



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



ANDRÉ SOARES DE CASTRO

**PROBABILIDADE DE RUPTURA: UMA NECESSÁRIA ABORDAGEM
COMPLEMENTAR PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE
ESTACAS**

Macaé
2021

ANDRÉ SOARES DE CASTRO

PROBABILIDADE DE RUPTURA: UMA NECESSÁRIA ABORDAGEM
COMPLEMENTAR PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:

Prof. Lucas Marques Pires da Silva
Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé
2021

SC355p Soares de Castro, André
PROBABILIDADE DE RUPTURA: UMA NECESSÁRIA
ABORDAGEM COMPLEMENTAR PARA O DIMENSIONAMENTO
GEOTÉCNICO DE ESTACAS / André Soares de Castro. --
Rio de Janeiro, 2021.
84 f.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães.
Coorientador: Lucas Marques Pires da Silva.
Trabalho de conclusão de curso (graduação) -
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus
Macaé Professor Aloísio Teixeira, Bacharel em
Engenharia Civil, 2021.

1. Dimensionamento Geotécnico. 2. Probabilidade
Ruptura. 3. Estacas. 4. Planilhas Eletrônicas. 5.
Código de Defesa do Consumidor. I. Vaz de Mello
Guimarães, Gustavo, orient. II. Marques Pires da
Silva, Lucas, coorient. III. Título.

Elaborado pelo Sistema de Geração Automática da UFRJ com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a), sob a responsabilidade de Miguel Romeu Amorim Neto - CRB-7/6283.

ANDRÉ SOARES DE CASTRO

PROBABILIDADE DE RUPTURA: UMA NECESSÁRIA ABORDAGEM
COMPLEMENTAR PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS

Trabalho de Conclusão de Curso de
graduação submetida à Universidade
Federal do Rio de Janeiro – Campus
Macaé como parte dos requisitos
necessários à obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em Macaé, 23 de novembro de 2021.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc. (UFRJ/Macaé)

Prof. Lucas Marques Pires da Silva, Mestrando (UFRJ/Macaé)

Prof. Márcio Jose de Medeiros, D.Sc. (UFRJ/Macaé)

Eng. Luiz Felipe Campos Lobo (Solo-Suporte Fundações)

Dedico este trabalho

Aos meus pais que pavimentaram a estrada pela qual eu caminhei;

A minha namorada e amigos que me motivaram a continuar caminhando;

A todos professores que construíram o conhecimento pelo qual posso ser chamado hoje de Engenheiro Civil;

A Deus autor e consumidor da minha fé;

AGRADECIMENTOS

A Deus que rege cada um dos meus passos.

Aos meus pais que sempre deram tudo de si para que não faltasse nada para mim.

Aos amigos de faculdade por tornarem esta jornada mais prazerosa.

Ao Lucas Pires Marques da Silva que durante toda faculdade foi muito mais que um amigo. Um professor de Física nas horas vagas e por fim meu atencioso orientador.

Ao meu orientador Gustavo Vaz de Mello Guimarães que dedicou muito esforço para que esse trabalho se concluísse em tempo hábil, com uma orientação paciente e minimalista.

A Amanda, minha namorada e companheira que não me deixou desanimar nem por um segundo em meio a esta jornada.

A toda UFRJ Macaé, seu corpo docente, direção e administração, que me proporcionaram a oportunidade de completar minha graduação.

Obrigado.

“Os que esperam no Senhor
subirão com asas como águias;
correrão, e não se cansarão...”

Isaías 40:29-31.

RESUMO

O dimensionamento geotécnico de fundações superficiais e profundas, há muito tempo, segue uma linha tradicional de verificação de dois requisitos básicos: (i) segurança adequada com relação a ruptura e (ii) recalques compatíveis com a estrutura. A norma brasileira de fundações, NBR 6122/2019, preconiza esses dois requisitos e vai além, mencionando que as fundações superficiais têm que possuir um fator de segurança mínimo de 3 e as fundações profundas fator de segurança mínimo de 2, ambos com relação a ruptura. Naturalmente, a norma não estabelece um valor limite para os recalques, pois cada estrutura possui seu deslocamento admissível. Assim, é necessário, em cada projeto, que estes deslocamentos sejam compatibilizados com os recalques das fundações. Em 2017, o código de defesa do consumidor, no Art. 6º, publicou que: “*o consumidor de produtos e serviços tem direito básico de tomar conhecimento da informação adequada e clara sobre os diferentes produtos e serviços, com especificação correta de quantidade, características, composição, qualidade e preço, bem como sobre os riscos que apresentem*”. Em outras palavras, tornou-se importante uma análise do risco de falha (probabilidade de ruína/ruptura), dos produtos. Considerando que as fundações são produtos/serviços entregues a clientes o mercado de engenharia brasileiro se viu perante a uma nova abordagem a ser verificada nos projetos geotécnicos: probabilidade de ruína/ruptura. Neste contexto, o presente trabalho apresenta a visão de alguns autores sobre o assunto e traz planilhas eletrônicas para um melhor entendimento do problema. Dois estudos de caso de estacas em obras são utilizados como exemplo a fim de facilitar o entendimento do assunto.

Palavras-chave: Dimensionamento Geotécnico. Probabilidade Ruptura. Estacas. Planilhas Eletrônicas. Código de Defesa do Consumidor.

ABSTRACT

The geotechnical design of shallow and deep foundations follow a traditional structure of verification of two basic requirements: (i) enough safety factors against failure and (ii) compatible settlements of foundations and structure. The Brazilian foundation standard, NBR 6122/2019, advocates these two requirements and goes further, mentioning that shallow foundations have to have a minimum safety factor of 3 and deep foundations minimum safety factor of 2, both in relation to failure. Indeed, the standard does not establish a limit value for the settlements, because each structure has its permissible displacement. Therefore, it is necessary in each project that these displacements be compatible with the foundation swells. In 2017, the consumer protection rule, in Art. 6, published that: "*the consumer of products and services has a basic right to become aware of the appropriate and clear information about the different products and services, with specification, quantity, characteristics, composition, quality and price, as well as the risks they present.*" In other words, an analysis of the risk of failure (probability of ruin/rupture) of products has become important. Considering that foundations are products/services delivered to customers, the Brazilian engineering has faced a new approach to be verified in geotechnical designs: probability of ruin/failure. So on, this research presents the view of some authors on the subject and brings spreadsheets for a better understanding of the problem. Two analyses of several constructed piles are used as an example in order to facilitate the understanding of the subject.

Key words: Geotechnical Design. Fail Probability. Piles. Spreadsheets. Consumer Protection Rules.

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	11
1.1	Considerações iniciais.....	11
1.2	Justificativa.....	12
1.3	Objetivos gerais.....	13
1.4	Objetivos específicos.....	14
1.5	Metodologia.....	14
1.6	Estrutura do trabalho.....	14
2	PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA.....	17
2.1	Conceitos Iniciais.....	17
2.1.1	Média Aritmética.....	17
2.1.2	Desvio Padrão.....	17
2.1.3	Coeficiente de Variação.....	18
2.2	Distribuição Normal.....	18
2.2.1	Valores de interesse.....	19
2.3	Teorema de Bayes.....	20
3	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	25
3.1	Métodos de estimativa de capacidade de carga.....	27
3.2	Resistência característica (NBR 6122/ 2019).....	31
4	SOLICITAÇÃO.....	34
4.1	Estados Limites.....	34
4.1.1	Estados limites de uma estrutura.....	34
4.1.2	Estados limites últimos (ELU).....	34
4.1.3	Estado de limite de serviço (ELS).....	34
4.2	Classificação de Ações.....	35
4.3	Visão tradicional.....	35
4.3.1	Valores representativos das ações para limites últimos.....	35
4.3.2	Concepção da NBR 8681:2003.....	36
4.4	Visão contemporânea.....	36
5	SEGURANÇA E PROBABILIDADE DE RUPTURA.....	38
5.1	Segurança.....	38
5.1.1	Fator de Segurança Global.....	38
5.1.2	Fator de Segurança Tradicional.....	39
5.1.3	Fator parcial de resistência (γ_R).....	39
5.1.4	Fator parcial de solicitação (γ_S).....	39
5.1.5	Fator parcial de majoração de carga (γ_f).....	39
5.1.6	Fator parcial de minoração de resistências (γ_m).....	40

5.2	Confiabilidade	40
5.2.1	Margem de Segurança	41
5.2.2	Fator β (de confiabilidade)	42
5.3	Análise risco econômico-financeiro	42
5.3.1	Consequências de ruína	43
5.3.2	Vulnerabilidade	45
5.3.3	Teorema de Bayes aplicado a probabilidade de ruína	46
5.4	Aplicações	47
5.4.1	Aoki (2018)	48
5.4.2	Sugestão de modificações.....	51
6	ESTUDO DE CASO	53
6.1	Visão tradicional	55
6.1.1	Alledi et. al. (2006).....	55
6.1.2	Lobo (2016)	60
6.2	Nova proposta	64
6.2.1	Alledi et. al. (2006).....	64
6.2.2	Lobo (2016)	66
6.3	Discussões	68
7	ASPECTOS RELEVANTES, CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS..	72
7.1	Últimas considerações	72
7.2	Conclusões	72
7.3	Considerações finais e sugestões para futuras pesquisas	73
	BIBLIOGRAFIA	75
	ANEXOS	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O rompimento da barragem em Brumadinho foi o maior acidente de trabalho no Brasil em perda de vidas humanas, de acordo professor de direito do trabalho na Universidade de Guarulhos, Gleibe Pretti, entrevistado pela BBC News Brasil.

Esse desastre industrial, humanitário e ambiental causou a morte de 270 pessoas, incluindo oito desaparecidas, em números oficiais divulgados em 6 de outubro de 2021. (Souza, G1, 2019).

Em meio a comissões parlamentares de inquéritos e investigações pelo Ministério público instauradas que analisaram relatórios de estabilidade da barragem apresentados pela Vale S.A, a empresa informou em nota, através de seu website, que a barragem possuía fator de segurança de acordo com boas práticas mundiais e acima da referência da norma brasileira.

Não muito distante, em novembro de 2015, chama a atenção o acidente ocorrido na barragem da Samarco, em Mariana, que também remete a mesma ideia. Neste acidente, embora o número de vítimas fatais seja bem inferior (19 pessoas faleceram) outros dados impressionam, como pode ser observado na figura 1.1.



Figura 1.1 – Dados impressionantes da ruptura da barragem da Samarco, na cidade de Mariana em Minas Gerais, adaptada de <http://www.mpf.mp.br/grandes-casos/caso-samarco/o-desastre>, acessado em 03/11/2021.

Em alguns países a análise da probabilidade de ruína já se tornou normatizada, junto com a verificação dos fatores de segurança parciais, como por exemplo na norma do Eurocode 7, segundo citam Cintra e Aoki (2010). No Brasil, devido a casos notórios de ruptura em fundações, como os ilustrados anteriormente, a adequação normativa frente a abordagem tradicional, onde somente o do fator de segurança é elemento mandatório nos projetos de fundação, vem sendo cada vez mais requerida.

Cabe destacar, que o fator de segurança não é uma medida do risco de ruína e sim um fator de minoração da resistência (capacidade de carga), a fim de reduzir a probabilidade de ruptura (Adaptado de Aoki, 2020).

1.2 Justificativa

No Brasil, até a década de 2010, o projeto e a execução de fundações eram considerados atividades da área das ciências exatas por serem fundamentados em conceitos da matemática e no determinismo da física clássica newtoniana. (Aoki,2018)

Com o decorrer dos anos esse paradigma foi se alterando e a execução de fundações passou a ser observada de uma forma não exata, e que possui riscos. A NBR 6122:2010 menciona que:

“NOTA 1. Reconhecendo que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes nesta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua aplicação.” (NBR 6122:2010, p.1)

Paralelamente a essa mudança de paradigma pode-se acrescentar, mais recentemente, o Código de Defesa do Consumidor (2017) que declara que o consumidor de produtos e serviços tem direito básico de tomar conhecimento de:

“... a informação adequada e clara sobre os diferentes produtos e serviços, com especificação correta de quantidade, características, composição, qualidade e preço, **bem como sobre os riscos que apresentem...**”.
(Código de Defesa do Consumidor - Art. 6º)

O mesmo código ainda especifica que produto é qualquer bem, móvel ou imóvel, material ou imaterial e serviço é qualquer atividade fornecida no mercado de consumo.

Desta forma é compreensível que a execução de fundações, seja ela considerada como produto ou serviço, deve informar ao usuário, comprador ou detentor desse bem, os possíveis riscos de ruína.

Pode-se traçar um paralelo com a atividade de médicos e advogados, profissionais liberais que se preocupam com os riscos de perda de saúde, bens imateriais, e, até liberdade, enquanto engenheiros civis preocupam-se com a ruína de bens materiais e/ou imóveis. (Aoki, 2018).

Sob essa nova ótica, o valor do bem imóvel é medido por um determinado valor monetário e, portanto, para fins de tomada de decisão, deve existir uma análise de risco econômico financeiro. Assim, muitas vezes, por ser leigo, o consumidor tem o direito de saber o risco financeiro do empreendimento almejado.

Essa mudança de interpretação da concepção de projeto geotécnico das fundações é ainda muito recente para boa parte dos engenheiros civis geotécnicos brasileiros. Isto vem ocasionando cada vez mais problemas, pois existe a necessidade de adaptação das ferramentas tradicionais. Em muitos projetos essa nova ótica não é contemplada ainda e o resultado são inúmeros processos judiciais.

1.3 Objetivos gerais

O trabalho visa a difusão de um conceito complementar para análise do projeto geotécnico de fundações em estacas. A ideia geral é mostrar a importância do conceito de probabilidade de ruína associado aos conceitos tradicionais de fator de segurança e deslocamentos.

1.4 Objetivos específicos

O objetivo específico deste trabalho é conceder suporte aos profissionais da área de geotecnia para se adequarem às novas demandas do mercado de projetos de fundações. Assim, caracterizou-se imperativo a adaptação de mecanismos que facilitem os cálculos numéricos da probabilidade de ruína e análise de risco econômico-financeiro a partir de uma planilha eletrônica que possua uma aplicação simples para os engenheiros civis geotécnicos

1.5 Metodologia

A metodologia deste trabalho passa pela revisão de conceitos de probabilidade e estatística, estimativa de capacidade de carga de fundações profundas, solicitações provindas da superestrutura, além da visão detalhada da questão associada a segurança e probabilidade de ruptura. Uma aplicação prática, por meio de uma planilha eletrônica, muito utilizada em projetos geotécnicos com base na análise de probabilidade de ruína é apresentada e discutida. Para simplificar a utilização deste novo conceito um estudo de caso envolvendo dois exemplos de projetos de estacas é analisado. Cabe ressaltar, que este trabalho seguiu a linha apresentada por Aoki (2018 e 2020), NBR 6122/2019, NBR 8681/2003 e alguns documentos internacionais.

1.6 Estrutura do trabalho

A estrutura principal do trabalho é composta por sete capítulos: Introdução, Probabilidade e estatística; Capacidade de carga de fundações profundas; Solicitação; Segurança e probabilidade de ruptura; Estudo de caso; (Conclusão??) Aspectos finais relevantes.

O primeiro capítulo traz para o leitor uma introdução do tema mostrando a importância de uma visão ampla para o dimensionamento geotécnico de fundações. No Brasil, devido a casos notórios de ruptura em fundações, como o caso da barragem de Brumadinho ou da barragem de Mariana, a adequação normativa frente a relevância do fator de segurança como elemento mandatório nos projetos de fundação vem sendo

requerida. Com efeito, as revisões sofridas pela NBR 6122/2019 e pelo código de defesa do consumidor (2017) fazem com que se torne necessário, além da verificação dos requisitos tradicionais que toda fundação tem que atender, uma análise do risco de ruína geotécnica das fundações. Por fim são explicitados os objetivos gerais e específicos e a metodologia do trabalho.

O segundo capítulo faz uma revisão sobre os conceitos básicos de estatística, tais como: média aritmética, desvio padrão, coeficiente de variação, além dos conceitos de probabilidade: distribuição normal e teorema de Bayes. Cabe ressaltar que estes conceitos são vistos durante o curso de engenharia da UFRJ/Macaé na disciplina de Probabilidade e Estatística, ministrada no 3º período do curso.

O terceiro capítulo apresenta, de forma resumida, a visão tradicional, com respeito aos métodos semi-empíricos e empíricos, para estimativa da capacidade de carga geotécnica para fundações profundas e a recente revisão da NBR 6122/2019 com respeito a resistência característica (R_k)

O quarto capítulo, por sua vez, traz a visão das solicitações atuantes nas fundações, fazendo um breve resumo do estado limite último e estado limite de serviço de acordo com a NBR 8681/2003. Além disso, uma breve classificação dos tipos de ações também é apresentada. A visão tradicional e a visão contemporânea sobre a forma de consideração das solicitações em projetos finalizam este capítulo.

O quinto capítulo apresenta a questão associada a segurança e probabilidade de ruptura, sendo que, primeiramente, aparece um panorama dos diversos tipos de fatores de segurança existentes, passando depois para a análise da confiabilidade, seguida da análise do risco econômico financeiro. Uma aplicação prática, por meio de uma planilha eletrônica, muito utilizada em projetos geotécnicos com base na análise de probabilidade de ruína é apresentada e discutida.

O sexto capítulo é um estudo de caso envolvendo dois exemplos de projetos de estacas. Estes projetos tiveram suas resistências (capacidade de carga geotécnica) estimativas da por meio de métodos semi-empíricos e empíricos que foram alimentados por sondagens a percussão com medida de N_{SPT} . Além disso em um deles foi realizada uma prova de carga estática e no outro uma prova de carga dinâmica nas fundações.

O sétimo e último capítulo traz como aspectos relevantes as conclusões e considerações finais, além de sugestões para futuros trabalhos.

Ao final, apresentam-se as referências bibliográficas que serviram de apoio para este trabalho, além dos anexos com as informações referentes ao estudo de caso.

2 PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA

Em alguma fase de seu trabalho, segundo Bussab, W.O. & Morettin, P.A. (2010), o pesquisador depara-se com o problema de analisar e entender um conjunto de dados relevante ao seu particular objeto de estudos. Ele necessitará trabalhar os dados para transformá-los em informações, para compará-los com outros resultados, ou ainda para julgar sua adequação a alguma teoria. Para isso disporá de um conjunto de ferramentas e métodos. Sendo a estatística a ciência a qual reúne e se dedica ao desenvolvimento destas técnicas.

Segundo Triola (2008), estatística é uma coleção de métodos para planejar experimentos, obter dados e organizá-los, resumi-los, analisá-los, interpretá-los e deles extrair conclusões.

Partindo da visão aplicada no campo da engenharia tem-se a definição de Montgomery e Runger (2009), que define o campo da estatística como o tratamento da coleta, apresentação, análise e uso dos dados para tomar decisões. Ainda segundo Montgomery e Runger (2009), os métodos estatísticos são usados para ajudar a entender a variabilidade de um fenômeno.

