Phi(-\beta)$ , em que  $\beta$  é a distância entre a origem do espaço normal padrão e o ponto de projeto (Beck 2014).

“O vetor de variáveis aleatórias,  $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ , representa um conjunto de parâmetros geotécnicos aleatórios. Uma função de estado de desempenho ou limite  $G(X)$  é formulada de forma que  $x|G(X) \leq 0$  seja o domínio de falha,  $x|G(X) > 0$  o domínio de segurança e  $G(X) = 0$  o limite entre os domínios de segurança e de falha. A probabilidade de falha ( $P_f$ ) é dada por:” (Siacara et al 2020):

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx \quad (2)$$

Na análise probabilística, adotou-se um recalque diferencial para a distorção média de 1/500, correspondente à limitação da edificação, a qual não é tolerável a abertura de fissuras em nenhuma hipótese. A análise do método FORM foi realizada pelo software *Matlab* com auxílio da estrutura *UQlab*.

O problema da confiabilidade é representado pela Equação 3, em que  $p_f$  representa a probabilidade de ocorrência da solicitação (recalques diferenciais de projetos previstos) superar os valores do limite de serviço (recalques diferenciais limites). A probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais intoleráveis é:

$$p_f = P[F] = P[U_{i=1}^n E_i] \quad (3)$$

Em que,

$p_f$  é a probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais intoleráveis

$F$  evento falha do sistema

$E_i$  representa o evento da ocorrência de recalque diferencial inaceitável considerando o  $i$ -ésimo par de sapatas

$U_{i=1}^n E_i$  é a representação da união dos eventos

A equação de estado limite descreve os diversos modos de falha dos elementos. Para o presente problema, a falha de um componente representa a falha do sistema. Neste caso a equação de estado limite é escrita conforme Equação 4, onde a falha é obtida quando  $G(X) \leq 0$ . Adotou-se  $\sigma'_{vm} = OCR \cdot \sigma'_{v0}$ :

$$G(X) = \min \left( (\theta_L \cdot L_{S1S2} - \left( H \cdot \left[ \frac{C_r}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{S1}}{\sigma'_{vm}} \right] - H \cdot \left[ \frac{C_r}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{S2}}{\sigma'_{vm}} \right] \right)), \dots, (\theta_L \cdot L_{S5S6} - \left( H \cdot \left[ \frac{C_r}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{S5}}{\sigma'_{vm}} \right] - H \cdot \left[ \frac{C_r}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{S6}}{\sigma'_{vm}} \right] \right)) \right) \quad (4)$$

Em que,

$\theta_L$  representa a distorção angular limite

$L_{S1S2}$  é a distância entre as sapatas 1 e 2

$H$  é a espessura da camada de argila

$C_r$  é o índice de recompressão

$e_0$  é o índice de vazios inicial

$\sigma'_{vm}$  representa a tensão de pré-adensamento

$\sigma'_{v0}$  representa a tensão efetiva inicial

$C_c$  é o índice de compressão

$\Delta\sigma_{S1}$  é o acréscimo de tensão da sapata 1

A Tabela 8 apresenta as características das variáveis aleatórias consideradas na análise.

Tabela 8. Variáveis aleatórias

Variável	Símbolo	Distribuição	$\mu_{xi}$	$\sigma_{xi}$
Índice de compressão	$C_c/1+e_0$	Normal	0.34	0.102
Razão de pré-adensamento	OCR	Normal	1.06	0.318

#### 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Observa-se que a leitura de recalque medido (Tabela 3) tem valores superiores aos recalques previstos para o tempo equivalente à da medição (Tabela 4). Souza Pinto (2016) ressalta que duas hipóteses que são satisfeitas nos ensaios de adensamento em laboratório não o são em situações reais de campo, como a consideração da compressão, que em laboratório ocupa toda a parte superior do cilindro já em campo equivaleria a carregamentos feitos em grandes áreas o que não é o caso da fundação de edifícios; outra hipótese ainda relacionada com a compressão é a possibilidade de drenagem pelas laterais das áreas carregadas ocasionando a dissipação da pressão neutra mais rapidamente do que o previsto; há ainda uma terceira hipótese, a da consideração da homogeneidade do solo que nos depósitos naturais na verdade são heterogêneos, frequentemente existe a ocorrência de camadas arenosas. Assim, a experiência mostra que os recalques reais ocorrem de maneira mais rápida do que previsto.

