

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS
FUNDAÇÕES PROFUNDAS**



SANDRA KEILA FREITAS DE OLIVEIRA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil : Geotecnia.

ORIENTADOR: PROF. DR. NELSON AOKI



SÃO CARLOS
1998

Class.	TESE-EESC ✓
Curr.	4014
Tombo	T0142/98
Sysno	979255

31109053215

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

048c

Oliveira, Sandra Keila Freitas de
Contribuição ao estudo da verificação da
segurança das fundações profundas / Sandra Keila
Freitas de Oliveira. -- São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Geotecnia.
Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki.

1. Fundações.
2. Segurança.
3. Estados limites.
4. Coeficientes parciais de segurança. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **SANDRA KEILA FREITAS DE OLIVEIRA**

Dissertação defendida e aprovada em 18-03-1998
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutor **NELSON AOKI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **MAXIMILIANO MALITE**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **WALDEMAR COELHO HACHICH**
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia e
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*A meus pais Antônio e Helena,
minha avó "Mocinha"
e minhas irmãs
Leila e Sheila*

Agradecimentos

A Deus pela forma como me iluminou em todas as etapas deste trabalho.

Ao ilustre Prof. Dr. Nelson Aoki - que já em 1996 respondia, certamente com boa dose de paciência, às ingênuas indagações da autora acerca de fundações - agradeço, a forma modesta e acessível de seus valiosos e diferenciados ensinamentos, técnicos e humanos.

Aos professores Dr. Waldemar Hachich e Dr. Maximiliano Malite pelo auxílio e valiosas sugestões para este trabalho.

A SCAC, pelos dados cedidos, referentes à um dos casos práticos.

As Eng.^{as} Rosana Abrantes Correia e Leila Aparecida Castro pela prestatividade e incomparável colaboração durante a execução do trabalho.

A geóloga Maria Letícia Bachion pelo incentivo e pela ajuda com as figuras.

Ao Eng. Jeselay Cordeiro dos Reis pela colaboração prestada.

Aos colegas Eng.^{os} Henrique Marques, Benedito Carneiro, e Paulo Burgos que me honram com sua inestimável amizade.

A Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida.

A todos, o meu carinho e grande reconhecimento.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	ii
LISTA DE SÍMBOLOS	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Metodologia empregada	3
2. O PROJETO DE FUNDAÇÕES	5
2.1 Generalidades	5
2.2 Incertezas no projeto	7
2.3 Considerações sobre segurança	8
2.4 A função das normas	11
2.5 A função do julgamento de engenharia e experiência	12
2.6 Filosofias e métodos de projeto	13
3. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	14
3.1 Métodos de cálculo	14
3.2 O método das cargas admissíveis	16
3.2.1 Definições de coeficiente de segurança global	17
3.3 O método dos estados limites	19

3.3.1 Método dos estados limites utilizando coeficientes parciais de segurança	22
3.3.2 Projeto em estados limites	24
3.4 Fundamentos do método probabilístico de verificação da segurança	25
4. PROJETO BASEADO EM ESTADOS LIMITES	33
4.1 Estados limites : conceitos básicos	33
4.2 Estados limites na verificação da segurança	36
4.2.1 Estados limites últimos - análise de ruptura	37
4.2.2 Estados limites de utilização - análise de deformação	38
5. VALORES CARACTERÍSTICOS E VALORES DE CÁLCULO	40
5.1 Resistências	41
5.2 Ações e solicitações	54
6. QUANTIFICAÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARCIAIS	64
6.1 Quantificação através da calibração	64
6.2 Quantificação dos coeficientes de segurança parciais com base na teoria da probabilidade	68
6.2.1 Análise da confiabilidade	68
6.2.2 Função de estado limite e índice de confiabilidade	69
6.2.3 Método do segundo momento de primeira ordem	71
6.3 Cálculo dos coeficientes parciais	79
7. CONTROLE DE CAMPO E OTIMIZAÇÃO	85
7.1 A importância do controle de campo na segurança das fundações	85
7.2 Fundamentos do controle da segurança das fundações	86
7.3 Tipos de controle	89

7.4 Aspectos críticos do controle de qualidade das fundações	93
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
8.1 Sugestões para trabalhos futuros	95
8.2 Conclusões	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