2.1 Conceitos Iniciais

2.1.1 Média Aritmética

De acordo com Triola (2008), a média aritmética de um conjunto de valores é o valor obtido somando-se todos eles e dividindo-se o total pelo número de valores. Essa medida de dispersão central será utilizada ao decorrer de todo o trabalho, e sendo por vezes denominada simplesmente de média. A equação 2.1 apresenta essa definição.

$$\mu_a = \frac{\sum_{i=0}^n a_i}{n} \quad (2.1)$$

n = número de valores

2.1.2 Desvio Padrão

De acordo com Triola (2008), o desvio-padrão de um conjunto de valores amostrais é uma medida da variação dos valores em torno da média. É uma espécie de desvio médio dos valores em relação à média, que é calculado pela equação 2.2.

$$\sigma_a = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (a_i - \mu_a)^2}{n - 1}} \quad (2.2)$$

μ_a = média dos valores

a_i = valor individual

n = número de valores

2.1.3 Coeficiente de Variação

Trata-se de uma medida relativa de dispersão útil para a comparação em termos relativos do grau de concentração em torno da média de séries distintas, segundo Fonseca (2010). É dado pela equação 2.3

$$CV = \frac{\sigma_a}{\mu_a} \times 100 \quad (2.3)$$

σ_a = desvio padrão amostral

μ_a = média amostral

2.2 Distribuição Normal

De acordo com Zvirtes (2015), uma distribuição de probabilidade é um modelo matemático que relaciona um certo valor da variável em estudo com sua probabilidade de ocorrência.

A Distribuição Normal, segundo Fonseca (2010), é a mais importante distribuição de probabilidade, sendo aplicada em inúmeros fenômenos e utilizada para o desenvolvimento teórico da estatística. É também conhecida como distribuição de Gauss, Laplace ou Laplace-Gauss.

Seja X uma variável aleatória contínua. X terá distribuição normal se obedecer a equação 2.4

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}, \quad -\infty < X < \infty \quad (2.4)$$

μ = média de distribuição

σ = desvio padrão da distribuição

π = 3,1416 ...

e = 2,7 ...

A figura 2.1 apresenta o gráfico da distribuição normal.

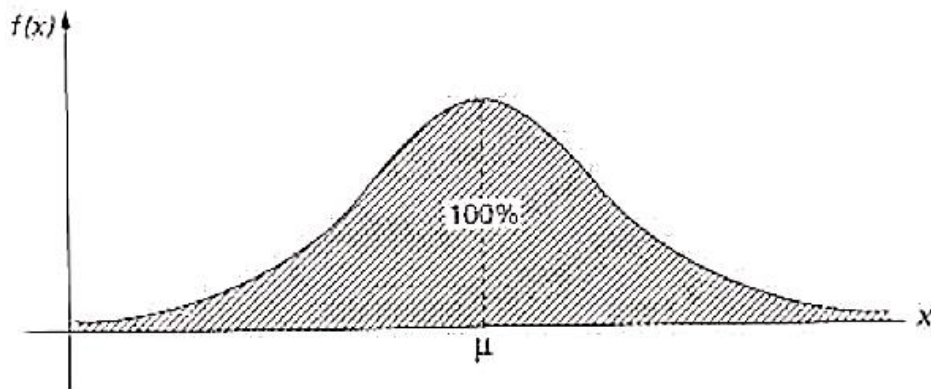


Figura 2.1 – Distribuição de Gauss, Fonseca (2010),

2.2.1 Valores de interesse

A curva normal pode ser vista através do prisma de confiabilidade. Existem intervalos que contemplam uma certa quantidade de dados. A figura 2.2 apresenta alguns intervalos de interesse onde múltiplos do desvio padrão indicam intervalos que possuem desde 64,2% até 99,8%.

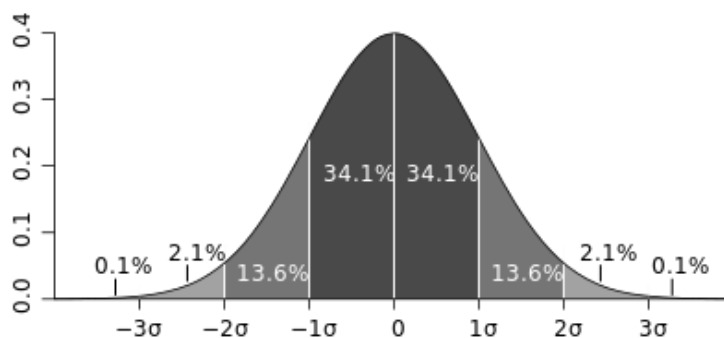


Figura 2.2 – Valores de interesse – Wikipédia

Na engenharia é comum a utilização do que se chama de valores característicos. Segundo o Eurocode 5, um valor característico é um valor que corresponde ao percentil de 5% da distribuição de probabilidade que melhor se ajusta aos valores obtidos nos ensaios realizados sobre condições específicas. A figura 2.3 mostra a partição da curva normal e a equação 2.5 apresenta o método de cálculo.

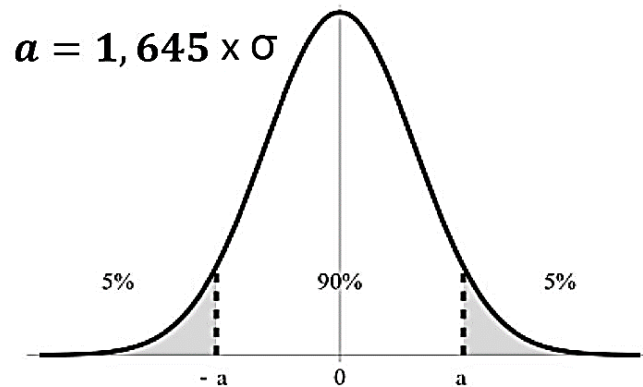


Figura 2.3 – Distribuição de Gauss segundo Fonseca (2010),

$$\text{valor característico} = \text{média} \pm a \cdot \text{desvio padrão} \quad (2.5)$$

2.3 Teorema de Bayes

De acordo com Faria (2014) existem três tipos de interpretações do valor da probabilidade aplicados a engenharia: a frequentista, a subjetiva (ou bayesiana) e a motivacional.

- Interpretação frequentista: Em alguns casos pode-se interpretar probabilidade como sendo a frequência relativa com que um evento ocorreria se repetido um grande número de vezes sob condições similares.
- Interpretação lógica de probabilidade: A ideia básica da interpretação lógica é de que uma probabilidade é uma medida de “vínculo parcial” entre uma evidência e uma hipótese, com os valores 0 e 1 sendo casos limites. Com essa interpretação pode-se, através da chamada lógica intuitiva, deduzir o que sucede uma certa premissa.

- Interpretação subjetiva: Desenvolvida por Bayes, mas só publicada por Price (1763), a interpretação subjetiva de probabilidade é baseada na ideia de que a probabilidade que uma pessoa atribui à ocorrência de um evento representa seu próprio, e pessoal, julgamento sobre a chance de o evento ocorrer. Essa interpretação permite que a incerteza e subjetividade intrínsecas da ciência sejam adicionadas nos processos de decisão, e além disso, nada impede que opiniões baseadas em frequências relativas ou em eventos equiprováveis.

Para o desenvolvimento deste atual trabalho a interpretação subjetiva, ou bayesiana é o objeto de interesse, pois permite determinar a probabilidade a posteriori $P(A|B)$ de ocorrência de um evento¹, a partir da probabilidade a priori $P(A)$ de ocorrência do evento, condicionado à probabilidade $P(B|A)$ de esta ser verdadeira.

Segundo Ehlers (2007), a informação que se tem sobre uma quantidade de interesse A é fundamental na Estatística, sendo A um evento. O verdadeiro valor de A é desconhecido e a ideia é tentar reduzir este desconhecimento. Além disso, a intensidade da incerteza a respeito de A pode assumir diferentes graus. Do ponto de vista Bayesiano, estes diferentes graus de incerteza são representados através de modelos probabilísticos para A . A formulação tradicional do teorema de Bayes é dada pela equação 2.6.

$$P(A | B) = \frac{P(B | A) P(A)}{P(B)} \quad (2.6)$$

$P(A)$ e $P(B)$ são probabilidades a priori de A e B ;

$P(A|B)$ é a probabilidade a posteriori (Probabilidade condicionada) de A condicional a B ;

$P(B|A)$ é a probabilidade a posteriori (Probabilidade condicionada) de B condicional a A ;

Outra forma do teorema de Bayes que é geralmente encontrada quando são consideradas duas afirmações ou hipóteses concorrentes é pela equação 2.7.

¹ Cabe ressaltar que no presente trabalho não será abordado a visão de atualização provinda do teorema de Bayes, onde a probabilidade a posteriori transforma-se na probabilidade a priori diante de novos dados representativos.

$$P(A | B) = \frac{P(B | A) \cdot P(A)}{[P(B | A) \cdot P(A)] + [P(B | A^c) \cdot P(A^c)]} \quad (2.7)$$

$P(A)$ (probabilidade a priori) é o grau de crença inicial em A;

$P(A^c)$ é a probabilidade correspondente do grau de crença inicial contra A. $P(A^c) = 1 - P(A)$;

$P(A|B)$ (probabilidade a posteriori) é a probabilidade para A, após considerar B para e contra A.

$P(B|A)$ (probabilidade condicional ou verossimilhança) é o grau de crença em B, dado que a proposição A é verdadeira;

$P(B|A^c)$ (probabilidade condicional ou verossimilhança) é o grau de crença em B, dado que a proposição A é falsa.

De forma mais didática pode-se dizer que o Teorema Bayes mostra como alterar as probabilidades a priori tendo em vista novas evidências para obter probabilidades a posteriori, como mostra a figura 2.4, a seguir:



Figura 2.4 – Teorema de Bayes - Adaptado de <https://ichi.pro/>

Como exemplo de aplicação Keedwell e Narayanan (2005) apresentam o seguinte caso associado a um teste de drogas:

Um teste tem 99% de acurácia, produzindo 99% de resultados verdadeiros positivos para usuários de drogas e 99% de resultados verdadeiros negativos para não-usuários de drogas. Supondo ainda que 0,5% da população é usuária de drogas. Se um

indivíduo selecionado aleatoriamente testar positivo, qual a probabilidade de ele ser usuário de drogas? Isto é, qual a probabilidade de não se cometer um falso positivo?

Nesse caso:

- $P(A) = P(U) = 0,5\%$ é a probabilidade de uma pessoa ser usuário de drogas;
- $P(A^C) = P(\bar{U}) = 99,5\%$ é a probabilidade de uma pessoa não ser usuário de drogas;
- $P(A|B) = P(U|+)$ é a probabilidade de uma pessoa ser usuária de drogas dado que o teste deu positivo.
- $P(B|A) = P(+|U) = 99\%$ é a probabilidade de um teste dar positivo dado que a pessoa é um usuário de drogas
- $P(B|A) = P(+|\bar{U}) = 1\%$ é a probabilidade de um teste dar positivo dado que a pessoa não é um usuário de drogas
- $P(B) = P(+)$ é a probabilidade do teste dar positivo;

A probabilidade de um teste dar positivo é a probabilidade do teste dar positivo para um usuário de drogas e para um não usuário de drogas, com efeito segue a equação 2.8

$$P(+)=P(U\cap +)+P(\bar{U}\cap +)=[P(+|U)\cdot P(U)]+[P(+|\bar{U})\cdot P(\bar{U})] \quad (2.8)$$

A figura 2.5 apresenta um diagrama de probabilidade a fim de auxiliar nos cálculos de probabilidade condicional.

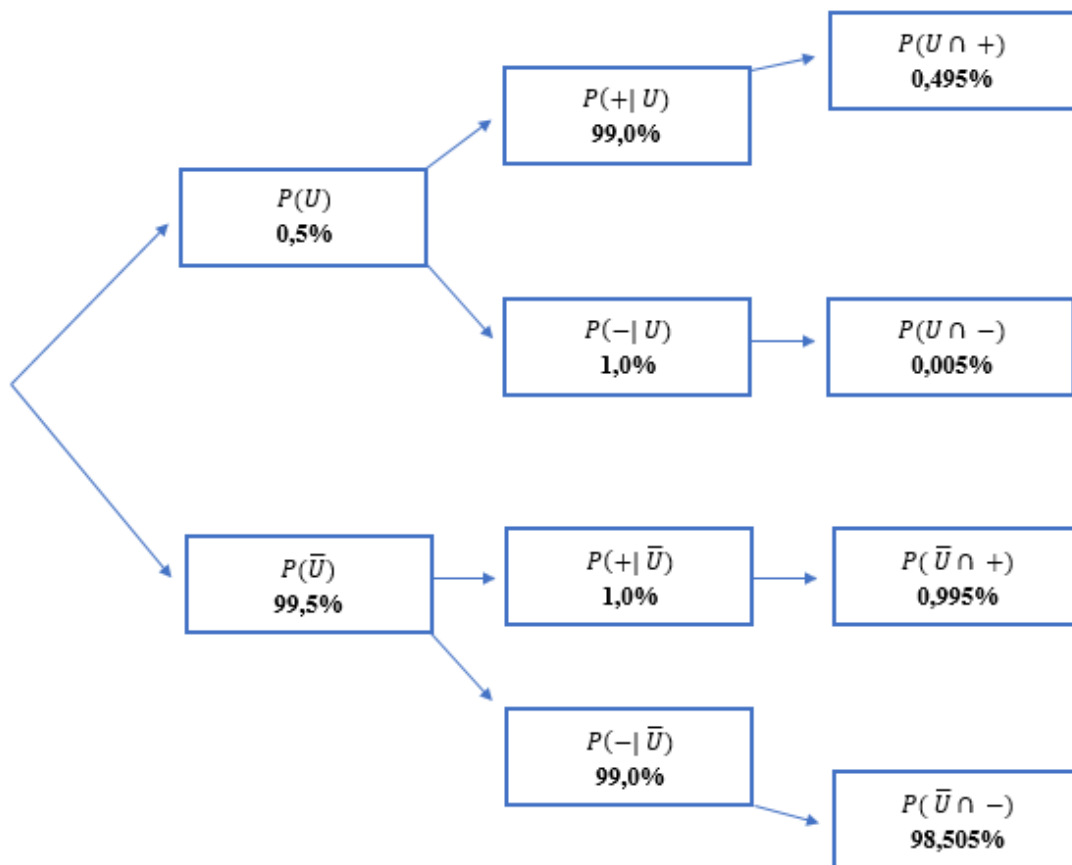


Figura 2.5 – Diagrama de Árvore ilustrando probabilidade condicional

A partir dos valores das probabilidades condicionais apresentadas na figura 2.4 é possível retomar o exemplo anterior, com a sua compreensão facilitada. Desta forma:

$$P(U | +) = \frac{P(+|U) \cdot P(U)}{[P(+|U) \cdot P(U)] + [P(+|\bar{U}) \cdot P(\bar{U})]}$$

$$P(U | +) = \frac{99\% \cdot 0,5\%}{[99\% \cdot 0,5\%] + [1\% \cdot 99,5\%]} = 33,2\%$$

A aparente acurácia do teste não se reflete em precisão real porque o número de não-usuários é muito maior que o número de usuários. Com efeito, mesmo se um indivíduo testar positivo, é mais provável que ele não seja usuário de drogas. Assim, o número de falsos positivos supera o número de positivos verdadeiros.

3 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a NBR 6122/2019 a fundação profunda transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3 m. A figura 3.1 mostra os mecanismos de transferência de carga a partir de uma carga vertical.

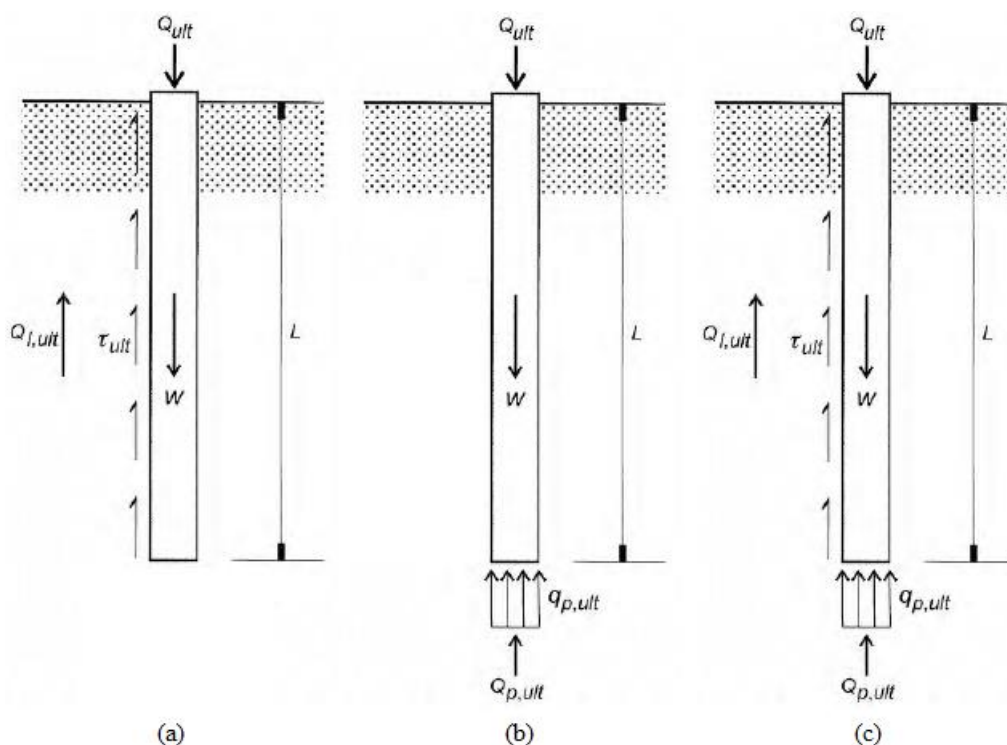


Figura 3.1 – (a) Transferência de carga pelo fuste (b) Transferência de carga pela ponta (c) Transferência de carga pelo fuste e pela ponta – Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Uma fundação adequada possui segurança com relação a ruptura (estado limite último) e deslocamentos compatíveis com a estrutura (estado limite de serviço). Porém, devido à incerteza dos parâmetros do solo, a aplicação de métodos probabilísticos não é só necessária como inevitável.

Cabe ressaltar que a carga de ruptura é a carga última. Essa carga é aquela em que os deslocamentos se tornam incontroláveis para o mesmo patamar de carga. No projeto, usualmente devem ser considerados os estados de limites últimos (ruptura) caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;

- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) Transformação da estrutura, no todo ou parte, em sistema hipostático
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica.

A figura 3.2 mostra a curva carga vs recalque de uma estaca esbelta com muito atrito adaptada de Velloso e Lopes (2010) *apud* Burland e Cooke (1974).