Comparando os recalques previstos com os medidos (Tabela 3 e Tabela 4) observa-se que as sapatas S1 e S2 demonstram uma diferença de aproximadamente 2 cm e as demais sapatas com cerca de 3 cm de diferença. Observa-se que os recalques medidos são de pequena magnitude por conta da medição realizada em um curto intervalo de tempo decorrido no processo de adensamento do solo, portanto, a leitura manual pode ofuscar erros expressivos. É importante ressaltar a necessidade de realizar novas leituras a fim de confrontar os recalques previstos com os recalques medidos, pois o tempo decorrido em anos permite o desenvolvimento do adensamento do solo em campo e assim a obtenção de leituras de recalque de maior magnitude.

O recalque diferencial (Tabela 7) é influenciado pelo recalque absoluto (Tabela 3), assim, quanto maior o recalque absoluto maior será o recalque diferencial. Através dos dados de recalques diferenciais da amostra real medido, têm-se o máximo de 2,24 cm entre as sapatas S2 e S3, seguido de 2,04 cm entre as sapatas S3 e S5. Os demais valores apresenta-se de pequena magnitude.

A comparação do recalque diferencial limite (Tabela 6) com os valores do recalque diferencial da amostra real medido (Tabela 7) está exposto na Tabela 9. É importante ressaltar que valores inferiores a zero indicariam a falha do sistema.

Através da Tabela 9 é possível observar que não houve falha para o recalque diferencial em nenhum dos elementos, para a data das medições realizadas, porém o recalque diferencial entre as sapatas S3-S5 e S3-S6 encontra-se próximo ao limite, cerca de 1 cm.

Para a análise da confiabilidade é necessário imputar a probabilidade de ocorrência do evento de interesse, no caso de estruturas o evento pode ser a ruína ou o insucesso (Lopes 2019). Azevedo e Diniz (2007, apud Lopes 2019) demonstram que para a confiabilidade estrutural é necessário garantir que uma resistência (R) seja superior a uma solicitação (S). Assim, é obtida a função  $G(X)$  que descreve o desempenho da diferença R-S. Por meio dessas informações calcula-se a probabilidade de insucesso relativa a um índice de confiabilidade, designado por  $\beta$  (Ribeiro 2008). Com base no valor do índice de confiabilidade ( $\beta$ ) é possível chegar à probabilidade de insucesso (ou falha) através de tabelas, ábacos ou por funções no *software Microsoft Excel* (Yanez 2016).

O JCSS (2000) atribui índices de insucesso para o ELS irreversível com valores de  $P_f$  igual a  $10^{-2}$  (Tabela 10) e associado a um custo baixo em relação a medida de segurança.

Tabela 9. Comparação entre o recalque diferencial limite ( $\delta_L$ ) e o recalque diferencial da amostra real ( $\delta_{REAL}$ )

Elementos	$(\delta_L) - (\delta_{REAL})$	Limite para falha: $(\delta_L) - (\delta_{REAL}) \leq 0$
S1-S2	0.034	Não falha
S1-S3	0.023	Não falha
S1-S4	0.030	Não falha
S1-S5	0.058	Não falha
S1-S6	0.058	Não falha
S2-S3	0.012	Não falha
S2-S4	0.055	Não falha
S2-S5	0.043	Não falha
S2-S6	0.048	Não falha
S3-S4	0.026	Não falha
S3-S5	0.010	Não falha
S3-S6	0.012	Não falha
S4-S5	0.059	Não falha
S4-S6	0.049	Não falha
S5-S6	0.018	Não falha

Na Tabela 11 são apresentados os valores de probabilidade de falha ( $P_f$ ) e do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), do recalque diferencial analisados pelo método FORM. Observa-se que para os valores obtidos, conforme Tabela 11, a amostra de projeto previsto atende aos valores propostos pelo *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS 2000) apenas para as sapatas S2-S4, S2-S5, S2-S6, S4-S5 e S5-S6, nas demais há cerca de 34,3 a 99,8% de chance de o recalque diferencial ultrapassar o limite no qual não é permitido a abertura de fissuras. Portanto, observa-se, que é necessário conferir maior rigidez a estrutura, medida tal que já foi adotada através das vigas de rigidez. O que também permite concluir que a análise da probabilidade usando apenas a equação de Terzaghi não representa com fidelidade a realidade.