ANEXO

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Coeficientes de segurança globais, médios e nominais	19
Figura 3.2	Nível III de aplicação do MPC	28
Figura 3.3	Valores extremos das variáveis no nível I	31
Figura 5.1	Capacidade de carga mobilizada em função da máxima energia do martelo	43
Figura 5.2	Parcela de atrito lateral mobilizado em função da máxima energia do martelo	43
Figura 5.3	Valores: médio (μ_P), característico (P_k) e de cálculo (P_d); para a capacidade de carga de estacas	52
Figura 5.4	Curva carga-recalque prevista na profundidade estimada pelo método das cargas admissíveis	61
Figura 5.5	Curva carga-recalque prevista na profundidade estimada pelo método dos estados limites	63
Figura 6.1	Função densidade de probabilidade da margem de segurança	70
Figura 6.2	Superfície de estado limite no caso de duas variáveis aleatórias básicas	72
Figura 6.3	Superfície de estado limite no espaço das variáveis reduzidas	74
Figura 6.4	Coeficientes de ponderação das ações e da capacidade de carga, $\delta_P = 0.15$	82
Figura 6.5	Coeficientes de ponderação das ações e da capacidade de carga, $\delta_P = 0.20$	83
Figura 7.1	Estatística de cargas mobilizadas nas estacas através de monitoração dinâmica	92
Figura 7.2	Gráfico para controle da capacidade de carga média	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Sumário dos coeficientes de segurança parciais para o projeto de fundações	23
Tabela 5.1	Coeficiente de variação da capacidade de carga mobilizada em função do tipo de transferência de carga ...	44
Tabela 5.2	Coeficientes de variação de alguns parâmetros geotécnicos.....	47
Tabela 5.3	Exemplos de resultados de estatística de capacidade de carga em estacas pré - moldadas	53
Tabela 5.4	Resumo de dados estatísticos das ações	56
Tabela 5.5	Valores dos fatores de combinação e de utilização das ações.....	57
Tabela 5.6	Valores dos coeficientes de ponderação das ações	59
Tabela 6.1	Coeficientes de segurança globais e probabilidades de ruína correspondentes	79
Tabela 6.2	Comparação entre os coeficientes parciais especificados e àqueles obtidos através de análise estatística	84

LISTA DE SÍMBOLOS

c	coesão
CS	coeficiente de segurança
D	ação permanente
\bar{D}	valor médio da ação permanente
D_n	valor nominal da ação permanente
F_d	valor de cálculo da ação , genérico
$f(x)$	função de densidade de probabilidade da variável x
$F(x)$	função de distribuição de probabilidade da variável x
L	ação variável de ocupação ou sobrecarga
\bar{L}	valor médio da sobrecarga
L_n	valor nominal da sobrecarga
P	capacidade de carga das estacas
\bar{P}	valor médio da capacidade de carga das estacas
P_d	valor de cálculo da capacidade de carga das estacas
P_k	valor da capacidade de carga característica das estacas
R_d	valor de cálculo da resistência
\bar{R}	valor médio da resistência
R_n	valor nominal da resistência
S_d	valor de cálculo da solicitação , genérico
\bar{S}	valor médio da solicitação, genérico
S_n	valor nominal da solicitação, genérico
x_i^-	ponto de falha mais provável
Z	grandeza utilizada para medir a capacidade resistente e o nível de solicitação
W_n	valor nominal da ação do vento
$\Phi(X)$	função de distribuição de probabilidade normal acumulada
ϕ	ângulo de atrito

γ_D	coeficiente de ponderação da ação permanente
γ_f	coeficiente de ponderação das ações, genérico
γ_L	coeficiente de ponderação da ação variável
γ_P	coeficiente de ponderação da capacidade de carga
μ	média
σ	desvio padrão
β	índice de confiabilidade
β_o	índice de confiabilidade alvo
α	coeficiente de sensibilidade
δ	coeficiente de variação
ψ	fator de combinação das ações

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSI	American National Standard A58
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis
CEB	Comite Euro-International du Beton
CFEM	Canadian Foundation Engineering Manual
DS	Code of Practice for Foundation Engineering
EC 7	Eurocode 7
EEF	Elemento Estrutural de Fundação
ELU	Estado Limite Último
ELUt	Estado Limite de Utilização
FDP	Função de Distribuição de Probabilidade
ISO	International Standards Organization
LSD	Limit States Design
MCE	Mercado Comum Europeu
MPC	Método probabilístico condicionado
MPP	Método probabilístico puro
NBCC	National Building Code of Canada
NBR	Norma Brasileira Registrada
ISO	International Standards Organization
PDA	Pile Driving Analyzer

RESUMO

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Após considerações sobre a incerteza, estados limites, coeficientes parciais de segurança e valores característicos das variáveis envolvidas no projeto de fundações, descreve-se a forma como, de acordo com a NBR - 6122/96, se procede a avaliação da segurança das fundações por estacas. Aborda-se depois o problema da quantificação dos coeficientes de segurança parciais com bases determinísticas e probabilísticas, exemplificando a partir de dados relativos à estacas pré - moldadas de concreto de diversos tamanhos e em vários tipos de terreno. Por comparação dos resultados podem-se tirar conclusões sobre a justeza dos valores atribuídos aos coeficientes de segurança parciais em questão. Como fecho, apresentam-se algumas sugestões que poderão ser eventualmente consideradas no preparo de futuras recomendações ou normas de projeto.