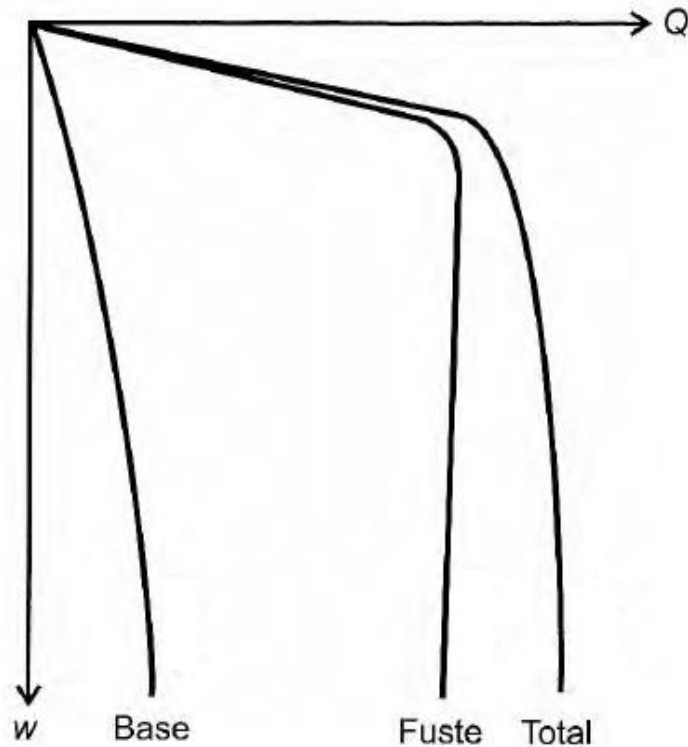


Figura 3.2 – Curva carga vs recalque de uma estaca esbelta com muito atrito - Adaptado de Velloso e Lopes (2010) *apud* Burland e Cooke (1974)

Guimarães (2018) *apud* Danziger (2010) diferencia as possíveis cargas em uma fundação.

- A carga de ruptura de uma fundação é a carga correspondente à ruptura do terreno de fundação - Q_{rup} ;
- A carga de segurança pode ser adotada como a carga dividida pelo fator de segurança (sem levar em consideração os recalques) - Q_{seg} ;
- A carga admissível é a carga de segurança que se permite aplicar à uma fundação considerando a grandeza dos recalques- Q_{adm} ;
- A carga de trabalho é a carga que efetivamente atua na fundação - Q_{trab} .

Naturalmente, as cargas mencionadas anteriormente possuem a grandeza de força, por exemplo, kN ou tf, mas nada impede que este mesmo conceito seja entendido em termos de tensão (kN/m² ou tf/m²). A inequação 3.1 sugere a relação a ser seguida entre as cargas/tensões.

$$Q_{\text{trab}} \leq Q_{\text{adm}} \leq Q_{\text{seg}} < Q_{\text{rup}} \quad (3.1)$$

A NBR 6122/2019 determina que o fator de segurança global (tradicional) deve ser no mínimo 2 para fundações profundas e 3 para fundações superficiais. Caso ocorra prova de carga, os fatores de segurança poderão ser revistos.

3.1 Métodos de estimativa de capacidade de carga

A estimativa de capacidade de carga de estacas pode ser realizada por três formas: métodos teóricos, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

Os métodos teóricos mais utilizados são o método alfa, método beta e método lambda. Todavia esses métodos não levam em conta o método de execução da estaca o que leva a um a incerteza do método.

Os métodos semi-empíricos são os mais utilizados pois possuem uma formulação teórica com base na teoria da semelhança do cone como no método Aoki-Velloso ou com base na teoria de resistência ao cisalhamento como no método U.S. Army Corps of Engineers (USACE) ou Federal Highway Administration (FHWA).

Os métodos empíricos possuem uma limitação do local de coleta dos dados para o desenvolvimento do método (essa limitação também acontece no método semi-empírico, porém em uma escala menor), porém nesses lugares, esse método possui uma acurácia relevante. Os principais métodos empíricos nacionais são o de Decourt-Quaresma, Vorcaro-Velloso, dentre outros.

A tabela 3.1 apresenta uma lista dos principais métodos semi-empíricos e empíricos aplicados.

Tabela 3.1 – Classificação de alguns métodos semi-empíricos e empíricos

Método	Classificação	Método	Classificação
Aoki Velloso	Semi-empírico	Decourt-Quaresma	Empírico
USACE	Semi-empírico	Velloso	Empírico
FHWA	Semi-empírico	Teixeira	Empírico
		Vorcaro-Velloso	Empírico
		Antunes-Cabral	Empírico
		Alonso	Empírico
		Gotlieb et. al.	Empírico

Como a estaca hélice contínua, hoje em dia, em grandes centros urbanos, é a mais utilizada, será descrito o cálculo de capacidade de carga pelo método Aoki-Velloso com a contribuição de Monteiro (1997) que possui fatores próprios para hélice contínua.

O método de estimativa de capacidade de carga de estacas de Aoki-Velloso original utiliza a teoria da semelhança para relacionar o ensaio de CPT com a capacidade de carga de estacas. A partir de correlações do CPT com o N_{SPT} o método pode ser utilizado com dados do N_{SPT} .

A contribuição de Monteiro (1997) expande a base de dados do método original contemplando mais métodos executivos de estacas. A equação da capacidade de carga da estaca pode ser escrita, de acordo com as equações 3.2 e 3.3, correlacionando as resistências de ponta e atrito lateral da estaca com resultados do CPT.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta L \quad (3.2)$$

$$Q_{ult} = \frac{A_b \cdot q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta L \quad (3.3)$$

onde, F1 e F2 são fatores de escala devido a teoria da semelhança e execução que podem variar conforme o método executivo da estaca. Pode-se correlacionar os ensaios de SPT e de CPT mecânico através das equações 3.4 e 3.5.

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (3.4)$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot q_{cone} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.5)$$

Com efeito, chega-se à equação 3.6

$$Q_{ult} = \frac{A_b \cdot K \cdot N_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F2} \Delta L \quad (3.6)$$

Os valores de F1 e F2 conforme a contribuição de Monteiro (1997), são dados pela tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores de F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Franki fuste apilado	2,3	3,0
Franki fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice contínua	3,0	3,8
Microestaca	2,2	2,5
Raiz	2,2	2,4
Presso ancoragem	2,2	2,1
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto prensagem	1,2	2,3
Strauss	4,2	3,9
Vibro Franki	2,4	3,2

Os valores de K e α conforme a contribuição de Monteiro (1997), são dados pela tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Valores dos coeficientes K e α

Tipo de Solo	K(kN/m²)	α (%)
Areia	730	2,1
Areia argilosa	540	2,8
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia siltosa	680	2,8
Argila	250	5,5
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila silto-arenosa	330	4,1
Argila siltosa	260	4,5
Silte	480	3,2
Silte areno-argiloso	400	3,3
Silte arenoso	500	3,0
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Silte argiloso	320	3,6

Para este método não devem ser utilizados valores de N_{SPT} acima de 50 golpes, e, para o cálculo da ponta, utiliza-se a média entre os resultados de N_{SPT} de distâncias iguais a 7 vezes e 3,5 vezes o diâmetro da base, acima e abaixo de sua profundidade de assentamento, respectivamente. A figura 3.3 apresenta a geometria a ser considerada para o cálculo da capacidade de carga da ponta. Salienta-se que a parcela de atrito lateral referente a espessura da região 7B acima da ponta da estaca deve ser considerada na estimativa da capacidade de carga.

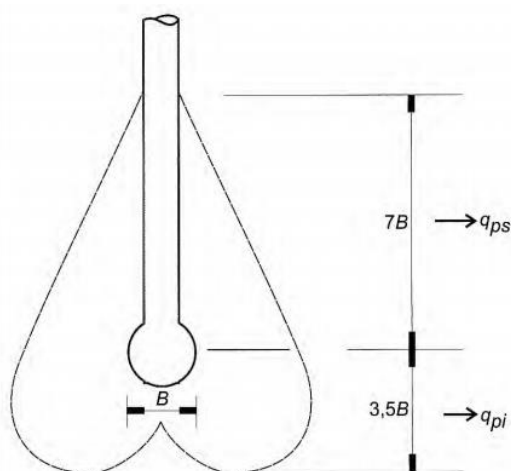


Figura 3.3 – Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro

3.2 Resistência característica (NBR 6122/ 2019)

De posse de vários métodos de estimativa de capacidade de carga geotécnica da fundação é possível, então, calcular a resistência característica.

O primeiro passo é identificar quantas sondagens são representativas para a região da estaca a fim de encontrar os parâmetros ξ_1 e ξ_2 . Esses parâmetros podem ser retirados de uma tabela da norma representada pela tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 . (Adaptado da NBR 6122/2019)

n^a	1	2	3	4	5	6	≥10
ξ_1^b	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2^b	1,42	1,27	1,23	1,2	1,15	1,13	1,1

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.
^b Os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão.

O segundo passo é estimar a capacidade de carga geotécnica das fundações por vários métodos diferentes a partir de todas as sondagens representativas à estaca. Essa variabilidade de metodologias deve-se ao fato de que cada metodologia semi-empírica/empírica de estimativa de capacidade de carga é baseada em dados regionais. Sendo assim, de posse de todas as estimativas de capacidade de carga calcula-se a média das estimativas (R_{med}) e a menor das capacidades de carga (R_{min}). Cabe ressaltar que matematicamente, a vista dos conceitos de probabilidade e estatística, esse procedimento não seria o mais correto, pois a variação nos bancos de dados regionais dos respectivos

métodos poderia prejudicar o desempenho dos cálculos. Porém, este é o procedimento mais comum adotado na engenharia de fundações e, assim, foi empregado na presente pesquisa.

O terceiro passo é calcular a resistência característica dada pela equação 3.1. Essa equação é apresentada pela NBR 6122/2019 e precisa dos fatores ξ_1 e ξ_2 .

$$R_K = \min \left[\frac{R_{med}}{\xi_1}, \frac{R_{min}}{\xi_2} \right] \quad (3.6)$$

Por definição, a resistência característica é aquela que divide a curva normal em 5% e 95%. Ou seja, existe apenas 5% de chance de a resistência ser menor que o valor característico (R_K). Com efeito, é possível calcular o desvio padrão da curva de distribuição normal da resistência pela equação 3.2.

$$R_K = R_{med} - 1,645 \cdot \sigma_R \quad (3.7)$$

Então de posse do par média e desvio padrão é possível descrever a curva de distribuição normal da resistência da fundação conforme a figura 3.2.

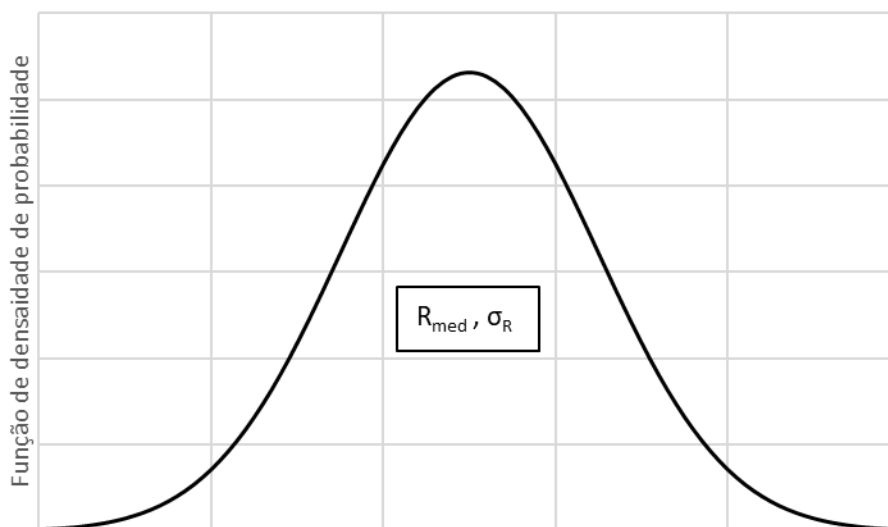


Figura 3.4 - Curva normal da resistência geotécnica da fundação

Note que a variabilidade da curva de distribuição normal de resistência depende do número de sondagens e do número de métodos aplicados. Porém, não se deve aplicar todos os métodos para todos os casos, pois o limite de validade do método deve ser respeitado.

4 SOLICITAÇÃO

4.1 Estados Limites

4.1.1 Estados limites de uma estrutura

Segundo a NBR 8681/2003 são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.

4.1.2 Estados limites últimos (ELU)

Segundo a NBR 8681/2003 são os estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica.

4.1.3 Estado de limite de serviço (ELS)

Segundo a NBR 8681/2003 são os estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

4.2 Classificação de Ações

Segundo a NBR 8681/2003 para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

4.3 Visão tradicional

4.3.1 Valores representativos das ações para limites últimos

Segundo o EUROCODE 7 as ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de serviço e valores raros de serviço.

4.3.1.1 Valor característico (S_k)

Segundo o EUROCODE 7 o valor característico é uma propriedade de um material ou de uma solicitação que possui uma probabilidade específica de não atender um valor hipotético encontrado em um número ilimitado de ensaios. Este valor geralmente corresponde a um valor específico de ruptura de uma distribuição normal desta propriedade do material ou da solicitação.

4.3.1.2 Valor nominal (S_m)

Segundo o EUROCODE 7 o valor nominal é usado como um valor característico e estabelecido a partir de um documento apropriado, como uma norma europeia ou pré-padrão. Um valor nominal é usado como o valor característico em circunstâncias únicas.

4.3.1.3 Valor de projeto (S_d)

Segundo o EUROCODE 7 o valor de projeto (*design*) é obtido dividindo o valor característico por um fator parcial γ_f ou γ_F , ou em circunstâncias especiais, por determinação direta.

4.3.2 Concepção da NBR 8681:2003

Segundo a NBR 8186:2003 - Ações e segurança nas estruturas - para as ações permanentes, o valor característico é o valor médio, corresponde ao quantil de 50%, seja quando os efeitos forem desfavoráveis, seja quando os efeitos forem favoráveis. Então se, conforme a equação 4.1, tem-se:

$$S_k = S_m + 1,645 \cdot \sigma \quad (4.1)$$

E devido as ponderações da norma assume-se que $S_k = S_m$ e como conclusão direta o desvio-padrão é nulo, como é demonstrado a seguir pela equação 4.2.

$$\begin{aligned} S_k - S_m &= 1,645 \cdot \sigma \\ 0 &= 1,645 \cdot \sigma \\ \sigma &= 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

4.4 Visão contemporânea

Uma visão contemporânea, adotada pela maioria das normas, caminha para uma forma de concepção de projetos com cada vez mais ênfase na confiabilidade. Desta forma, a visão tradicional, com a consideração do desvio-padrão nulo, resultante da ponderação $S_k = S_m$, pode gerar em efeitos indesejáveis na construção.

Devido à ausência de normas, até o atual momento, diferenciando S_k de S_m procurou-se adotar um critério com o fim de restaurar a variabilidade das cargas, ou seja, desvio padrão não nulo. Esta consideração pode vir evitar tais efeitos indesejáveis.

O critério de adoção neste trabalho foi a consideração do valor de projeto como valor característico, desta forma pode-se demonstrar pela equação 4.3 que:

$$\begin{aligned} S_k &= S_d \\ S_d &= \gamma_f S_m \\ S_k &= S_m + 1,645 \cdot \sigma \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\gamma_f S_m - S_m = 1,645 \cdot \sigma$$

$$S_m(\gamma_f - 1) = 1,645 \cdot \sigma$$

Como consequência desta adoção, pode-se calcular o desvio padrão da curva de distribuição normal de solicitações.

A figura 4.1 mostra a diferença entre o dimensionamento tradicional (atual) do dimensionamento probabilístico. O dimensionamento tradicional, pelo fato do desvio padrão ser zero, transforma a curva de distribuição normal das solicitações em uma reta vertical. Ao contrário do dimensionamento probabilístico, que possui um desvio padrão não nulo, que gera uma curva “convencional”.

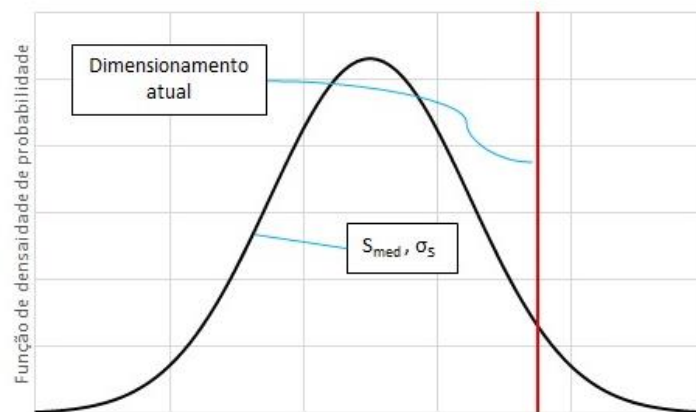


Figura 4.1 - Curva normal de solicitações na fundação

5 SEGURANÇA E PROBABILIDADE DE RUPTURA

5.1 Segurança

Segundo Aoki (2018) o fator de segurança relaciona o afastamento entre dois pontos das curvas de solicitação S e de resistência R da obra, porém, como ficará comprovado posteriormente não mede a probabilidade de ruína da construção, exigindo a definição de novas curvas.

A figura 5.1, adaptada Aoki (2018), apresenta um resumo das filosofias dos fatores de segurança e coeficientes parciais.

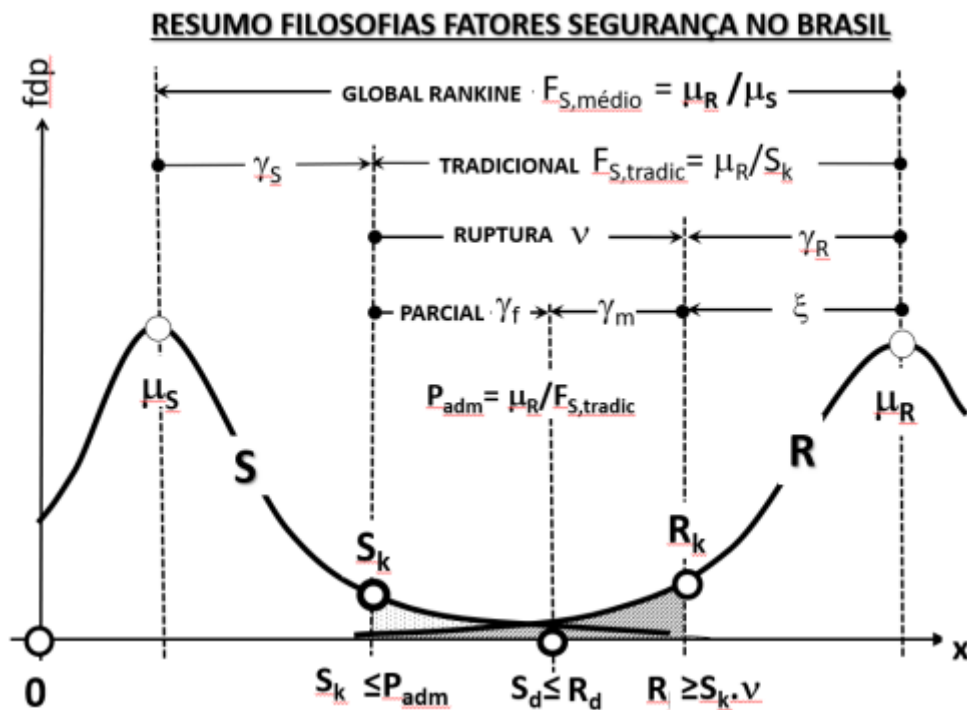


Figura 5.1 - Método valores de projeto (fatores parciais de segurança) – Adaptado de Aoki (2018)

5.1.1 Fator de Segurança Global

O fator de segurança global é o número pelo qual se divide a resistência média do solo para que haja equilíbrio com a média da solicitação. A equação 5.1 expressa essa definição.

$$F_S = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad (5.1)$$

5.1.2 Fator de Segurança Tradicional

O fator de segurança global é o número pelo qual se divide a resistência média do solo para que haja equilíbrio com a solicitação característica. A equação 5.2 aponta esse conceito.

$$F_{S,trad} = \frac{\mu_R}{S_k} \quad (5.2)$$

5.1.3 Fator parcial de resistência (γ_R)

O fator parcial de resistência é o número pelo qual se divide a média das resistências do solo para que haja equilíbrio com a resistência característica. A equação 5.3 aponta essa definição.

$$\gamma_R = \frac{\mu_R}{R_k} \quad (5.3)$$

5.1.4 Fator parcial de solicitação (γ_S)

O fator parcial de solicitação é o número pelo qual se divide a média das solicitações do solo para que haja equilíbrio com a média das solicitações. A equação 5.4 expressa esse conceito.

$$\gamma_S = \frac{S_k}{\mu_s} \quad (5.4)$$

5.1.5 Fator parcial de majoração de carga (γ_f)

O fator parcial de majoração da carga majora os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis. A tabela 5.1 apresenta os fatores de majoração para cada caso de ações permanentes.