Tabela 10. Índice de confiabilidade relacionado ao ELS irreversíveis JCSS (2000)

Custo relativo à Medida de Segurança	Índice Associado (ELS irreversível)
Alto	$\beta = 1.3 (P_f \approx 10^{-1})$
Normal	$\beta = 1.7 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-2})$
Baixo	$\beta = 2.3 (P_f \approx 10^{-2})$

Tabela 11. Resultado de probabilidade de falha para o ELS

Elementos	$\beta$	$P_f$	Limite ( $P \approx 10^{-2}$ ) (JCSS, 2000)
S1-S2	0.74	$7.70 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S1-S3	2.08	$9.81 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S1-S4	1.26	$8.97 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S1-S5	0.68	$7.51 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S1-S6	1.22	$8.89 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S2-S3	2.57	$9.95 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S2-S4	27.34	-	Aceitável
S2-S5	2.30	$1.08 \times 10^{-2}$	Aceitável
S2-S6	1.74	$4.11 \times 10^{-2}$	Aceitável
S3-S4	2.43	$9.92 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S3-S5	2.77	$9.97 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S3-S6	2.88	$9.98 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S4-S5	3.27	$5.34 \times 10^{-4}$	Aceitável
S4-S6	0.41	$3.43 \times 10^{-1}$	Não aceitável
S5-S6	4.51	$3.29 \times 10^{-6}$	Aceitável

## 5 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos para o índice de confiabilidade e probabilidade de falha relacionado ao ELS foram comparados com os valores apresentados por JCSS (2000), revelando que a obra não atende os requisitos com relação ao estado limite de serviço (ELS). Como os recalques devido ao adensamento tendem a continuar se desenvolvendo ao longo do tempo, faz-se necessária nova avaliação quanto ao recalque diferencial atualmente, após 20 anos da conclusão da obra.

Comparando os recalques reais medidos com os recalques de projeto previstos para o mesmo intervalo de tempo, ou seja, para o início do processo de adensamento. Observa-se uma maior magnitude dos recalques reais medidos, visto que as condições de campo não são exatamente as mesmas das de laboratório.

Apesar da análise probabilística apresentar elevada probabilidade de falha, na análise dos dados do recalque diferencial limite com o recalque diferencial da amostra real, não foi observada falha em nenhum elemento.

## 6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Paraná. Este trabalho foi desenvolvido com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoas de Nível Superior – Brasil (CAPES).

## 7 REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6122 (2022) : *Projeto e execução de fundações*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- Beck A. T. 2014. Curso de confiabilidade estrutural. São Carlos : EESC-USP.
- Bjerrum L. 1963. Allowable settlement of structure. In *Proceedings of the 3rd European Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany., 2, 135-137.
- Cintra J.C.A, Aoki, N and Albiero, J. H. 2011. *Fundações diretas : projeto geotécnico*. Oficina de Textos.
- De Sousa Pinto C. 2016. Curso básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos.
- Duncan J. M. 2000. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n4, p.307-316.
- Harr M. E. 1984. Reliability-Based Design in Civil Engineering. Henry M. Shaw Lecture, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, 68 pp.
- Joint Committee on Structural Safety – JCSS (2000). Probabilistic model code. Part I – Basis of design. JCSS-OSTL/DIA/VROU. The Netherlands, 62.
- Kulhawi F. H. 1992. On the Evaluation of Soil Properties. ASCE Geotechnical Special Publication, N°31, p.p 47-86.
- Lacasse S. and Nadim F. 1997. Uncertainties in Characterizing Soil Properties. Norwegian Geotechnical Institute Publication, N° 201, Oslo, p.p. 49-75.
- Lopes L.F.A. 2019. Aplicação da Teoria da Confiabilidade na Verificação do Estado Limite de Serviço de Edifícios Construídos em Parede de Concreto com Fundação em Radier. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Maringá. Maringá.
- Oliveira N. J. 2001. Estudo comparativo de recalques observados e calculados utilizando a teoria de Terzaghi : o caso de um edifício situado em Santos. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. São Paulo.
- Ribeiro R. C. H. 2008. Aplicação de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Siacara A. T., Napa-García G. F., Beck A. T., Futai M. M. 2020. Análise de confiabilidade de primeira ordem (FORM) aplicada à engenharia de barragens. In : *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 20., 2020, Campinas, São Paulo*
- Uzielli, M.; Lacasse, S.; Nadim, F. & Phoon, K. 2007. Soil variability analysis for geotechnical practice. 2nd International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, vol. 3, pp. 1653-1752. <https://doi.org/10.1201/NOE0415426916.ch3>
- Yañez D. G. 2016. Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterro sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

*The paper was published in the proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE) and was edited by Gonzalo Montalva, Daniel Pollak, Claudio Roman and Luis Valenzuela. The conference was held from November 12<sup>th</sup> to November 16<sup>th</sup> 2024 in Chile.*