Palavras chave: fundações, segurança, coeficientes de segurança, estados limites

ABSTRACT

CONTRIBUTION TO THE SAFETY ANALYSIS OF PILE FOUNDATION

this thesis dealt with the limit states analysis concept; partial safety factors, characteristic values of mechanical parameters and procedures for safety evaluation in the case of precast piles. Reliability theory was the basic tool to quantify the partial safety factors. Some examples shows that the suggested values for the partial safety factors are in good agreement with actual values. Some proposals concerning future researches and future Brazilian code of practice revision are envisaged.

Keywords: foundations, safety, safety factors, limit states

1. INTRODUÇÃO

1.1 Objetivos

Tendo em vista o desenvolvimento verificado nas áreas de projeto e execução das fundações por estacas, surgiu a necessidade de uma revisão sistemática dos conceitos de segurança a elas pertinentes. Como nos países europeus, integrados pelo sistema de Eurocodes, deve existir entre nós a árdua tarefa de reformulação das normas de fundações, para atualizá-las à luz dos novos conhecimentos.

A transição da NBR - 6122/1986 para a que agora se apresenta traz profundas alterações nos conceitos relativos ao projeto de fundações. De uma norma determinista em cargas admissíveis passa-se a uma norma probabilista em estados limites. O projeto de fundações passa a seguir os mesmos caminhos trilhados pelo projeto das estruturas de aço, concreto e madeira. Todavia, a absorção dos novos conceitos demandará algum esforço por parte dos usuários da nova norma.

Tendo em vista o aspecto de transição da norma brasileira de "Projeto e Execução de Fundações" NBR - 6122/1996 , esta dissertação se propõe a atingir quatro objetivos básicos :

- unificar os conceitos ligados à segurança das estruturas e de fundações;
- esclarecer os conceitos de segurança nas fundações ligados à aplicação do método probabilista dos estados limites;
- apontar os caminhos que podem ser seguidos para a futura otimização do modelo de introdução da segurança da norma em questão;
- alertar para o reconhecimento da importância dos métodos de controle de execução de estacas na introdução da segurança no novo método que se apresenta.

A unificação dos conceitos ligados a segurança das fundações e da teoria das estruturas e como conseqüência a uniformização de notação traz vantagens apreciáveis ao meio técnico nacional, habituado a utilizar simultaneamente literatura dessas duas origens.

A aplicação do método probabilista dos estados limites altera, de modo apreciável, as atuais rotinas de projeto de fundações. A falta de familiaridade, bem como um conhecimento insuficiente dos conceitos envolvidos na aplicação deste método, pode vir a ser responsável por confusão e controvérsia, acarretando relutância dos projetistas de fundações em aceitar sua aplicação. Para que esta aceitação seja possível esta dissertação pretende servir de orientação para a aplicação do novo método de cálculo. Para tanto julga-se necessário analisar e esclarecer os conceitos de engenharia de fundações e os conceitos probabilísticos de segurança, para que se identifique quais destes conceitos devem ser incluídos na regulamentação do projeto e execução de fundações.

Como a avaliação da segurança das fundações é um tema complexo e sujeito a decisões de natureza empírica, ao se alterar uma norma de

projeto, é da boa técnica de normalização que, em um primeiro instante, a nova norma produza praticamente os mesmos resultados que a versão antiga. Em um segundo instante, poderão ser discutidos e adequados cada um dos parâmetros que compõem a segurança das fundações, de modo que, as variáveis básicas que compõem a segurança sejam discriminadas e sua influência seja quantificada.

As disposições construtivas, ou de controle de execução devem ser regulamentadas paralelamente às condições de verificação de segurança contra os estados limites.

A presente dissertação tem por finalidade contribuir para que na reformulação das Normas de Fundações Brasileiras os objetivos acima propostos sejam satisfatoriamente alcançados, para tanto, procurou-se uma redação que facilite a sua aplicação.

Não é objetivo desta dissertação discorrer ou aprofundar comentários sobre métodos probabilísticos ou estatística aplicada, mas utilizar dessas áreas de estudo apenas os elementos necessários à verificação da segurança pelo método dos estados limites.

1.2 Metodologia empregada

A metodologia aplicada consiste nas seguintes fases:

- revisão dos conceitos ligados aos diversos métodos de introdução da segurança no projeto de fundações;
- estudo em estatística para uma melhor compreensão dos conceitos ligados à introdução da segurança utilizando o método dos estados limites;
- estudo abrangente da introdução da segurança através do método dos estados limites;

- mostrar detalhadamente como foi feita a calibração dos coeficientes de segurança do método das cargas admissíveis para o método dos estados limites, e como os coeficientes de segurança do método dos estados limites podem ser obtidos por via estatística;
- desenvolvimento de exemplos de aplicação para uma melhor fixação do conteúdo deste trabalho.

2. O PROJETO DE FUNDAÇÕES

2.1 Generalidades

Os objetivos primários de qualquer projeto de engenharia são: segurança, utilidade e economia. A segurança pode ser garantida e implementada com o aumento da margem de segurança ou nível de segurança, reduzindo assim a probabilidade de ruína, entretanto, o aumento da margem de segurança geralmente implica em um aumento do custo das construções. As considerações sobre economia no projeto devem envolver estudos sobre os custos de uma possível ruína ou desempenho insatisfatório das construções.