Tabela 5.1 – Ações permanentes diretas agrupadas (Adaptado da NBR 8681/2003)

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
<p>¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.</p> <p>²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².</p> <p>³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².</p>			

A tabela 5.2 apresenta os fatores de majoração de ações variáveis que são associados aos tipos de edificações.

Tabela 5.2 – Ações variáveis consideradas conjuntamente (Adaptado da NBR 8681/2003)

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e Edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4

5.1.6 Fator parcial de minoração de resistências (γ_m)

O fator parcial de minoração da resistência é o número pelo qual se divide a resistência característica para que ocorra equilíbrio com a solicitação de projeto. A equação 5.5 exprime esse conceito.

$$\gamma_m = \frac{R_k}{S_k \cdot \gamma_f} \quad (5.5)$$

5.2 Confiabilidade

Entretanto, a confiabilidade da fundação exige a análise do afastamento entre as curvas R e S, resistência e solicitação respectivamente, cujas formas são representadas por seus coeficientes de variação v_R e v_S .

No caso da análise de segurança analisa-se este afastamento entre os pontos notáveis das curvas R e S pelo fator de segurança médio $F_S = R/S$:

5.2.1 Margem de Segurança

Segundo Aoki (2018) o fator de segurança de segurança relaciona o afastamento entre dois pontos das curvas de solicitação S e de resistência R da obra.

Entretanto, a confiabilidade da fundação exige a análise do afastamento entre as curvas R e S cujas formas são representadas por seus coeficientes de variação v_R e v_S .

No caso da análise de segurança analisa-se este afastamento entre os pontos notáveis das curvas R e S pelo fator de segurança médio $F_S = R/S$ conforme a equação 5.6.

$$F_S = \mu_R / \mu_S \quad (5.6)$$

No caso da análise de confiabilidade analisa-se o afastamento entre as curvas R e S. A margem de segurança média é definida pela diferença entre a média da resistência e a média da solicitação conforme a equação 5.7. Já o desvio padrão da curva de distribuição normal da margem de segurança é dada pela equação 5.8.

$$\mu_M = (\mu_R - \mu_S) \quad (5.7)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \cdot \rho \cdot \sigma_R \cdot \sigma_S} \quad (5.8)$$

Note que o desvio padrão da margem de segurança é função de uma variável ρ . Segundo Aoki (2020), essa variável pode ser assumida como 0 para o dimensionamento ser a favor da segurança e 1 para valores linearmente correlacionados. No presente trabalho, a variável ρ sempre será adotada como 0.

Com tais valores é possível determinar o que se chama de curva de distribuição normal de margem de segurança. A figura 5.2 apresenta essa curva e a área sob a curva para abscissa menor que 0 é a probabilidade de ruptura com 50% de confiabilidade.

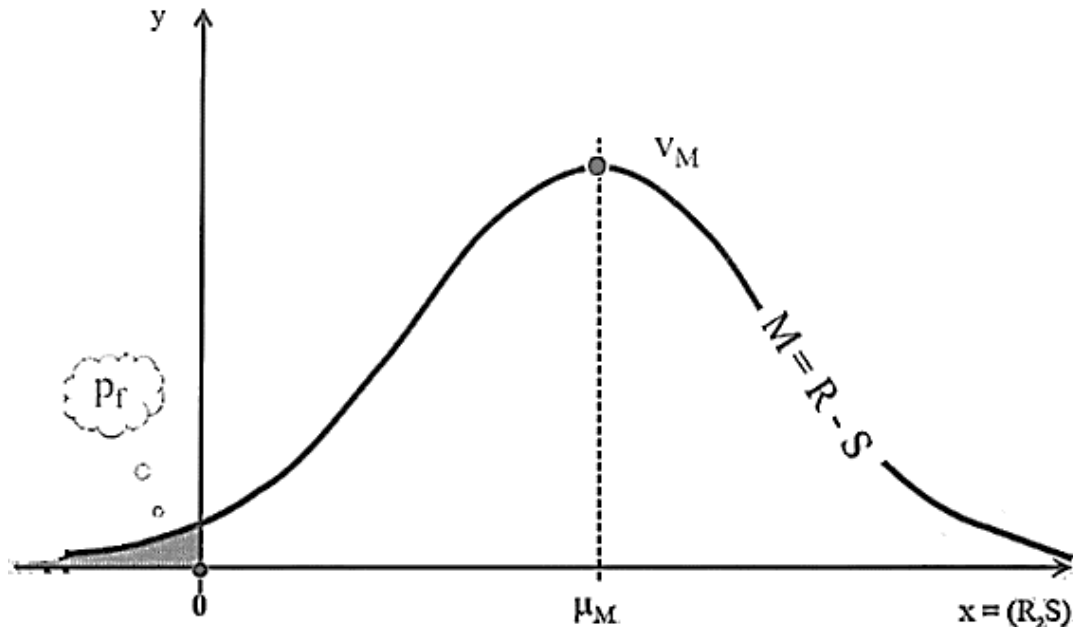


Figura 5.2 – Curva de distribuição normal da margem de segurança – Adaptado de Aoki (2020)

5.2.2 Fator β (de confiabilidade)

O fator β é o inverso do coeficiente de variação da curva de distribuição da margem de segurança. Esse valor indica a ordem de grandeza da probabilidade de ruptura conforme a equação 5.9.

$$p_f \approx \frac{1}{10^\beta} \quad (5.9)$$

5.3 Análise risco econômico-financeiro

O custo de uma obra é normalmente confundido com o custo de executar a obra, porém deve-se adicionar o custo de probabilidade de ruína conforme a equação 5.10

$$\text{Custo total} = \text{Custo de execução} + \text{Custo de ruína} \quad (5.10)$$

O custo de risco geotécnico pode ser definido, segundo Aoki 2018, pela equação 5.11.

$$\begin{aligned}
 \text{Risco geotécnico} &= \\
 &= \text{Probabilidade de ruptura} \times \text{Vulnerabilidade} \\
 &\quad \times \text{Custo de reparação do dano}
 \end{aligned}
 \tag{5.11}$$

5.3.1 Consequências de ruína

Para que seja possível quantificar economicamente a probabilidade de ruína de uma construção é necessário classificar os efeitos adversos no âmbito social, econômico ou ambiental que a ruína deste elemento pode vir a causar.

Uma forma de quantificar estes efeitos adversos é apresentada pelo EUROCODE 0, conforme a tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Tabela de classe de consequências de ruptura – Adaptado do EUROCODE 0

Classe de Consequências	Descrição	Exemplos de construções e obras de engenharia
CC3	Alta consequência de perda de vidas humanas, ou econômica, social ou ambientais muito grandes	Arquibancadas, edifícios públicos onde as consequências de falhas são altas. (Ex.: Teatros)
CC2	Média consequência de perda de vidas humanas, ou econômica, social ou ambientais consideráveis	Edifícios residenciais ou de escritórios, edifícios públicos onde as consequências de falha são médias (Ex.: Um prédio de escritórios)
CC1	Baixa consequência de perda de vidas humanas, ou econômica, social ou ambientais pequenas ou insignificantes	Obras agrícolas onde não há pessoas em seu interior. (Ex.: Silos e estufas)

Uma classificação, de acordo com JCSS 2000, é baseada na razão p definida como a razão entre custos totais (ou seja, custos de construção mais custos de falha direta) e custos de construção, conforme pode ser observado na equação 5.12

$$\rho = \frac{\text{Custo Total}}{\text{Custo de execução}} = \frac{\text{Custo de execução} + \text{Custo de ruína}}{\text{Custo de execução}} \quad (5.12)$$

Segundo JCSS (2000), o custo de ruína se refere apenas ao custo risco geotécnico associado a fundação. Dessa forma tem-se:

- Consequências menores da classe 1: ρ é menor que aproximadamente 2
O risco de vida, em caso de falha, é pequeno ou insignificante e as consequências econômicas são pequenas ou insignificante (por exemplo, estruturas agrícolas, silos, mastros);
- Consequências moderadas de classe 2: ρ está entre 2 e 5.
O risco de vida, em caso de falha, é médio ou as consequências econômicas são consideráveis (por exemplo, escritório edifícios, edifícios industriais, edifícios de apartamentos).
- Classe 3 Grandes Consequências: ρ está entre 5 e 10.
O risco de vida, em caso de falha, é alto, ou as consequências econômicas são significativas (por exemplo, pontes, teatros, hospitais, edifícios altos).

Se ρ for maior que 10 e o valor absoluto de H também for grande, as consequências devem ser consideradas ao extremo e uma análise de custo-benefício completa é recomendada.

A conclusão pode ser que a estrutura não deve ser construída. A tabela 5.4, adaptada do EUROCODE 0, apresenta valores de ρ , sugeridos por JCSS (2000), adequados para cada tipo de obra.

Tabela 5.4 – Tabela com valores de ρ – Aoki (2020)

Classe de Consequências	Descrição	Exemplos de construções e obras de engenharia
CC3	Alta $5 < \rho < 10$	Arquibancadas, edifícios públicos onde as consequências de falhas são altas. (Ex.: Teatros)
CC2	Média $2 < \rho < 5$	Edifícios residenciais ou de escritórios, edifícios públicos onde as consequências de falha são médias (Ex.:Um prédio de escritórios)
CC1	Baixa $\rho < 2$	Obras agrícolas onde não há pessoas em seu interior. (Ex.: Silos e estufas)

5.3.2 Vulnerabilidade

Em artigos brasileiros recém postados, há uma outra tratativa equivalente ao conceito de classe de consequências apresentado pelo EUROCODE 0, o conceito de vulnerabilidade.

O termo vulnerabilidade engloba várias vertentes de um sistema, podendo ser usado como indicador para avaliar os riscos à exposição e capacidade de resposta, de diversas subáreas que compõe a esfera socioambiental e econômica de uma região, aos efeitos provocados por fatores antrópicos e/ou naturais (Orozco et al., 2020).

No âmbito de vulnerabilidade financeira de uma construção, pode-se dizer que a vulnerabilidade de uma construção é um fator utilizado para quantificar a exposição e a capacidade de respostas à efeitos adversos, sejam estes antrópicos e/ou naturais.

A tabela 5.5 mostra valores de vulnerabilidade de acordo com o grau de exposição da obra.

Tabela 5.5 – Potencial vulnerabilidade financeira e custo obra – Adaptado de Aoki (2020).

<i>Vul_f</i>	Descrição da Situação de Exposição
≥ 8	Situações potenciais envolvendo embargo da obra por períodos prolongados, custos com indenizações relacionadas à óbitos, danos materiais, lucros cessantes, danos morais e ao meio ambiente, custos com remoção, estadia, transporte e alimentação, realocação, reconstrução e/ou recuperação estrutural de elementos danificados por mal desempenho da solução de engenharia implementada, danos à imagem da empresa pelos fatos ocorridos.
4	Situações potenciais envolvendo embargo temporário da obra, custos com indenizações relacionados a danos materiais, lucros cessantes, danos materiais e ao meio ambiente, custos com remoção, estadia, transporte e alimentação, realocação, reforço, reconstrução e/ou recuperação estrutural de elementos danificados por mal desempenho da solução de engenharia implementada.
2	Situações potenciais envolvendo custos com indenizações relacionadas a danos materiais, lucros cessantes, danos morais e ao meio ambiente, reforço, reconstrução e/ou recuperação estrutural de elementos danificados por mal desempenho da solução de engenharia implementada
1	Situações potenciais envolvendo custos com reconstrução e/ou recuperação/reforço estrutural de elementos danificados por mal desempenho da solução de engenharia implementada
0.5	Situações potenciais envolvendo custos com recuperação estrutural de elementos danificados por mal desempenho da solução de engenharia implementada (ELS)
0.25	Situações potenciais envolvendo custos com reformas de elementos localizados na área vulnerável
0.125	Custos marginais envolvendo a implantação da solução de engenharia.

5.3.3 Teorema de Bayes aplicado a probabilidade de ruína

Como foi exposto no capítulo 2.3 deste trabalho, um valor probabilístico por si só não infere um grau de certeza. Para isso, é necessário atribuir um grau de verossimilhança a essa probabilidade afim de se aumentar a confiança do evento analisado. Pelo Teorema de Bayes², através da definição de um valor de verossimilhança, obtém-se a probabilidade de ruína que representa o julgamento pessoal do projetista sobre a chance de o evento

² O teorema de Bayes pode ser utilizado também para a atualização da probabilidade de ruptura a partir de novos dados como, por exemplo: medida de nega em estacas cravadas, medição de energia em estacas hélice contínua ou curvas carga vs recalque em provas de carga.

ocorrer. Na verdade, este valor de verossimilhança pode ser interpretado como o desejo do projetista para que um determinado evento aconteça.

O resultado desta aplicação é uma distribuição normal mais robusta, resultando em um projeto mais robusto para assim atender, de forma mais confiável o quanto se queira, as solicitações impostas à essa estrutura.

Um cliente mais confiante pode autorizar a execução do projeto com apenas 50% de verossimilhança. Demonstrando, assim, confiança que os métodos de cálculos e análises utilizadas pelo projetista correspondem à realidade da fundação. Outro cliente um pouco mais pessimista quanto a esses cálculos e análises pode exigir um grau de verossimilhança de 95%, admitindo apenas 5% de chances que tais cálculos estejam errados.

Com o fim de elucidar o conceito, admita que após findar-se os cálculos de um projetista, o valor de probabilidade de ruína encontrado foi de 3,1% e que o mesmo adequou o projeto a 95% de verossimilhança. Desta forma, aplicando o teorema de Bayes, obtém-se:

$$P(R | +) = \frac{P(+ | R) \cdot P(R)}{[P(+ | R) \cdot P(R)] + [P(+ | \bar{R}) \cdot (1 - P(R))]}$$

$$P(R | +) = \frac{95,0\% \cdot 3,1\%}{[95,0\% \cdot 3,1\%] + [5,0\% \cdot (1 - 3,1\%)]}$$

$$P(R | +) = 37,8\%$$

Sendo assim 37,8% das estacas romperiam dado que os cálculos do projetista deram positivo para a ruptura.

5.4 Aplicações

Devido a esta nova aplicação associada ao projeto geotécnico de fundações, alguns autores vêm propondo rotinas de cálculo com planilhas eletrônicas, como por exemplo através do MS Excel. Com o intuito de auxiliar os profissionais da área a usabilidade destas rotinas deve ser a mais simples e direta possível. Com efeito, estes

autores desenvolveram rotinas que englobam os cálculos numéricos da probabilidade de ruína e análise risco do econômico-financeiro.

5.4.1 Aoki (2018)

Aoki (2018) apresenta uma planilha de cálculo de probabilidade de ruína e suas consequências (econômico-financeiras) dividida em duas partes: probabilidade de ruína e análise de risco econômico financeiro. A planilha é intitulada de “Cenário Análise: Método Aoki-Velloso - Risco de Projeto de Estaqueamento conforme NBR 6122/2010”.

Na primeira parte, a partir de uma distribuição normal da resistência a ruptura geotécnica do conjunto solo-fundação e, também, através de uma distribuição normal dos esforços solicitantes da superestrutura e possível obter a probabilidade de ruína do estaqueamento. A tabela 5.6 ilustra todos os dados de entrada e variáveis utilizados no cálculo da probabilidade de ruína. Cabe ressaltar que neste exemplo apresentado por Aoki (2018) a capacidade de carga geotécnica (resistência) foi obtida por métodos tradicionais semi-empíricos e empíricos associado a um banco de dados de 5 sondagens a percussão com medida de N_{SPT} .

Tabela 5.6 – Cálculo de probabilidade de ruína – Aoki (2018)

CENÁRIO ANÁLISE: MÉTODO AOKI-VELLOSO			
RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122:2010			
$R_{ex} = \text{Mét} (R_{\text{caract}} / \xi_1 ; (R_{\text{caract}} / \xi_2))$		Variável	n_{t2}
RESISTÊNCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	2648
	Resistência mínima (kN)	R_{min}	1800
	Número sondagens	NBR 6122	5
	Coefficiente 3 norma	ξ_1	1,29
	Coefficiente 4 norma	ξ_2	1,15
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	1565
	Desvio padrão (kN)	σ_R	658
	Coefficiente variação	v_R	0,25
SOLICITAÇÃO	Solic. caract.(carga admissível) (kN)	S_k	1300
	Coefficiente variação	v_S	0,10
	Solicitação média (kN)	μ_S	1116
	Desvio padrão (kN)	σ_S	112
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_s	2,37
	Fator segurança tradicional	$F_{s,trad}$	2,04
	Fator parcial resistência	γ_R	1,69
	Fator parcial solicitação	γ_S	1,16
	Fator parcial majoração carga	γ_t	1,40
	Fator parcial minoração resistencia	γ_m	0,86
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	μ_M	1531
	Desvio padrão (kN)	σ_M	667
	Coefficiente variação	v_M	0,436
	Fator de confiabilidade	β	2,294
	Probabilidade ruína	p_r	0,010886
	Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_r$	92
CUSTO RISCO = probabilidade ruina x custo construção x vulnerabilidade			

Vale destacar que o caso apresentado por Aoki (2018) possui uma resistência média bem maior que a resistência mínima, 2648 kN e 1800 kN, respectivamente. Assim o desvio padrão é relativamente alto o que implica em um coeficiente de variação da resistência de 0,25.

Já no caso da solicitação, observa-se que o coeficiente de variação é de apenas 0,10, sendo a solicitação média de 1116 kN e a solicitação característica de 1300 kN.

Como era de esperar a variação da solicitação é menor que a variação da resistência neste projeto apresentado por Aoki (2018).

Outro ponto importante é o fator de confiabilidade β . Este fator será muito importante para determinar o tipo de ocorrência da probabilidade de ruína. Neste exemplo, o $\beta = 2,294$ e o tipo de ocorrência será apresentado mais adiante.

A planilha eletrônica fornece a probabilidade de ruína do estaqueamento, que neste caso em específico foi de cerca de 1% (0,010886). Além disso, a planilha também

apresenta os fatores de segurança, sendo o fator de segurança tradicional o normalmente utilizado na análise convencional de fundações por muitos projetistas ($F_{S,trad} = 2,04$).

Um ponto a ser destacado sobre o inverso da probabilidade de ruína ($1/p_f$) coincide com a análise que será realizada mais adiante com respeito a frequência de ocorrência da ruína, por isso na planilha de Aoki (2018) aparece a palavra “dias”.

Na segunda parte, a partir do custo e tipo da obra, características e custos das fundações, da probabilidade de ruína e da vulnerabilidade de uma determinada obra é possível obter o custo do risco geotécnico associado. É importante ressaltar que o risco aceitável de cada obra deve ser fornecido pelo investidor. A tabela 5.7 ilustra os dados de entrada e variáveis utilizados na análise econômico-financeira associada à uma probabilidade de ruína e um risco aceitável. Cabe ressaltar que neste exemplo apresentado por Aoki (2018) as fundações são compostas por 36 estacas, a vulnerabilidade de 0,7 e o risco aceitável de 1 ‰ (0,1%)

Tabela 5.7 – Cálculo de risco econômico-financeiro – Aoki (2018)

ANÁLISE RISCO ECONOMICO-FINANCEIRO			
RISCO GEOTÉCNICO	Custo obra	(RS)	50.000.000
	Probabilidade ruína	p	0,010886
	Vulnerabilidade	v	0,70
	Custo risco geotécnico	(RS)	381.023
	Relação	ρ	1,007620
	Numero estacas	Numero estacas	36
	Custo unitario fundação	(RS/estaca)	8.346
	Custo fundação	(RS)	6.309.576
	Relação custo/invest	(%)	12,6
	Risco aceitavel (consultar investidor)	(‰)	1,0
	Valor risco aceitavel	(RS)	50.000
	Ocorrência de ruína	Provável	
	Tempo recorrência	meses	3
	CONCLUSÃO		ARRISCADO

A planilha eletrônica fornece a relação ρ , que neste caso em específico foi de cerca de 1 (1,007620), caracterizando a classe de consequência de ruptura em CC3. Além disso, a planilha também apresenta a relação custo/investimento de 12,6% (Custo fundação/Custo obra), o que está de acordo com estimativas orçamentárias básicas associadas a esta relação.

A planilha também fornece a ocorrência de ruína e seu tempo de recorrência. Para entender melhor esta questão temporal apresentada por Aoki (2018) por estes parâmetros,

além do parâmetro mencionado anteriormente, inverso da probabilidade de ruína, é necessário analisar uma outra referência apresentada na tabela 5.8, adaptada da Geotecnia Brasil (2021).

Tabela 5.8 – Fator β vs escala de tempo vs ocorrência da ruína – adaptada da Geotecnia Brasil (2021).

β	Tempo (dias)	Tempo (meses)	Tempo (anos)		
2,294	92	3,06	0,25		
%	β	Ocorrência	Recorrência	Frequência	Frequência
1,000000	-7,651	Certeza	1 dia	todo dia	1
0,500000	0,000	50% probabilidade	2 dias	a cada 2 dias	2
0,142857	1,068	15% probabilidade	1 semana	toda semana	7
0,033333	1,834	Frequente	1 mês	todo mês	30
0,002740	2,777	Provável	1 ano	todo ano	365
0,000274	3,456	Ocasional	10 anos	a cada década	3650
0,000055	3,868	Remota	50 anos	a cada 50 anos	18250
0,000027	4,034	Extremamente remota	100 anos	a cada século	36500
0,000003	4,546	Impossível	1000 anos	a cada milênio	365000
0,000000	7,268	Nunca	5,475E+12	1 Big Bang	5,475E+12

Com efeito, a partir do valor do fator de confiabilidade (β) de 2,294 pode-se aferir que a ocorrência de ruína foi caracterizada como provável. Além disso, o tempo de recorrência pode ser calculado como $1/p_f$, totalizando 92 dias, ou seja, 3 meses.

5.4.2 Sugestão de modificações

Alguns dos itens apresentados por Aoki (2018) apresentam diferenças do modelo a ser empregado no presente trabalho, assim será sugerido uma adaptação da planilha para os estudos de caso.

O presente trabalho baseia-se em estimativas de capacidade de carga através de métodos semi-empíricos. Com efeito, os fatores da norma a serem utilizados no cálculo serão o ξ_1 e ξ_2 , ou seja, os fatores 1 e 2 da NBR 6122/2019, e não os fatores 3 e 4 como apresentado por Aoki (2018).

Embora Aoki (2018) não apresente em sua planilha a possibilidade da utilização de um fator que considere o controle de qualidade das fundações executadas, Aoki (2020) menciona a utilização de uma variável denominada ρ . Essa variável pode ser assumida como 0 em situações sem controle de qualidade (a favor da segurança) e 1 para situações com controle de qualidade total. No caso de estacas entende-se como controle de qualidade: medidas de nega, provas de carga estáticas ou dinâmicas ou medida de energia

em estacas hélice. Assim, insere-se a variável ρ como input na planilha a fim de contemplar esse controle de qualidade no modelo de cálculo do presente trabalho.

A conclusão da planilha apresentada por Aoki (2018) apresenta um juízo de valor sobre o resultado que depende do engenheiro que está analisando (e.g.: arriscado). Assim, a fim de generalizar e deixar a decisão na mão de quem analisa a planilha, sugere-se trocar o termo “conclusão” por uma indicação de “classe de obra” (e.g.: CC1, CC2 ou CC3, conforme sessão 5.3.1). Dessa forma, a pessoa que analisa consegue tomar a decisão adequada, conforme a sua aptidão para o risco.

6 ESTUDO DE CASO

Foi desenvolvida uma planilha excel para auxiliar os cálculos da probabilidade de ruptura e análise de risco econômico financeira, com base na planilha de Aoki (2018), NBR 6122/2019 e NBR 8681/2003. A figura 6.1 apresenta um *printscreen* dessa planilha onde também é possível visualizar as instruções de sua utilização. Vale destacar que as equações e tabelas apresentadas nestas instruções fazem menção as equações do presente trabalho.

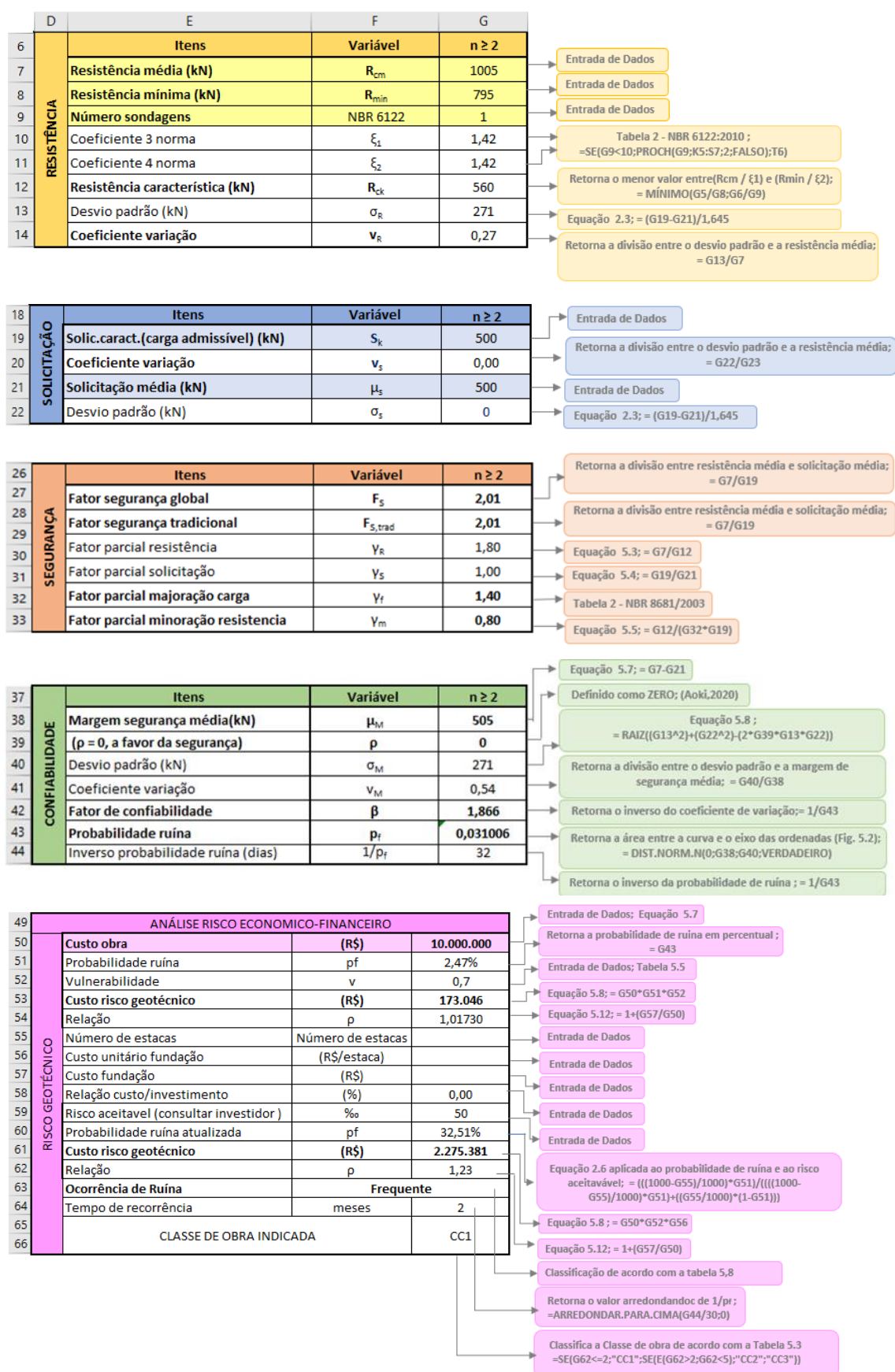


Figura 6.1 – Planilha desenvolvida para o cálculo de probabilidade de ruptura.

6.1 Visão tradicional

Nessa seção será abordada a visão tradicional de dimensionamento probabilístico. Onde a solicitação característica é igual à solicitação média. Essa visão é empregada na prática de projeto, pois é subsidiada pela NBR 8681/2003. A partir dessa simplificação o desvio padrão vale zero e a curva normal torna-se uma reta vertical.

6.1.1 Alledi et. al. (2006)

Alledi et. al. (2006) estudou duas provas de carga em estacas tipo hélice contínua. No presente trabalho abordar-se-á apenas à estaca EH-1. A figura 6.2 apresenta o perfil de solo em que a estaca foi executada.

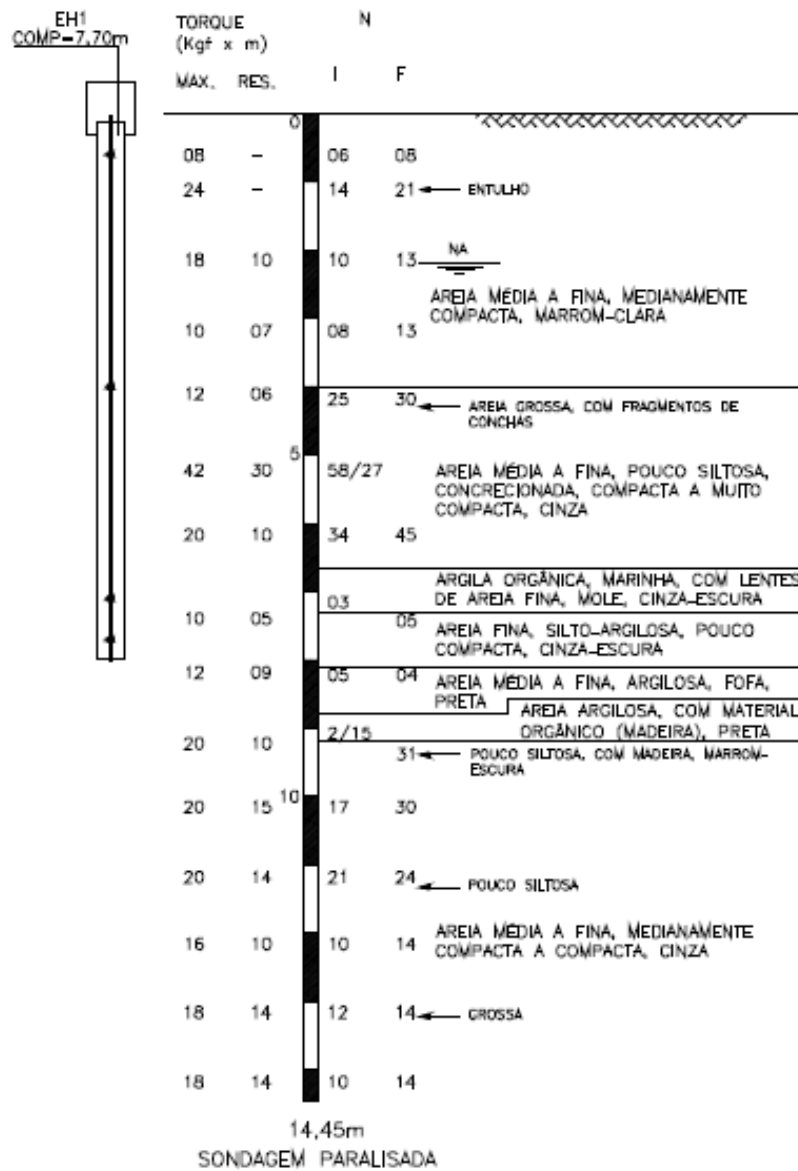


Figura 6.2 – Perfil geotécnico individual da sondagem para EH1 – Adaptado de Alledi et. al. (2006)

A estaca executada tinha 40 cm de diâmetro e 8 m de comprimento. Foi realizada uma prova de carga nessa estaca e chegou-se à uma carga de ruptura de 700 kN (apresentado em Alledi e Polido, 2008). A figura 6.3 apresenta a prova de carga realizada em Alledi et. al. (2006).

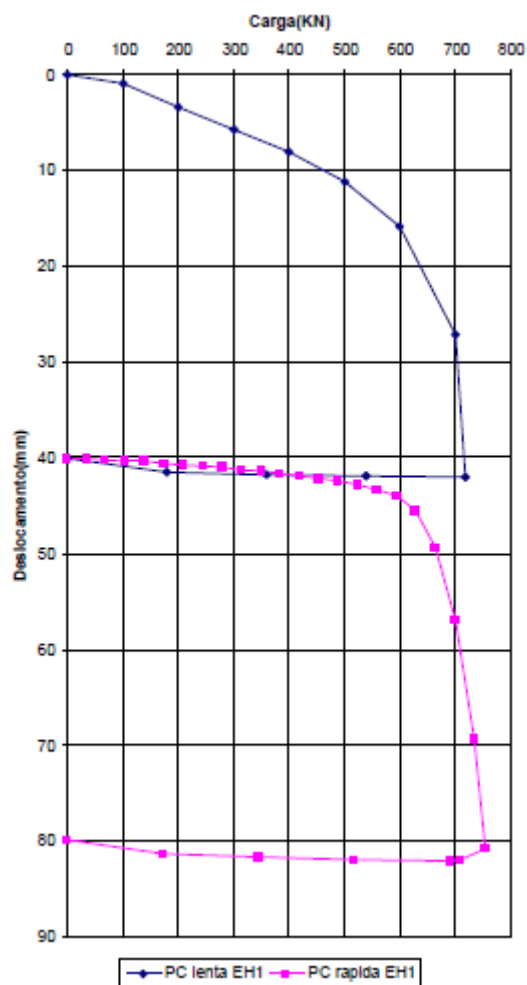


Figura 6.3 - Prova de carga da EH1 – Adaptado de Alledi et. al. (2006)

Alledi e Polido (2008) apresentam estimativas de capacidade de carga da EH1 por diversos métodos, todavia apresentar-se-á neste trabalho apenas as estimativas com base no N_{SPT} . A tabela 6.1 apresenta as estimativas das capacidades de carga geotécnicas.

Tabela 6.1 – Valores de estimativa de capacidade de carga – Adaptado de Alledi e Polido (2008)

Método de estimativa	Valor (kN)
Alonso	1076
Antunes e Cabral	1008
Karez e Rocha	1222
Vorcaro e Velloso	1328
Gotlieb et al	1299
Aoki e Velloso com contribuição Monteiro	1007
Décourt e Quaresma modificado por Décourt	795

A média das estimativas é de 1105 kN e a menor das estimativas é de 795 kN. Como realizou-se apenas uma sondagem segue que $\xi_1 = \xi_2 = 1,42$ e a partir da equação 3.1 chega-se à resistência característica de 560 kN.

De posse de R_{med} (= 1105 kN) e R_K (= 560 kN) calcula-se o desvio padrão da curva de distribuição normal da resistência através da equação 3.2. Então, o desvio padrão σ_R é igual à 331 kN. De posse da média e do desvio padrão da resistência é possível traçar a curva de distribuição normal da resistência conforme a figura 6.4

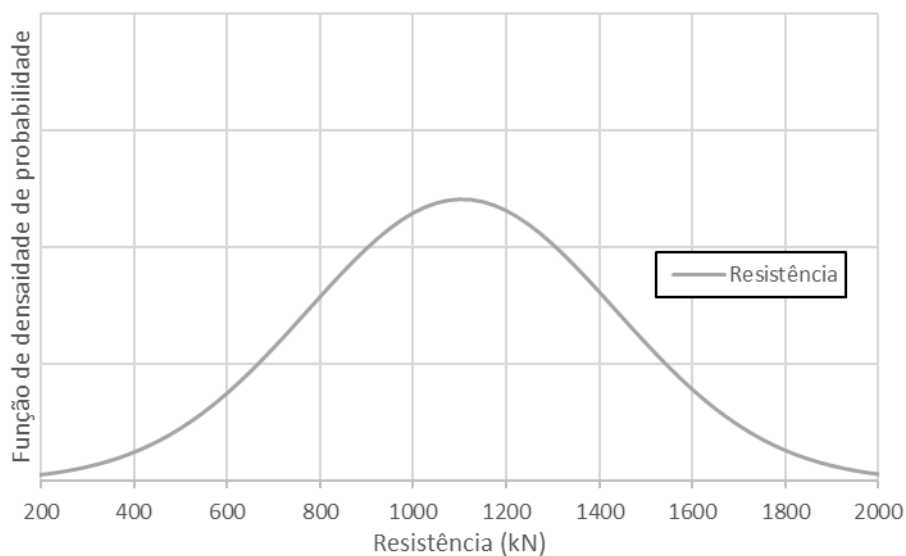


Figura 6.4 – Curva de distribuição normal da resistência

Como mencionado a hipótese dessa seção é que a solicitação característica é igual à solicitação média valendo 500 kN. A figura 6.5 apresenta a curva normal de solicitação segundo a NBR 8681/2003.