Independentemente da filosofia de projeto utilizada, o critério básico de qualquer projeto é o de que a capacidade resistente do sistema deve exceder, com uma certa margem de segurança, as solicitações geradas pelas cargas aplicadas. Quanto mais importante a estrutura e mais sérias as conseqüências de uma ruína, maior deverá ser a margem de segurança utilizada no projeto. O critério básico de projeto pode ser definido pela seguinte inequação:

$$\mathbf{Resistências (R) > Solicitações (S)} \quad (2.1)$$

Para auxiliar na elaboração do projeto, introduzir segurança e assegurar um nível mínimo de qualidade técnica, os engenheiros recorrem a um código jurisdicional de prática (Norma). A finalidade das normas é auxiliar os engenheiros a tomarem decisões apropriadas a produzir um projeto seguro e econômico. As normas de fundações, geralmente fornecem regras gerais para a realização de investigações preliminares, escolha dos valores dos parâmetros geotécnicos envolvidos no projeto, especificam combinações de cargas e solicitações, fornecem coeficientes de segurança, apresentam discussões sobre a teoria apropriada e modelos de cálculo ou equações para as resistências.

A escolha dos valores dos parâmetros geotécnicos é função de vários fatores e sujeita a variabilidade e incerteza. Não há resposta única para questões, tais como: que valores de parâmetros de resistência e de deformação são mais apropriados para fins de projeto?. Dependendo da experiência e julgamento, diferentes engenheiros irão chegar a valores diferentes para um mesmo projeto.

A determinação da resistência última ou capacidade de carga da fundação é geralmente feita de forma teórica, empírica ou semi-empírica. Os métodos semi-empíricos amplamente utilizados no Brasil são baseados em investigações "In situ" tais como os ensaios de penetração estática (CPT) e os ensaios de penetração dinâmica (SPT). Quando não se dispõe de ensaios CPT, mas apenas ensaios SPT, algumas correlações podem ser aplicadas entre esses dois ensaios, tais correlações necessitam ser aplicadas com cautela, pois envolvem grandes dispersões. Cabe lembrar ainda que os métodos semi-empíricos só devem ser aplicados aos tipos de estacas e regiões geotécnicas para os quais foram estabelecidos, todavia, apesar dessas ressalvas esses métodos são parte integral da prática de projeto de fundações e conseqüentemente a herança profissional é incorporada ao seu uso.

As normas especificam coeficientes de segurança objetivando introduzir no projeto um nível de segurança. Os coeficientes de segurança especificados ajudam a levar em conta incertezas no projeto, tais como, aquelas relacionadas às cargas, às propriedades dos materiais, aos modelos teóricos adotados e à variabilidade inerente ao solo.

2.2 Incertezas no projeto

Diferentes tipos de incerteza são inerentes ao projeto de fundações, essas incertezas podem ser agrupadas em quatro categorias:

- (1) incertezas na determinação das cargas; ✓
- (2) incertezas associadas a variabilidade das condições do solo; ✓
- (3) incertezas na determinação dos parâmetros geotécnicos de projeto; ✓
- (4) incertezas associadas com o grau no qual o modelo analítico representa o comportamento real da fundação. <

As incertezas acima podem ser razoavelmente quantificadas explicitamente ou implicitamente; são assim conhecidas como incertezas objetivas (EISENSTEIN 1989). As incertezas associadas com a variabilidade natural das condições do solo e com a avaliação dos parâmetros geotécnicos são geralmente as maiores, como consequência dos complexos processos envolvidos na deposição e formação do solo e rocha (BOLTON 1981; TAN et al. 1991; PHOON et al. 1993).

Ao contrário das incertezas objetivas, erros grosseiros, incluindo erros humanos ou omissões que ocorrem na prática raramente podem ser quantificadas no projeto, sendo assim chamados de incertezas subjetivas. Esses erros são usualmente reduzidos a partir do controle de qualidade (SIMPSON et al. 1981; EISENSTEIN 1989; TAN et al. 1991).

SIMPSON et al. (1981) também apontam que erros grosseiros ou humanos são provavelmente responsáveis pela maioria das falhas na prática. BOLTON (1981) afirma que 90% das falhas ocorrem devido a cálculos de projeto inadequados para a situação prática. Nenhum nível de segurança, economicamente aceitável, pode cobrir situações em que as condições do local ou propriedades do solo foram mal entendidas, onde uma carga foi esquecida ou onde um cálculo ou análise foram inapropriados .

2.3 Considerações sobre segurança.

Sob o aspecto qualitativo, as fundações serão consideradas seguras quando houver um grau de convicção suficiente de que, durante sua vida útil, não serão atingidos estados de ruína.