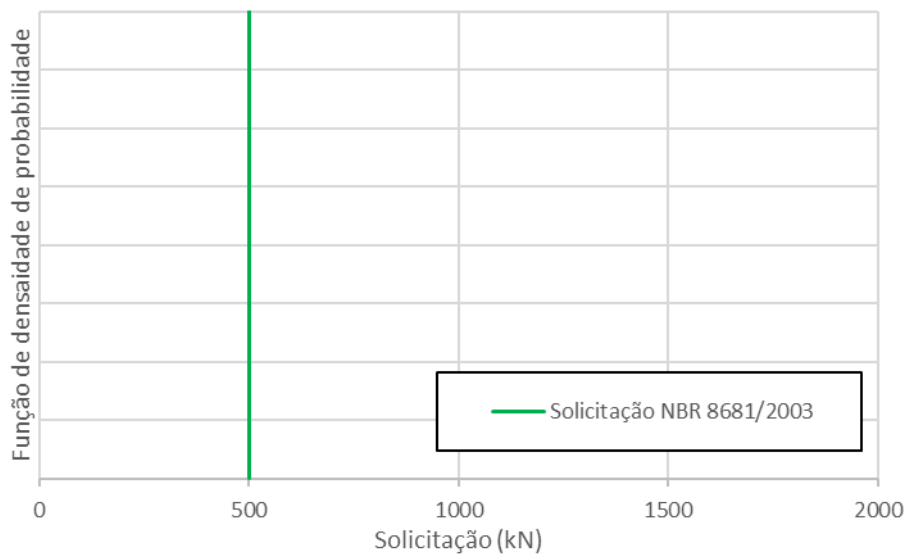


Figura 6.5 – Curva de distribuição normal da solicitação segundo a NBR 8681/2003

Combinando a curva de resistência com as hipóteses de solicitação (figura 6.6) é possível visualizar que a probabilidade de ruptura do caso analisado.

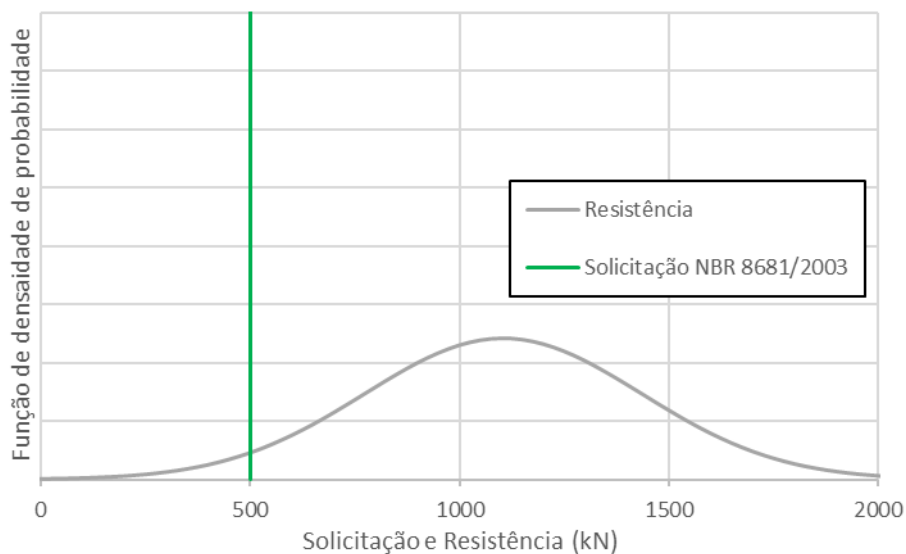


Figura 6.6 – Curva de distribuição normal da solicitação e da resistência combinada

A partir desses dados é possível combinar essas duas curvas em termos de uma média e desvio padrão da margem de segurança. A margem de segurança média é de 605 kN e o desvio padrão é de 331 kN. A figura 6.7 apresenta a curva normal da margem de segurança.

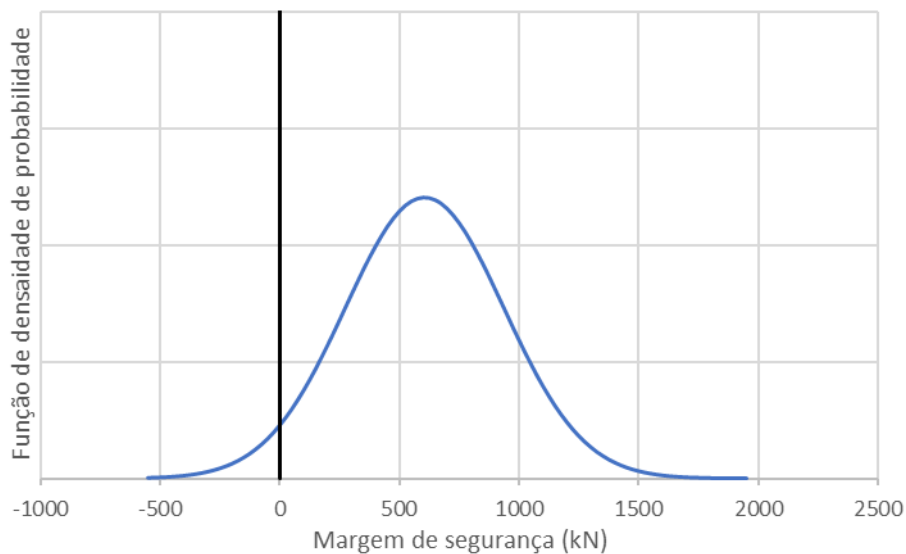


Figura 6.7 – Curva de distribuição de margem de segurança

A área da curva até a abscissa 0 é a probabilidade de ruptura. Utilizando a função DIST.NORM.N do MS EXCEL é possível calcular essa área. Para o caso estudado, a probabilidade de ruptura é de 3,4 %

Essas probabilidades de ruptura possuem uma confiabilidade de 50%, mas se o executor quiser ter 95% de confiabilidade no resultado aplica-se os conceitos da seção 5.3.3. Ou seja, para o estudo de caso a probabilidade de ruptura é de 40% com 95% de certeza. A ocorrência de ruptura nesse caso é frequente e a planilha com os cálculos estão em anexo (a análise tradicional de fator de segurança encontra-se no mesmo anexo).

6.1.2 Lobo (2016)

Lobo (2016) apresenta o caso de uma obra em Campos dos Goytacazes/RJ. A figura 6.8 apresenta o perfil geotécnico e a localização de uma das estacas da obra. Note que apenas as sondagens SA07 e SA10 são representativas para o cálculo de capacidade de carga da estaca.

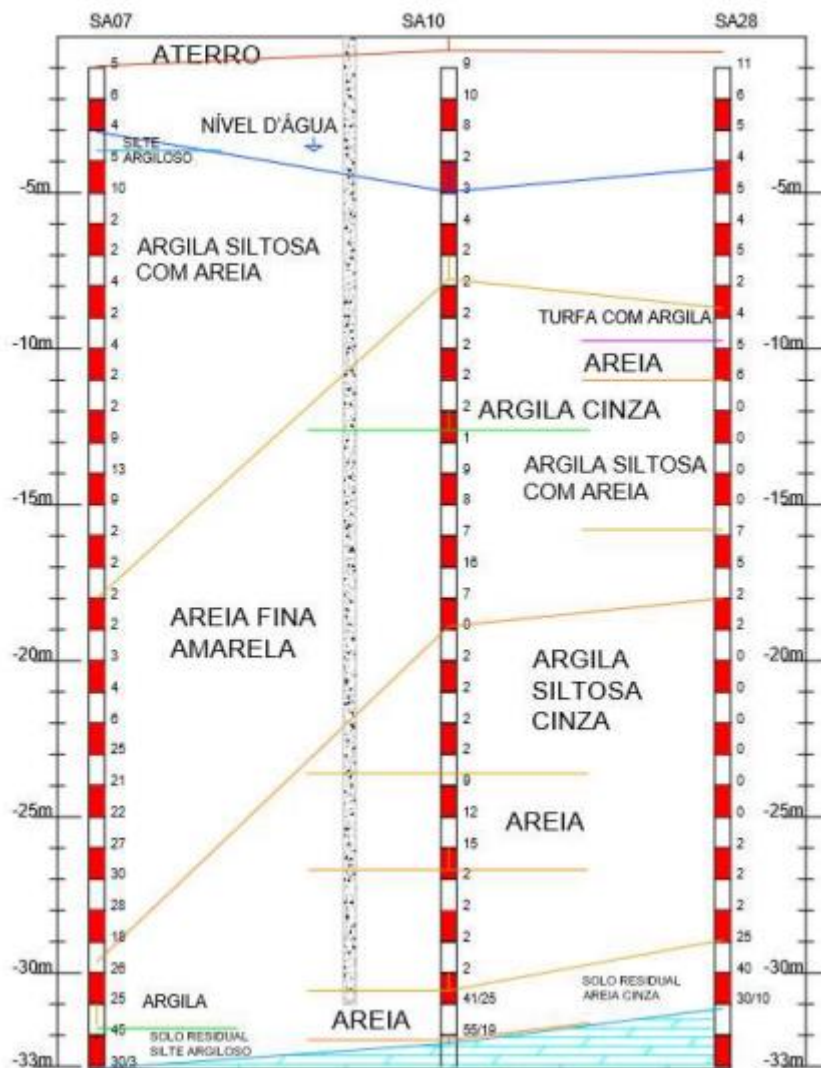


Figura 6.8 – Perfil geotécnico apresentado por Lobo (2016)

A estaca executada na obra tem, segundo Lobo (2016), um diâmetro de 500 mm e comprimento de aproximadamente 31m. A capacidade de carga encontrada pelo método CAPWAP foi de 280 tf. Diante desse fato, adotar-se-á uma solicitação atuante nominal de 140 tf.

Segundo Lobo (2016) a capacidade de carga da estaca pelo método Aoki-Velloso com contribuição do Monteiro (1997) considerando a sondagem SA10 foi de 230 tf. O presente trabalho calcula a capacidade de carga com o mesmo método, mas para a sondagem SA07. A capacidade de carga calculada para o perfil da sondagem SA07 é de 250 tf (cálculos em anexo).

A média das estimativas é de 2354 kN e a menor das estimativas é de 2256 kN. Como realizou-se duas sondagens segue que $\xi_1 = 1,35$ e $\xi_2 = 1,27$ e a partir da equação 3.1 chega-se à resistência característica de 1744 kN.

De posse de R_{med} (= 2354 kN) e R_K (= 1744 kN) calcula-se o desvio padrão da curva de distribuição normal da resistência através da equação 3.2. Então, o desvio padrão σ_R é igual à 371 kN. De posse da média e do desvio padrão da resistência é possível traçar a curva de distribuição normal da resistência conforme a figura 6.9.

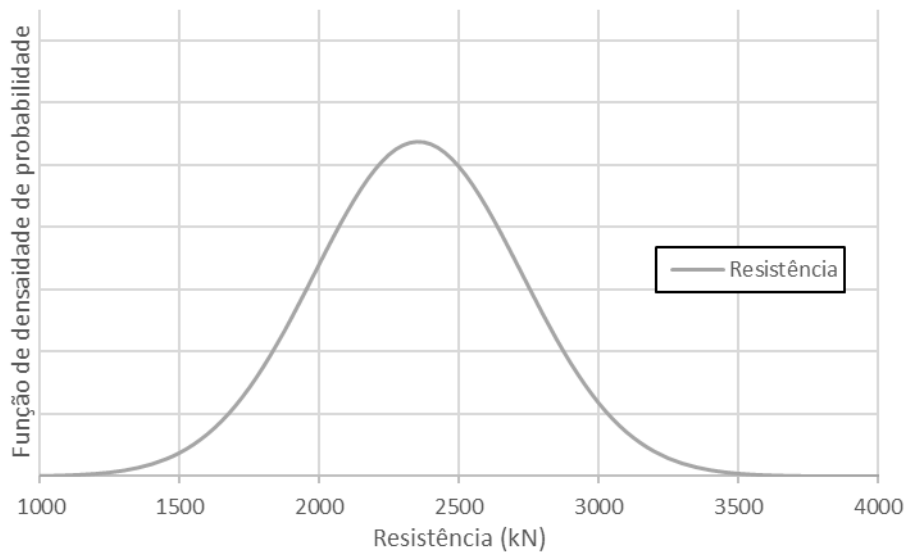


Figura 6.9 – Curva de distribuição normal da resistência

Como mencionado a hipótese dessa seção é que a sollicitação característica é igual à sollicitação média valendo 1372 kN. A figura 6.10 apresenta a curva normal de sollicitação segundo a NBR 8681/2003.

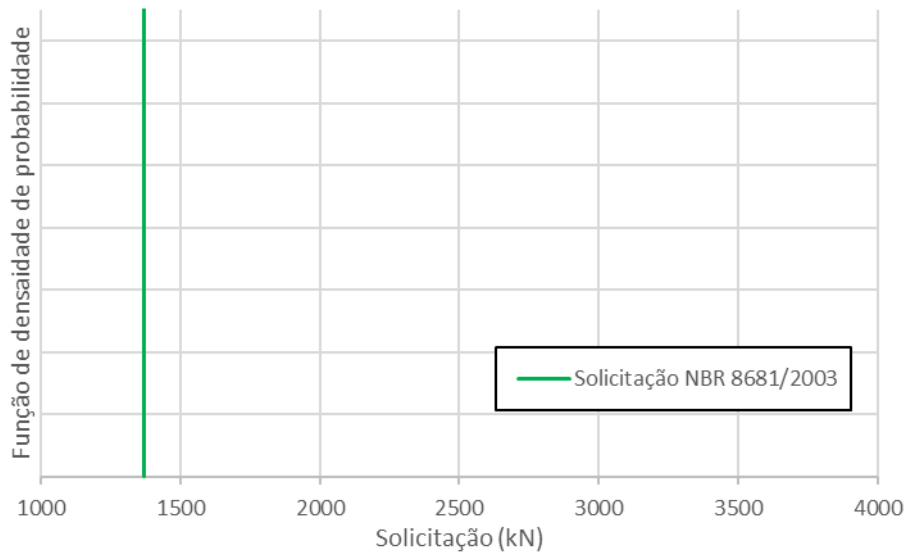


Figura 6.10 – Curva de distribuição normal da solicitação segundo a NBR 8681/2003

Combinando a curva de resistência com as hipóteses de solicitação (figura 6.11) é possível visualizar que a probabilidade de ruptura do caso analisado.

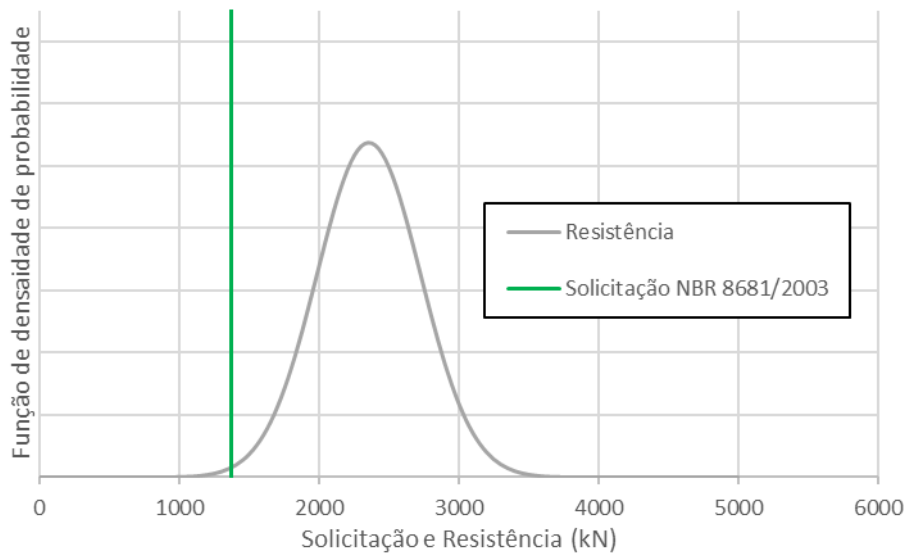


Figura 6.11 – Curva de distribuição normal da solicitação e da resistência combinada

A partir desses dados é possível combinar essas duas curvas em termos de uma média e desvio padrão da margem de segurança. A margem de segurança média é de 982 kN e o desvio padrão é de 371 kN. A figura 6.12 apresenta a curva normal da margem de segurança.

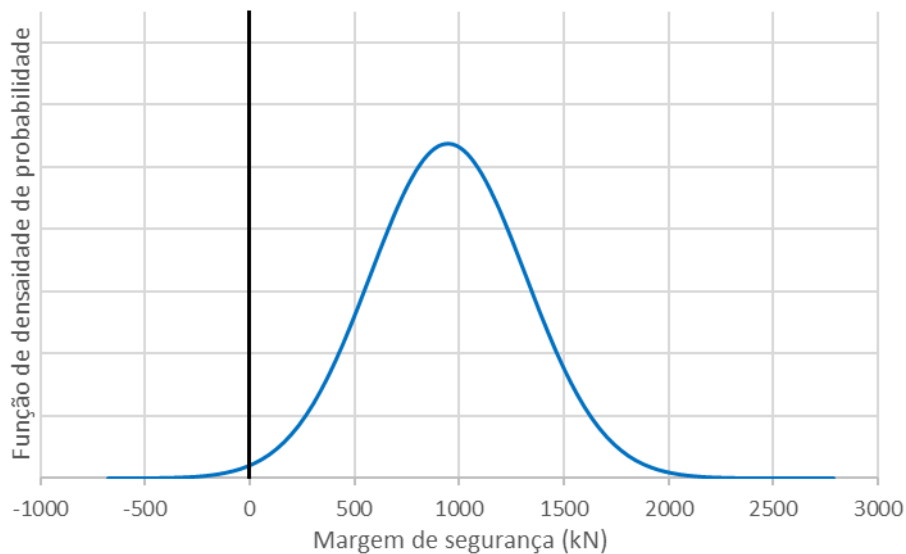


Figura 6.12 – Curva de distribuição de margem de segurança

A área da curva até a abscissa 0 é a probabilidade de ruptura. Utilizando a função DIST.NORM.N do MS EXCEL é possível calcular essa área. Para o caso estudado, a probabilidade de ruptura é de 0,4 %

Essas probabilidades de ruptura possuem uma confiabilidade de 50%, mas se o executor quiser ter 95% de confiabilidade no resultado aplica-se os conceitos da seção 5.3.3. Ou seja, para o estudo de caso a probabilidade de ruptura é de 7,2% com 95% de certeza. A ocorrência de ruptura nesse caso é frequente e a planilha com os cálculos estão em anexo (a análise tradicional de fator de segurança encontra-se no mesmo anexo).

6.2 Nova proposta

Nessa seção será abordada a visão contemporânea de dimensionamento probabilístico. Onde a solicitação característica é diferente da solicitação média. Para simplificação dos cálculos adotar-se-á o conhecimento desenvolvido na seção 4.4 adotando $\gamma_f = 1,4$.

6.2.1 Alledi et. al. (2006)

Seguindo a hipótese dessa seção a curva normal da resistência permanece inalterada, todavia sendo $S_m = 500$ kN e $S_k = 700$ kN, o desvio padrão da curva de solicitação é diferente de zero, assim assumindo o valor de 122 kN. A figura 6.13 apresenta a distribuição normal de solicitações.