Para as estruturas entendem-se como estados de ruína aqueles estados em que a estrutura deixa de ser útil aos fins, para que foi feita, ou por se ter rompido, ou por se ter tornado hipostática, ou por ter flambado, ou por ter sofrido deformações exageradas, ou por ter fissurado além do limite prescrito (Vocabulário de Teoria das Estruturas).

De modo paralelo, a fim de serem satisfeitos os aspectos qualitativos de segurança, em condições de utilização normal as fundações não devem atingir estados de "pseudo-ruína", os quais podem causar inquietação nos usuários das construções, por serem interpretados como estados de iminência de ruína.

A fixação das margens de segurança a serem introduzidas no projeto de fundações pode seguir diversos critérios, entretanto, deve ser feita de modo a atender os aspectos qualitativos de segurança.

Sob o ponto de vista de danos materiais, a segurança das fundações formula um problema econômico. Desse modo, é politicamente justificável aceitar-se a fixação das margens de segurança levando em conta os custos da construção e o montante dos danos decorrentes de uma eventual ruína da mesma. O grande problema para a aplicação desse critério é a necessidade de, no caso de existirem vidas humanas envolvidas, estabelecer valores para as mesmas, para que elas possam ser levadas em conta.

Sob o aspecto ético, a segurança formula um problema moral, portanto, não existem critérios científicos para resolvê-lo. Sua solução somente pode ser encontrada dentro das regras morais em vigor para as sociedades consideradas. Desse modo, é preciso observar que as exigências de segurança das construções tendem a ser mais rigorosas, a medida que as sociedades se desenvolvem tecnicamente, pois esse desenvolvimento corresponde a um aumento geral da confiabilidade dos equipamentos e materiais dessas sociedades. Por essa razão, a fixação das margens de segurança das fundações é um problema que deve ser resolvido regionalmente e não em caráter universal.

É importante frisar que as decisões tomadas para a especificação das margens de segurança das fundações não devem ser influenciadas por eventos catastróficos ocorridos em casos isolados, cuja probabilidade de ruína não estava subordinada às eventualidades impostas às estruturas para as quais as margens de segurança foram especificadas. As causas irracionais de falha ou “erro grosseiro”, eliminam as fundações da população para a qual a segurança é especificada. A especificação de margens de segurança mais elevadas não recoloca tais fundações dentro das populações consideradas pelos regulamentos normalizadores. As principais formas de evitar tais erros são: controle de qualidade na fase de projeto e no local de execução, educação, desincentivo aos erros (leis e

punições), e apontamento da honestidade e integridade de todos os participantes do processo.

Durante muito tempo, a fixação das margens de segurança foi feita empiricamente. Os valores dos coeficientes de segurança empregados no método das cargas admissíveis foram consagrados num lento processo de observação dos resultados de sua utilização. Os coeficientes de segurança globais foram sendo assim paulatinamente reduzidos, a medida que um melhor comportamento das fundações sugeria tal possibilidade de redução. Entretanto, com o advento dos conceitos probabilísticos de segurança, a especificação de margens de segurança passou a estar subordinada a critérios de racionalidade, ou seja, tornou-se necessário quantificar os critérios qualitativos de segurança.

De acordo com os conceitos probabilísticos de segurança, o problema da segurança das estruturas é essencialmente baseado em probabilidades. Existem inúmeras incertezas na previsão do comportamento de estruturas, a variabilidade das características resistentes dos materiais; os inevitáveis erros e não cumprimento das especificações de projeto; os afastamentos entre os comportamentos reais dos protótipos e os inferidos através de modelos matemáticos ou reduzidos, etc.. São esses fatores que não permitem afirmar que uma estrutura não atingirá um estado limite. Quando muito, poder-se-á avaliar sua probabilidade de ruína, dentro de um certo intervalo de tempo, em geral, o previsto para sua vida funcional, com efeito, é a probabilidade de ruína que mede na verdade a segurança das estruturas.

2.4 A função das normas

A International Standards Organization (ISO) define uma norma como um documento, estabelecido por consenso e aprovado por um organismo reconhecido, que fornece para uso comum e repetido, regras, diretrizes ou características para atividades ou seus resultados. De um modo geral, as normas são documentos de referência, que devem fornecer informações suficientes, de modo claro, consistente e conciso para auxiliar o engenheiro de projeto a tomar decisões corretas. A decisão correta é entendida como sendo aquela que produz uma estrutura suficientemente segura e econômica.

Em resumo, o papel das normas de cálculo é garantir a segurança de todas as estruturas construídas sob sua jurisdição. A função do calculista é então criar estruturas que atendam às exigências mínimas das normas para a segurança e que sejam ao mesmo tempo práticas e econômicas. É necessário que a norma dê atenção à praticidade e à economia, mas sua principal função é a garantia da segurança.

Um dos principais objetivos de uma norma é o de assegurar, através da quantificação de determinados parâmetros, níveis mínimos de segurança considerados adequados. Também pode contribuir, como é o caso dos Eurocodes, para o estabelecimento de uma concorrência justa num mercado tão vasto como o da união européia. Uma boa norma deve ser fácil de consultar e usar e não deve impedir o recurso a procedimentos alternativos, desde que justificados e com a salvaguarda do nível de segurança que a norma estipula.

É importante destacar que o aparecimento e evolução das normas técnicas direcionam a construção civil, estabelecendo regras a serem cumpridas pelos projetistas e construtores. Segundo CASTRO (1997) os maiores avanços em normas estruturais nos últimos 40 anos foram:

- a ênfase ao controle e garantia de qualidade na obra;
- a emergência de métodos de introdução da segurança baseados em probabilidade;
- a mudança do método de introdução da segurança, de cargas admissíveis para estados limites;
- a progressiva internacionalização do processo de elaboração de normas, como por exemplo, os códigos europeus (EUROCODES).

2.5 A função do julgamento de engenharia e experiência

O projeto de fundações possui algumas características específicas que o diferenciam substancialmente do projeto de estruturas (aço, concreto, madeira), entre elas:

- A seleção dos parâmetros de projeto dos materiais geotécnicos não é uma tarefa fácil pois os mesmos não são fabricados, ou seja, não possuem características pré determinadas, como é o caso do concreto e aço;
- na fase de projeto, geralmente existe uma certa timidez na solicitação de ensaios para bem caracterizar os parâmetros, então se dispõe de informações limitadas e escassas para efeito de amostragem;
- os modelos analíticos de base empírica e semi-empírica são apenas aplicáveis dentro de uma faixa de condições específicas refletidas ou incluídas em seu processo de calibração, a extrapolação além dessas condições pode, potencialmente, resultar em previsões errôneas do desempenho.

Em função dessas características, o papel do engenheiro de projeto é de fundamental importância, pois, através de seu julgamento e experiência é possível apreciar as complexidades do comportamento geotécnico e reconhecer as limitações inerentes aos modelos e teorias. Não vale a pena dedicar muita atenção à quantificação da segurança quando se comete um

erro grosseiro, tal como escolher um modelo não adequado ao projeto em causa.

2.6 Filosofias e métodos de projeto

Para prever o desempenho das fundações e introduzir segurança ao seu projeto, desenvolveram-se várias filosofias e enfoques de projeto. Os enfoques de projeto não permanecem estagnados, mas, tem mudado ou evoluído com o passar dos anos, em resposta a um ambiente social mutante, maior consciência pública e avanços da tecnologia.

O critério de projeto básico, independente do método usado, é o de que a resistência deve ser maior do que a soma dos efeitos de cargas (solicitações) com uma margem aceitável de segurança. A comparação entre os efeitos de carga e resistência para uma avaliação de segurança, pode ser executada de várias maneiras, incluindo as seguintes:

- (1) pela aplicação de um coeficiente de segurança global, como no método das cargas admissíveis;
- (2) pela aplicação de coeficientes de segurança parciais (também conhecidos como coeficientes de ponderação), como no método dos estados limites;
- (3) por meio de métodos probabilísticos baseados em confiabilidade.

A base para estabelecer os valores dos parâmetros de projeto ou estabelecer o nível de segurança constituem as diferenças fundamentais entre os métodos citados. Cada um desses métodos será descrito e discutido nos próximos capítulos desse trabalho, introduzindo a sua formulação e sua crítica, procurando mostrar até onde, dentro das perspectivas atuais, se pode pretender chegar nesse campo, bem como até onde já foi possível chegar.

3. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

3.1 Métodos de cálculo

Uma vez introduzido o conceito de segurança, que é puramente qualitativo, resta definir métodos que conduzam à construção de estruturas que apresentem segurança.

Do ponto de vista da segurança estrutural os métodos de cálculo podem ser classificados segundo dois critérios distintos:

1- Classificação segundo o método de introdução de segurança no projeto:

1-a) Método das cargas admissíveis

No método das cargas admissíveis, a segurança é garantida pela limitação das máximas cargas atuantes em serviço a valores admissíveis, estabelecidos para cada material e para cada tipo de solicitação, em função do conhecimento existente sobre o tipo considerado de construção.

1-b) Método dos estados limites

No método dos estados limites, a segurança é verificada pela comparação das solicitações majoradas com a correspondente

capacidade resistente minorada da estrutura. Esta comparação é condicionada a ocorrência de estados limites.

2- Classificação segundo a própria concepção das condições de segurança

2-a) Métodos determinísticos de cálculo

Nos métodos determinísticos de cálculo, os parâmetros que definem a segurança são considerados como grandezas não aleatórias.

2-b) Métodos probabilísticos de cálculo

Nos métodos probabilísticos de cálculo, os parâmetros que definem a segurança são considerados como grandezas aleatórias. Este método visa quantificar a segurança associando-a a probabilidade de sobrevivência da estrutura.