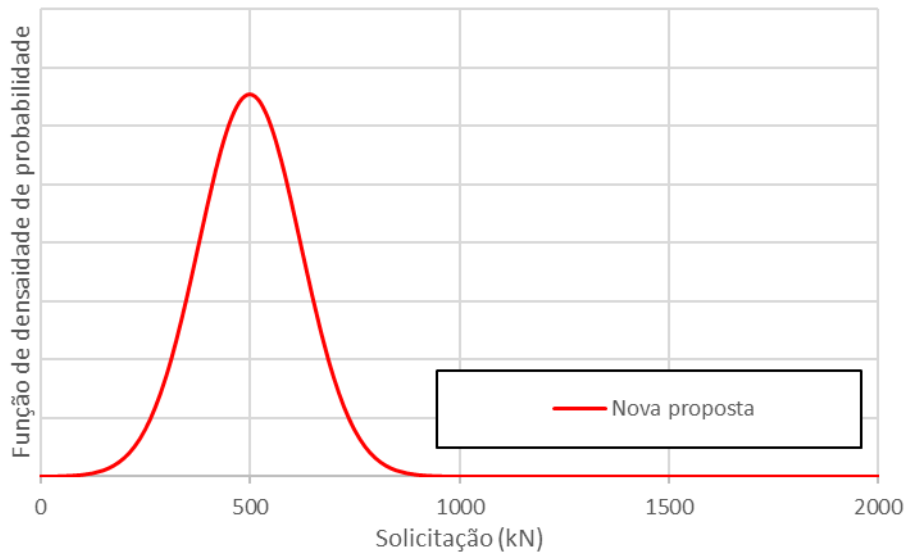


Figura 6.13 – Curva de distribuição normal da solicitação.

Combinando a curva de resistência com as hipóteses de solicitação (figura 6.14) é possível visualizar que a probabilidade de ruptura do caso analisado.

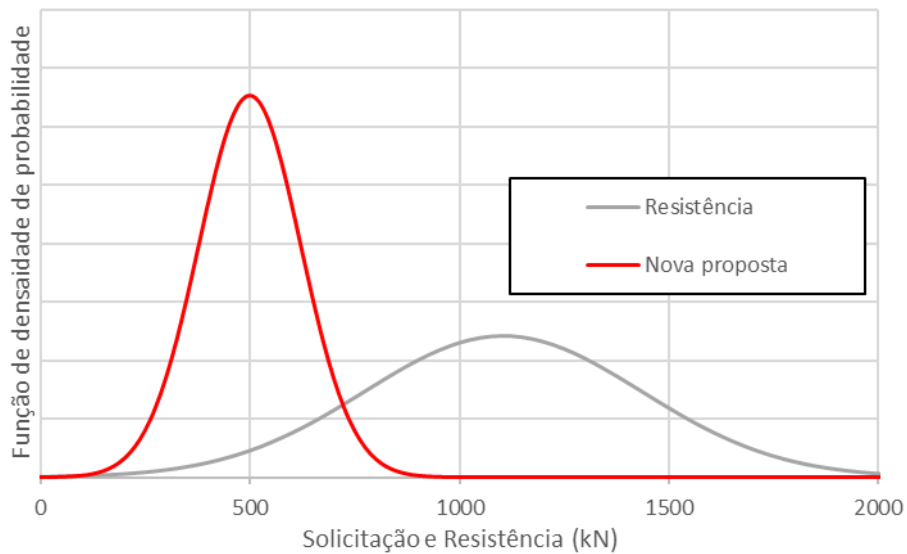


Figura 6.14 – Curva de distribuição normal da solicitação e da resistência combinada1

A partir desses dados é possível combinar essas duas curvas em termos de uma média e desvio padrão da margem de segurança. A margem de segurança média é de 605 kN e o desvio padrão é de 353 kN. A figura 6.15 apresenta a curva normal da margem de segurança.

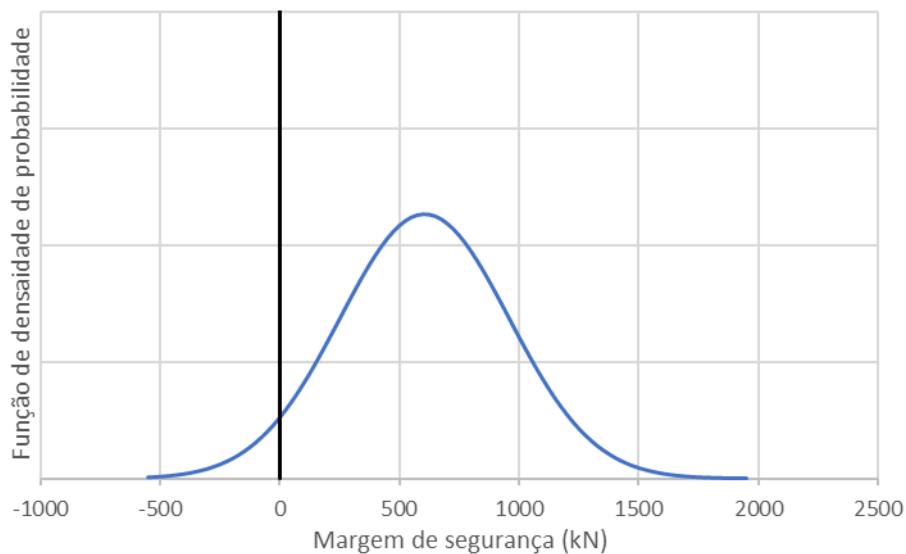


Figura 6.15 – Curva de distribuição de margem de segurança

A área da curva até a abscissa 0 é a probabilidade de ruptura. Utilizando a função DIST.NORM.N do MS EXCEL é possível calcular essa área. Para o caso estudado, a probabilidade de ruptura é de 4,3 %

Essas probabilidades de ruptura possuem uma confiabilidade de 50%, mas se o executor quiser ter 95% de confiabilidade no resultado aplica-se os conceitos da seção 5.3.3. Ou seja, para o estudo de caso a probabilidade de ruptura é de 46% com 95% de certeza. A ocorrência de ruptura nesse caso é frequente e a planilha com os cálculos estão em anexo (a análise tradicional de fator de segurança encontra-se no mesmo anexo).

6.2.2 Lobo (2016)

Seguindo a hipótese dessa seção a curva normal da resistência permanece inalterada, todavia sendo $S_m = 1372$ kN e $S_k = 1921$ kN, o desvio padrão da curva de solicitação é diferente de zero, assim assumindo o valor de 334 kN. A figura 6.16 apresenta a distribuição normal de solicitações.

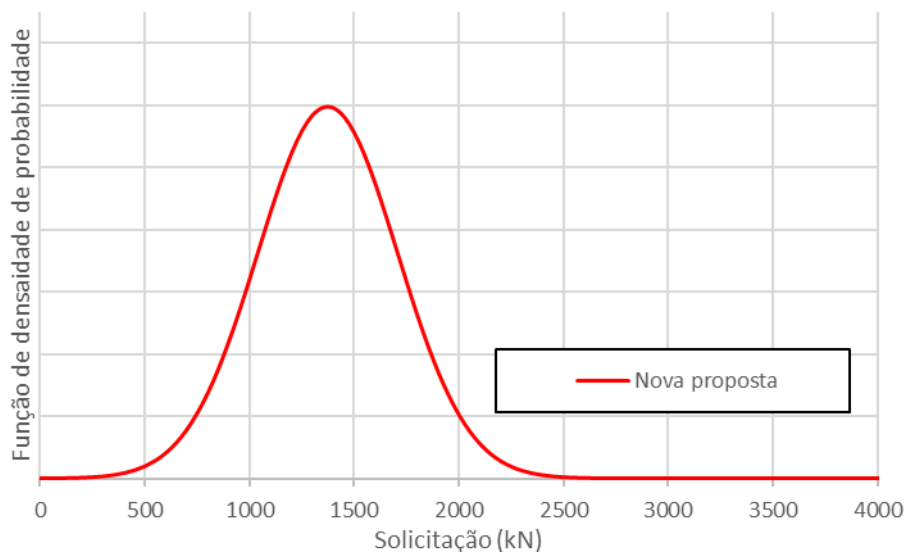


Figura 6.16 – Curva de distribuição normal da solicitação.

Combinando a curva de resistência com as hipóteses de solicitação (figura 6.17) é possível visualizar que a probabilidade de ruptura do caso analisado.

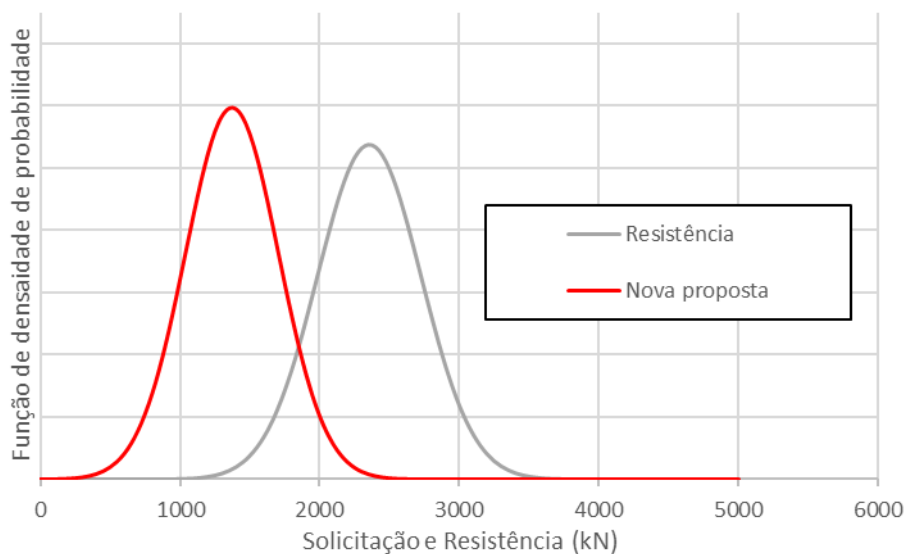


Figura 6.17 – Curva de distribuição normal da solicitação e da resistência combinada

A partir desses dados é possível combinar essas duas curvas em termos de uma média e desvio padrão da margem de segurança. A margem de segurança média é de 982 kN e o desvio padrão é de 499 kN. A figura 6.18 apresenta a curva normal da margem de segurança.

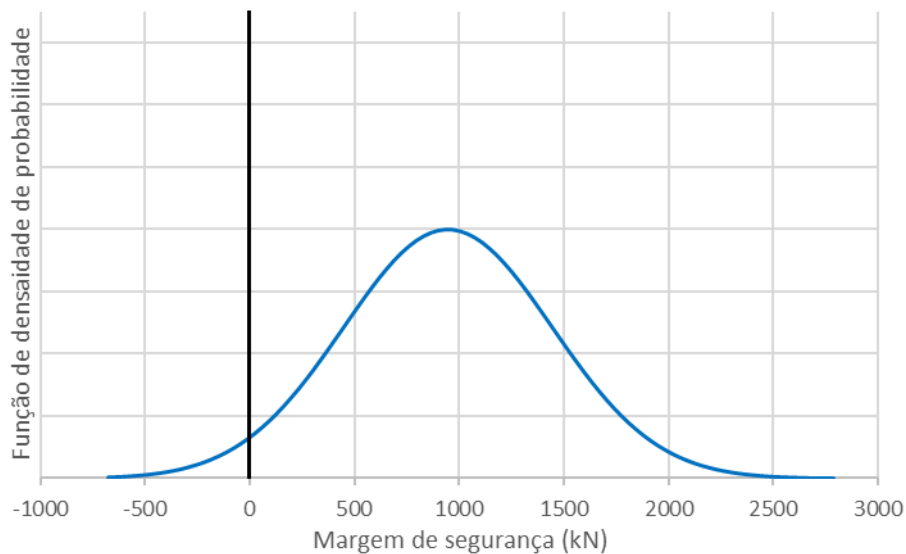


Figura 6.18 – Curva de distribuição de margem de segurança

A área da curva até a abscissa 0 é a probabilidade de ruptura. Utilizando a função DIST.NORM.N do MS EXCEL é possível calcular essa área. Para o caso estudado, a probabilidade de ruptura é de 2,4 %

Essas probabilidades de ruptura possuem uma confiabilidade de 50%, mas se o executor quiser ter 95% de confiabilidade no resultado aplica-se os conceitos da seção 5.3.3. Ou seja, para o estudo de caso a probabilidade de ruptura é de 32% com 95% de certeza. A ocorrência de ruptura nesse caso é frequente e a planilha com os cálculos estão em anexo (a análise tradicional de fator de segurança encontra-se no mesmo anexo).

6.3 Discussões

Embora, até agora, os fatores de segurança não tenham sido apresentados diretamente (somente nos anexos), para um melhor entendimento da análise (probabilidade) de ruptura esses valores tornam-se esclarecedores.

A tabela 6.2 apresenta a análise tradicional de fatores de segurança para os estudos de caso, Alledi et. al. (2006) e Lobo (2016), sob a ótica da NBR 8681/2003 e da proposta do presente trabalho (nova proposta).

Tabela 6.2 – Compilado dos resultados de fatores de segurança

	FS_{Global}	FS_{Tradicional}	Fator parcial resistência	Fator parcial solicitação	Fator parcial majoração carga	Fator parcial minoração resistência
NBR 8681/2003						
Alledi et al. (2006)	2,21	2,21	1,97	1,00	1,40	0,80
Lobo (2016)	1,71	1,71	1,35	1,00	1,40	0,91
Nova proposta						
Alledi et al. (2006)	2,21	1,58	1,97	1,40	1,40	0,57
Lobo (2016)	1,71	1,22	1,35	1,40	1,40	0,65

O fator de segurança global e o tradicional é o mesmo para a metodologia da NBR 8681/2003, porém para a metodologia proposta não é o mesmo valor, devido a aplicação do γ_f .

Naturalmente, o fator parcial de resistência não é alterado pela mudança de metodologia, porém o fator parcial de solicitação é alterado, também devido a aplicação do γ_f .

O fator parcial de majoração de carga é padronizado pela NBR 8681/2003. Já o fator de minoração de resistência altera de acordo com a metodologia, também devido a aplicação do γ_f .

Já tabela 6.3 apresenta um compilado dos resultados obtidos para o caso a Alledi et. al. (2006) e Lobo (2016) sob a ótica das propostas da NBR 8681/2003 e da proposta do presente trabalho (Nova proposta) com 50% e 95 % de confiabilidade. Cabe ressaltar que a ocorrência de ruptura é frequente para todos os casos.

Tabela 6.3 – Compilado dos resultados de probabilidade de ruptura

	NBR 8681/2003		Nova proposta	
	50%	95%	50%	95%
Alledi et al. (2006)	3,4%	40,0%	4,3%	46,0%
Lobo (2016)	0,4%	7,2%	2,4%	32,0%

A probabilidade de ruptura com 95% de chance de confiabilidade foi sempre maior que com 50% de confiabilidade.

A figura 6.19 apresenta os gráficos da distribuição normal do fator de segurança. A figura 6.19 (a) apresenta a distribuição para o FS com a metodologia da NBR 8681/2003 com 50% de confiabilidade. Já a figura 6.19 (b) apresenta a distribuição para o FS com a metodologia da NBR 8681/2003 com 95% de confiabilidade. Por outro lado, a figura 6.19 (c) apresenta a distribuição para o FS com a nova proposta de metodologia com 50% de confiabilidade. A figura 6.19 (d) apresenta a distribuição para o FS com a nova proposta de metodologia com 95% de confiabilidade.

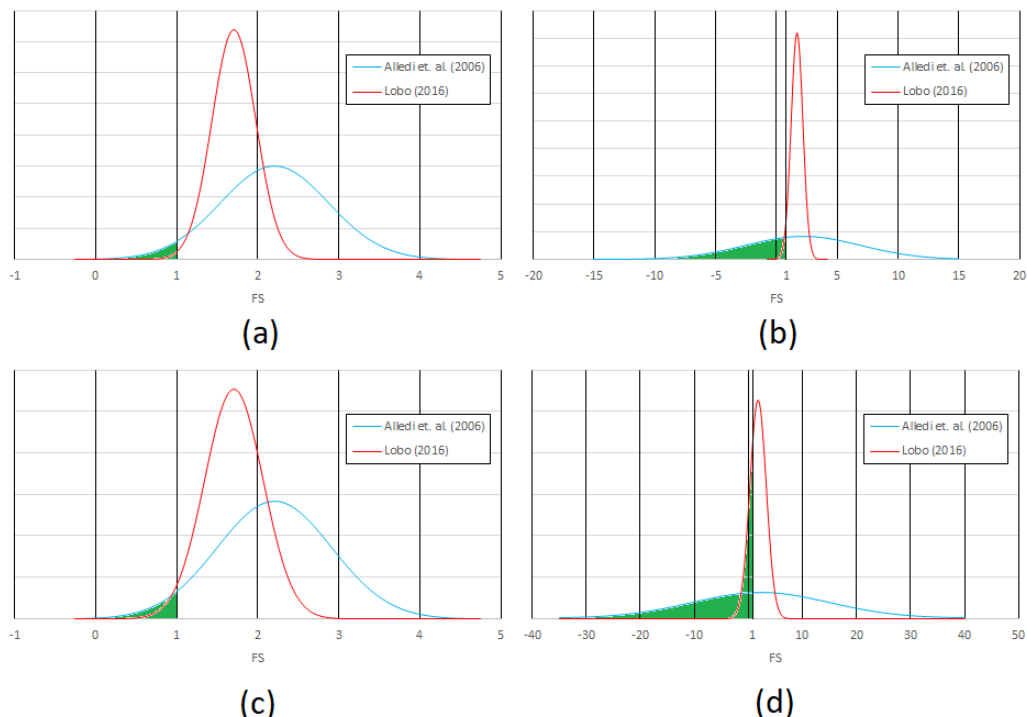


Figura 6.19 – (a) comparação da distribuição normal dos fatores de segurança considerando a NBR 8681/2003 com 50% de confiabilidade; (b) comparação da distribuição normal dos fatores de segurança considerando a NBR 8681/2003 com 95% de confiabilidade; (c) comparação da distribuição normal dos fatores de segurança considerando a nova proposta, $\gamma_f = 1,4$, com 50% de confiabilidade; (d) comparação da distribuição normal dos fatores de segurança considerando a nova proposta, $\gamma_f = 1,4$, com 95% de confiabilidade.

As áreas verdes da figura 6.19 representam a probabilidade de ruptura, ou seja, $FS < 1$. Todavia, percebe-se a necessidade matemática da existência de fatores de segurança negativos, tal fato não faz sentido físico. Esse fato deve-se a pequena quantidade de dados, assim a análise fica fora das hipóteses do teorema do limite central (onde, para uma quantidade infinita de dados, todas as distribuições naturais tendem à uma distribuição normal).

Ao observar cuidadosamente a figura 6.19 percebe-se que existem fatores de segurança negativos. Naturalmente, em termos físicos, na engenharia, isto não seria possível. Contudo, surge a necessidade de fatores de segurança negativos virtuais para, matematicamente, representar a probabilidade de ruína calculada a luz da distribuição normal. Para sanar este problema de interação físico-matemática, necessário à engenharia, poderiam ser testadas outras funções de distribuição de probabilidade (FDP válido no domínio positivo da abcissa) que não seja a distribuição normal (e.g.: distribuição beta, Rayleigh, etc). A figura 6.20 ilustra as distribuições tipo beta e Rayleigh que poderiam ser utilizadas.

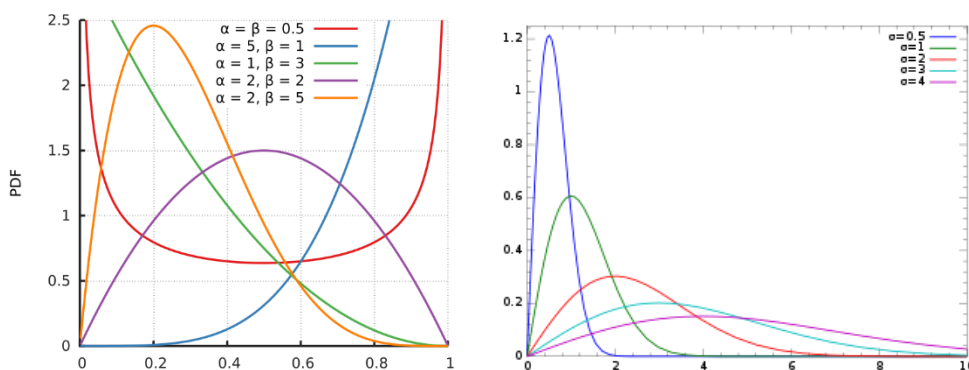


Figura 6.20 – Curva de distribuição beta e Rayleigh.

Cabe destacar que as utilizações destas distribuições não são tão simples assim, pois não são utilizadas com muita frequência. Como o objetivo principal deste trabalho era apresentar uma nova abordagem de projetos de fundações entendeu-se que a distribuição normal seria a melhor maneira de apresentação. Naturalmente, está descrito nas sugestões para futuras pesquisas a utilização de outras distribuições conforme identificado.

7 ASPECTOS RELEVANTES, CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Últimas considerações

Considerando a linha tradicional dos requisitos necessários para o dimensionamento geotécnico de fundações superficiais e profundas e as recentes revisões da NBR 6122 e do código de defesa do consumidor, no Art. 6º, verifica-se a importância de uma análise da probabilidade de ruína/ruptura, dos produtos e serviços.

Não muito distante, esse tipo de análise já é muito empregado, há bastante tempo, por autores/referências internacionais e nacionais (e.g.: Ang e Tang, 1984; Whitman, 1984; Harr, 1987; Lacasse et. Al, 1989 e 1991; Vrouwenvelder, 1992; Lacasse, 2016, apud Danziger, 2020, Lacasse, 2020; EUROCODE 7; Aoki e Cintra, 1996; Aoki 2002, 2008, 2009, 2018).

Naturalmente, todo projeto realizado por engenheiros visa um alto grau de confiabilidade associado a baixos custos e, se possível, com rotinas de fácil utilização.

Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma revisão básica de conceitos utilizados em probabilidade e estatística, assim como em projetos geotécnicos tradicionais. Além disso, planilhas eletrônicas utilizadas como referência nacional para a estimativa de probabilidade de ruptura e análise de risco econômico financeiro são apresentadas e discutidas. Dois estudos de caso de estacas em obras são utilizados como exemplo a fim de facilitar o entendimento do assunto.

7.2 Conclusões

Uma das conclusões mais básicas foi que este tipo de análise se demonstrou imprescindível para os estudos de caso dos projetos de fundação do presente trabalho.

Sobre as ações das estruturas que atuam nas fundações a visão atual da NBR 8681/2003 propõe que a solicitação característica (S_k) seja igual a solicitação média (S_m). Tal fato implica que o desvio padrão vale zero. Sendo assim, para diferenciar tais valores aplicou-se um fator (γ_f) de majoração igual a 1,4 em S_m para determinar S_k . Após as análises, percebeu-se que este fator (γ_f^3) era demasiadamente alto, pois as probabilidades de ruptura encontradas tiveram um aumento exagerado, comparado com

³ Neste caso, o mais correto seria chamar esse fator de γ_k .

as rupturas vistas ultimamente. Corroborando para esta conclusão, é notório que não existem tantas rupturas acontecendo nas obras já executadas.

Mesmo que o objetivo do presente trabalho tenha sido realizar uma análise de probabilidade de ruptura de estacas percebeu-se que a análise dos fatores de segurança, concomitantemente às probabilidades encontradas foi muito esclarecedora.

Ainda sobre os fatores de segurança observou-se que todas as diferenças obtidas entre as duas análises foram decorrentes do fator γ_f aplicado.

Especificamente sobre os valores das probabilidades de ruptura encontrados para os dois estudos de caso deste trabalho, pode-se concluir que a probabilidade de ruptura de Alledi et al (2006) foram maiores que de Lobo (2016). Este fato ocorreu, pois, as estimativas de capacidade de carga de Alledi et al (2006) tiveram uma dispersão maior do que as estimativas de capacidade de carga de Lobo (2016). Esta dispersão, provavelmente, deve-se a um fato geotécnico: uma camada de areia cimentada apresentada no boletim de sondagem. Vale destacar, que os métodos semi-empíricos e empíricos utilizados por Alledi et al. (2006) não contemplam parâmetros que representam o comportamento desta areia cimentada.

De forma muito interessante, o caso de Alledi et al (2006) teve fator de segurança maior que 2, ao contrário de Lobo (2016). Contudo, a probabilidade de ruptura de Alledi et. Al. (2006) é maior que a probabilidade de ruptura de Lobo (2016). De posse de todos os dados obtidos através das planilhas eletrônicas, foi possível concluir que fatores de segurança altos não necessariamente significam probabilidades de ruptura baixas.

Embora a análise tradicional de projetos geotécnicos de fundação ainda preconiza que os fatores de segurança são parâmetros relevantes, ficou nítido que a análise complementar de probabilidade de ruptura deve ser, sem dúvida nenhuma, mandatória.

7.3 Considerações finais e sugestões para futuras pesquisas

- Estimar a capacidade de carga de ruptura geotécnica por diferentes métodos para o caso de Lobo (2016);
- Utilizar outras funções de distribuição de probabilidade que permitem valores em toda a abcissa. (e.g.: lognormal, hiperbólica, Landau, Laplace e Gumbel);

- Utilizar outras funções de distribuição de probabilidade que permitem apenas valores positivos. (e.g.: Beta, exponencial, χ -quadrado, exponencial, gama, Gompertz e Rayleigh);
- Investigar melhor o parâmetro ρ (coeficiente de correlação) entre as curvas de solicitação e resistência a luz da desigualdade de Cauchy–Bunyakovsky–Schwarz;
- Fazer a análise de risco econômico-financeiro;
- Investigar em normas internacionais outras metodologias de cálculo da solicitação característica;

BIBLIOGRAFIA

ABNT NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações – Procedimento.

ABNT NBR 8681/2003 - Ações e segurança em estruturas – Procedimento.

ALLEDI, C.T.D.; POLIDO, U.F., 2006, “Provas de carga em estacas hélice contínua monitoradas em solos sedimentares”, COBRAMSEG XIII.

ALLEDI, C.T.D.; POLIDO, U.F., 2008, “*Capacidade de carga de estacas hélice contínua - Previsão por métodos semi-empíricos versus provas de carga*”, SEFE VI.

AOKI, N., 2002, “*Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas.*” Revista Militar de Ciência e Tecnologia. Rio de Janeiro. Vol. XIX – No.3, 48-64.

AOKI, N., 2008, “*Dogma do fator de segurança.*”, Anais do SEFE VI, São Paulo, 2008, V.1, p. 9 – 42.

AOKI, N., 2009, “Desafios da Geotecnia em momentos de crise.”, 1º Geocentro. ABMS, Núcleo Regional Centro-Oeste, Goiânia 18 e 19/06/2012.

AOKI, N., 2018, “*Aplicação De Métodos Probabilísticos em fundações*”. <https://www.portaldageotecnia.com.br/>

AOKI, N., 2020, “*Risco e Fator de Segurança em Fundações*”. <https://www.youtube.com.br/>. Canal Geotecnia Brasil.

AOKI, N.; CINTRA, J., C., A., 1996, “*Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas.*” IN SEFE III - 3º Seminário Engenharia de Fundações Especiais, vol.1, São Paulo, p.173-184. São Paulo.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P.A., 2010, *Estatística Básica*. 6ª ed, São Paulo, Saraiva.

DANZIGER, B.,R., 2020, “16ª Palestra Milton Vargas”, <https://www.youtube.com.br/>. Canal ABMS.

EHLERS. S. R., 2007, “*Inferência Bayesiana.*” 5ª ed.

EUROCODE 0, 1990, Basis of structural design

EUROCODE 5, 1993, Design of timber structures,

EUROCODE 7, 2007, Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing

FARIA, R. C., 2014, “*Redes probabilísticas: aprendendo estruturas e atualizando probabilísticas.*”. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Matemática e Estatística, USP, São Paulo.

FONSECA, J.S; MARTINS, G A., 2010, *Curso de estatística*. 6ª ed, São Paulo, Atlas.

GUIMARÃES, G., 2018, “*Notas de Aula – Fundações I*”, UFRJ, Macaé.

KEEDWELL, EDWARD; NARAYANAN, Ajit (2005). “*Intelligent Bioinformatics: The Application of Artificial Intelligence Techniques to Bioinformatics Problems.*”, Joh Wiley and Sons.

LACASSE, S., 2020, “Design and Safety of Dams: Reliability and Risk Approach”, <https://www.youtube.com.br/>, Canal Geotecnia Brasil.

LOBO, L.F.C., 2016, “Análise geotécnica de estaca hélice contínua: caso prático.”, UFRJ, Macaé.

MONTEIRO, P. E., 1997, “*Capacidade de carga de estacas - método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.*”

MONTGOMERY, D.C.; RUNGER, G. C., 2012, *Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros*. 5ª ed., Rio de Janeiro: LTC.

OROZCO, I., MARTÍNEZ, A., ORTEGA, V., 2020. “*Assessment of the water, environmental, economic and social vulnerability of a watershed to the potential effects of climate change and land use change.*”

TRIOLA, F.M., 2008, *Introdução à Estatística*. 10ª ed., Rio de Janeiro, LTC.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R., 2010, *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. 3 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

ZVIRTES, L., 2015, “*Distribuição de Probabilidade.*” Notas de Aula UDESC/CCT.

ANEXOS

A. Função de distribuição normal do MS EXCEL

O Microsoft Excel possui a função DIST.NORM.N. Essa função possui quatro argumentos.

- I. (X) – Esse argumento indica em que posição do eixo da abcissa a função será calculada;
- II. (Média) – Um dos parâmetros básicos para definir a curva normal a ser calculada é a média e essa é o segundo argumento;
- III. (Desvio Padrão) – Outro parâmetro básico para definir a curva normal a ser calculada é o desvio padrão e esse é o terceiro argumento;
- IV. (Cumulativo) – Existem duas opções para esse argumento: VERDADEIRO ou FALSO. Se for escolhido FALSO, a função de distribuição normal será calculada no ponto X (primeiro argumento), já se a opção VERDADEIRO for escolhido será calculada a integral da função normal de menos infinito até X (primeiro argumento).

C. Planilha de cálculo Alledi et. al. (2006) hipótese 1

CENÁRIO ANÁLISE: MÉTODO AOKI-VELLOSO			
RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122:2010			
	Variável	n≥2	
RESISTENCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	1105
	Resistência mínima (kN)	R_{min}	795
	Número sondagens	NBR 6122	1
	Coeficiente 1 norma	ξ_1	1,42
	Coeficiente 2 norma	ξ_2	1,42
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	560
	Desvio padrão (kN)	σ_R	331
	Coeficiente variação	v_R	0,30
SOLICITAÇÃO	Solic.caract.(carga admissível) (kN)	S_k	500
	Coeficiente variação	v_s	0,00
	Solicitação média (kN)	μ_s	500
	Desvio padrão (kN)	σ_s	0
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_S	2,21
	Fator segurança tradicional	$F_{S,trad}$	2,21
	Fator parcial resistência	γ_R	1,97
	Fator parcial solicitação	γ_S	1,00
	Fator parcial majoração carga	γ_f	1,40
	Fator parcial minoração resistencia	γ_m	0,80
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	μ_M	605
	($\rho = 0$, a favor da segurança)	ρ	0
	Desvio padrão (kN)	σ_M	331
	Coeficiente variação	v_M	0,55
	Fator de confiabilidade	β	1,826
	Probabilidade ruína	p_f	3,40%
	Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	29

ANÁLISE RISCO ECONOMICO-FINANCEIRO			
RISCO GEOTÉCNICO	Custo obra	(R\$)	10.000.000
	Probabilidade ruína	pf	3,40%
	Vulnerabilidade	v	0,7
	Custo risco geotécnico	(R\$)	237.672
	Relação	ρ	1,02
	Número de estacas	Número de estacas	
	Custo unitário fundação	(R\$/estaca)	
	Custo fundação	(R\$)	
	Relação custo/investimento	(%)	0,00
	Risco aceitavel (consultar investidor)	‰	50
	Probabilidade ruína atualizada	$P_{f,at}$	40,04%
	Custo risco geotécnico	(R\$)	2.802.808
	Relação	ρ	1,28
	Ocorrência de Ruína	15% probabilidade	
	Tempo de recorrência	meses	1
	CLASSE DE OBRA INDICADA		CC1

D. Planilha de cálculo Alledi et. al. (2006) hipótese 2

CENÁRIO ANÁLISE: MÉTODO AOKI-VELLOSO			
RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122:2010			
	Variável	n≥2	
RESISTENCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	1105
	Resistência mínima (kN)	R_{min}	795
	Número sondagens	NBR 6122	1
	Coeficiente 1 norma	ξ_1	1,42
	Coeficiente 2 norma	ξ_2	1,42
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	560
	Desvio padrão (kN)	σ_R	331
	Coeficiente variação	v_R	0,30
SOLICITAÇÃO	Solic.caract.(carga admissível) (kN)	S_k	700
	Coeficiente variação	v_s	0,24
	Solicitação média (kN)	μ_s	500
	Desvio padrão (kN)	σ_s	122
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_S	2,21
	Fator segurança tradicional	$F_{S,trad}$	1,58
	Fator parcial resistência	γ_R	1,97
	Fator parcial solicitação	γ_S	1,40
	Fator parcial majoração carga	γ_f	1,40
	Fator parcial minoração resistencia	γ_m	0,57
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	μ_M	605
	($\rho = 0$, a favor da segurança)	ρ	0
	Desvio padrão (kN)	σ_M	353
	Coeficiente variação	v_M	0,58
	Fator de confiabilidade	β	1,714
	Probabilidade ruína	p_f	4,33%
	Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	23

ANÁLISE RISCO ECONOMICO-FINANCEIRO			
RISCO GEOTÉCNICO	Custo obra	(R\$)	10.000.000
	Probabilidade ruína	pf	4,33%
	Vulnerabilidade	v	0,7
	Custo risco geotécnico	(R\$)	302.900
	Relação	ρ	1,03
	Número de estacas	Número de estacas	
	Custo unitário fundação	(R\$/estaca)	
	Custo fundação	(R\$)	
	Relação custo/investimento	(%)	0,00
	Risco aceitavel (consultar investidor)	‰	50
	Probabilidade ruína atualizada	$P_{f,at}$	46,22%
	Custo risco geotécnico	(R\$)	3.235.228
	Relação	ρ	1,32
	Ocorrência de Ruína	15% probabilidade	
	Tempo de recorrência	meses	1
	CLASSE DE OBRA INDICADA		CC1

E. Planilha de cálculo Lobo (2016) hipótese 1

CENÁRIO ANÁLISE: MÉTODO AOKI-VELLOSO			
RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122:2010			
	Variável	n≥2	
RESISTENCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	2354
	Resistência mínima (kN)	R_{min}	2256
	Número sondagens	NBR 6122	2
	Coeficiente 1 norma	ξ_1	1,35
	Coeficiente 2 norma	ξ_2	1,27
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	1744
	Desvio padrão (kN)	σ_R	371
	Coeficiente variação	v_R	0,16
SOLICITAÇÃO	Solic.caract.(carga admissível) (kN)	S_k	1372
	Coeficiente variação	v_s	0,00
	Solicitação média (kN)	μ_s	1372
	Desvio padrão (kN)	σ_s	0
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_S	1,72
	Fator segurança tradicional	$F_{S,trad}$	1,72
	Fator parcial resistência	γ_R	1,35
	Fator parcial solicitação	γ_S	1,00
	Fator parcial majoração carga	γ_f	1,40
	Fator parcial minoração resistencia	γ_m	0,91
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	μ_M	982,4
	($\rho = 0$, a favor da segurança)	ρ	0
	Desvio padrão (kN)	σ_M	371
	Coeficiente variação	v_M	0,38
	Fator de confiabilidade	β	2,648
	Probabilidade ruína	p_f	0,41%
	Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	247

ANÁLISE RISCO ECONOMICO-FINANCEIRO			
RISCO GEOTÉCNICO	Custo obra	(R\$)	10.000.000
	Probabilidade ruína	pf	0,41%
	Vulnerabilidade	v	0,7
	Custo risco geotécnico	(R\$)	28.379
	Relação	ρ	1,00
	Número de estacas	Número de estacas	
	Custo unitário fundação	(R\$/estaca)	
	Custo fundação	(R\$)	
	Relação custo/investimento	(%)	0,00
	Risco aceitavel (consultar investidor)	‰	50
	Probabilidade ruína atualizada	$P_{f,at}$	7,18%
	Custo risco geotécnico	(R\$)	502.535
	Relação	ρ	1,05
	Ocorrência de Ruína	Frequente	
	Tempo de recorrência	meses	9
	CLASSE DE OBRA INDICADA		CC1

F. Planilha de cálculo Lobo (2016) hipótese 2

CENÁRIO ANÁLISE: MÉTODO AOKI-VELLOSO			
RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122:2010			
		Variável	n≥2
RESISTENCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	2354
	Resistência mínima (kN)	R_{min}	2256
	Número sondagens	NBR 6122	2
	Coeficiente 1 norma	ξ_1	1,35
	Coeficiente 2 norma	ξ_2	1,27
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	1744
	Desvio padrão (kN)	σ_R	371
	Coeficiente variação	v_R	0,16
SOLICITAÇÃO	Solic.caract.(carga admissível) (kN)	S_k	1921
	Coeficiente variação	v_s	0,24
	Solicitação média (kN)	μ_s	1372
	Desvio padrão (kN)	σ_s	334
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_S	1,72
	Fator segurança tradicional	$F_{S,trad}$	1,23
	Fator parcial resistência	γ_R	1,35
	Fator parcial solicitação	γ_S	1,40
	Fator parcial majoração carga	γ_f	1,40
	Fator parcial minoração resistencia	γ_m	0,65
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	μ_M	982,4
	($\rho = 0$, a favor da segurança)	ρ	0
	Desvio padrão (kN)	σ_M	499
	Coeficiente variação	v_M	0,51
	Fator de confiabilidade	β	1,969
	Probabilidade ruína	p_f	2,45%
	Inverso probabilidade ruína (dias)	$1/p_f$	41

ANÁLISE RISCO ECONOMICO-FINANCEIRO			
RISCO GEOTÉCNICO	Custo obra	(R\$)	10.000.000
	Probabilidade ruína	pf	2,45%
	Vulnerabilidade	v	0,7
	Custo risco geotécnico	(R\$)	171.422
	Relação	ρ	1,02
	Número de estacas	Número de estacas	
	Custo unitário fundação	(R\$/estaca)	
	Custo fundação	(R\$)	
	Relação custo/investimento	(%)	0,00
	Risco aceitavel (consultar investidor)	‰	50
	Probabilidade ruína atualizada	$P_{f,at}$	32,29%
	Custo risco geotécnico	(R\$)	2.260.561
	Relação	ρ	1,23
	Ocorrência de Ruína	Frequente	
	Tempo de recorrência	meses	2
	CLASSE DE OBRA INDICADA		CC1