No estágio atual dos conhecimentos, não é exeqüível a aplicação de um método totalmente probabilístico dos estados limites ao projeto de estruturas e fundações (seja uma combinação dos métodos 1b e 2b), pois, não existem ainda informações experimentais em quantidade e qualidade suficientes para formulação de estudos estatísticos confiáveis. No entanto o método de cálculo proposto pode ser definido como um método parcialmente probabilístico.

A essência deste método é transformar valores característicos (ou médios) das grandezas em valores de cálculo (i. e valores extremos) pela aplicação de coeficientes de ponderação. Observe-se que cada um dos coeficientes de ponderação deve ser aplicado diretamente a grandeza a qual ele se refere. A condição de verificação da segurança é que, para cada estado limite, as solicitações de cálculo não excedam as resistências de cálculo.

Assim, no chamado método parcialmente probabilístico - que se vem firmando como a simplificação mais adequada para as aplicações correntes - renuncia-se a calcular a probabilidade de sobrevivência da estrutura, contentando-se em ponderar adequadamente os diferentes fatores que intervêm na avaliação da segurança.

3.2 O método das cargas admissíveis

O método das cargas admissíveis foi o primeiro método racional de projeto de fundações desenvolvido, antes de seu advento as fundações eram projetadas com base em experiência. O projeto com base em experiência funcionava bem pois geralmente se trabalhava com os mesmos materiais, métodos construtivos, e obras de pequeno e médio porte, (ALLEN 1994). Entretanto, com o advento da revolução industrial e o surgimento de novos materiais e metodologias de construção, o panorama começou a mudar rapidamente, inviabilizando o projeto baseado somente em experiência. Para acomodar essas mudanças rápidas, os engenheiros tiveram que desenvolver um método mais racional de projeto.

O método das cargas admissíveis tem sido a base dos projetos de fundações desde o início do século XIX . A filosofia do projeto consiste em assegurar que, as cargas de trabalho (ou serviço) serão menores que as cargas admissíveis (fração de uma carga limite). É utilizado um coeficiente de segurança único aplicado à capacidade de carga última, o qual considera todas as incertezas associadas ao projeto sem fazer distinção entre as incertezas associadas às resistências e àquelas associadas ao carregamento aplicado. O coeficiente de segurança dito "global" assegura um nível de segurança à fundação, esse coeficiente é desenvolvido com base em experiência com estruturas semelhantes em condições similares. Os valores dos coeficientes de segurança globais refletem a experiência

anterior e as conseqüências de ruína. Quanto mais sérias as conseqüências da ruína ou maior a incerteza, maior será o coeficiente de segurança.

O coeficiente de segurança global representa a relação entre quantidade aplicada e quantidade aceitável. Este conceito é simples e aplicável, mas também acompanhado de certa ambigüidade . O problema surge quando o coeficiente de segurança é usado sem primeiramente ser definido ou sem se entender o motivo de sua utilização. A ambigüidade pode ser eliminada se os procedimentos de projeto para a determinação da capacidade de carga do terreno, da análise e do cálculo forem estabelecidos pelas normas, entretanto isso raramente acontece, resultando em falta de uniformidade entre os engenheiros.

Um exemplo dessa falta de uniformidade é o da escolha do valor de resistência última (capacidade de carga última) a ser utilizado no projeto, esse valor pode ser obtido de diferentes maneiras por diferentes engenheiros, resultando em valores diferentes para um mesmo projeto. Por exemplo, um engenheiro pode escolher o valor médio para a resistência, enquanto outro pode escolher um valor mínimo entre as resistências calculadas, ou seja, um valor mais conservador. Deste modo, para um mesmo valor numérico de coeficiente de segurança as margens de segurança serão diferentes.

3.2.1 Definições de coeficiente de segurança global

A determinação dos coeficientes de segurança globais (*CS*) é feita com base empírica, sendo seus valores justificados pelos resultados disponíveis de estruturas concebidas com sua utilização. Esses dados também orientam a sua alteração, permitindo uma evolução gradual e segura nos critérios de projeto.

Os coeficientes de segurança globais introduzem uma conveniente distância entre a situação de utilização da fundação e aquela que corresponderia a uma ruína. Geralmente a medida desta distância, é representada pela razão entre a resistência (R) e os efeitos das cargas atuantes (S):

$$CS = \frac{R}{S} \quad (3.1)$$

Quando $CS = 1$, teoricamente existe uma condição limite, onde as resistências se igualam às solicitações (i. e. um estado de ruptura).

O CS tradicional é definido como a razão entre a resistência última (R_u) e a solicitação gerada pela carga aplicada (S_a):

$$CS = \frac{R_u}{S_a} = 2 \quad (3.2)$$

No método das cargas admissíveis as cargas e as resistências são consideradas determinísticas, ou seja, representadas por valores únicos. Entretanto, as resistências e as cargas dependem de uma série de variáveis ou parâmetros, ou seja, na realidade existe variabilidade das cargas e resistências, essa variabilidade implica na existência de distribuições de freqüência para ambas as partes.

Nas distribuições de freqüências pode-se identificar valores específicos como por exemplo, valores médios e valores nominais. O projeto não necessariamente deve ser baseado em valores médios, como é comum na prática geotécnica, ele pode também ser baseado em valores nominais, este processo envolve a majoração das cargas e minoração das resistências. Estes fatos evidenciam a necessidade de, conhecidas as distribuições de freqüência das variáveis, definir aquilo a que se chama coeficiente de segurança.

Surgem assim duas definições alternativas para o coeficiente de segurança global :

- Coeficiente de Segurança Médio ou Central:

$$\overline{CS} = \frac{\overline{R}}{\overline{S}} \quad (3.3)$$

- Coeficiente de Segurança Nominal:

$$CS_n = \frac{R_n}{S_n} \quad (3.4)$$

Os valores numéricos dos coeficientes definidos pelas equações 3.3 e 3.4 não são iguais, o valor do coeficiente de segurança médio é maior que o nominal, mas ambos são maiores que a unidade.

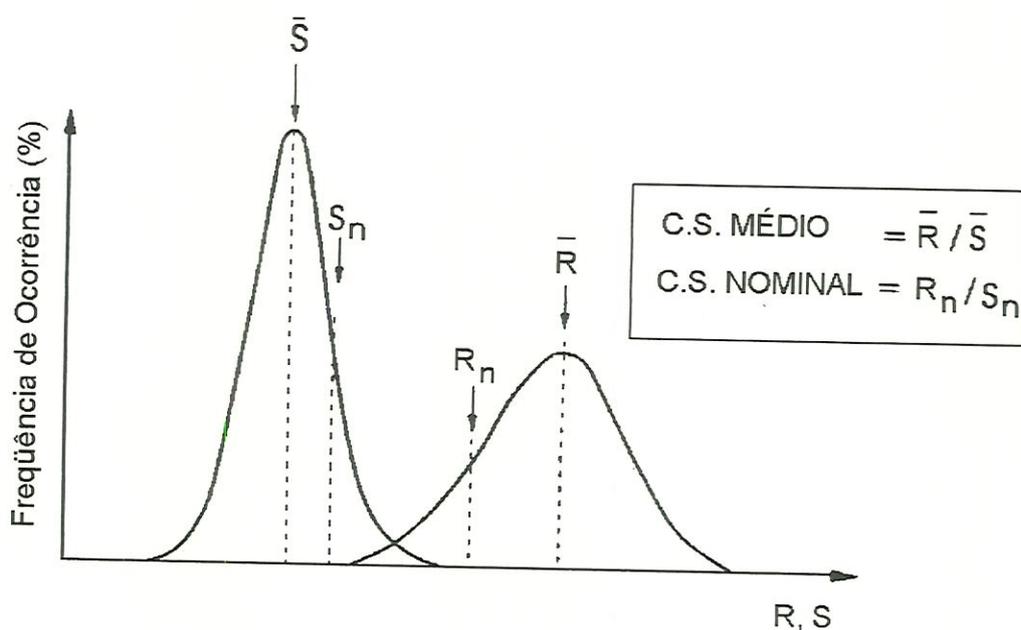


Figura 3.1: Coeficientes de Segurança globais, médios e nominais

3.3 O método dos estados limites

O desenvolvimento histórico do método dos estados limites na engenharia de estruturas (aço e concreto), é revisto e discutido por ALLEN (1975,1994) e MacGREGOR (1976). O método dos estados limites foi delineado no século XVII através dos trabalhos de HOOKE, NEWTON, EULER, e outros. Os países europeus começaram a desenvolver o método dos estados limites na engenharia de estruturas na década de 60. A

International Standards Organization (ISO) adotou o método dos estados limites como base para a elaboração de normas internacionais de estruturas em 1973.

O desenvolvimento histórico do método dos estados limites em Geotecnia foi sumariado por MEYERHOF (1970, 1984, 1993, 1995), OVESEN (1981,1993), OVESEN e ORR (1991) e por outros. Os primeiros trabalhos empregando os conceitos de estados limites em Geotecnia incluem o trabalho de COULOMB (1773) que, baseado em considerações de estados limites, deduziu a altura crítica de um aterro em um solo coesivo e o trabalho de RANKINE (1857), que estabeleceu estados limites para empuxos de terra.

Além disso, problemas envolvendo estados limites em Geotecnia podem ser encontrados nas teorias de empuxos de terra, estabilidade de taludes e capacidade de carga desenvolvidas nos séculos XVIII e XIX . Em 1943 ,TERZAGHI dividiu os problemas da mecânica dos solos em dois grupos principais: problemas de estabilidade e problemas de elasticidade, os problemas de estabilidade (estados limites últimos) deveriam ser analisados em condições imediatamente antes da ruptura por deformação plástica, sem considerar a deformação. Por outro lado, nos problemas de elasticidade (estados limites de utilização), deveria ser considerada a deformação do solo devida a seu peso próprio ou devida a forças externas, sem se considerar a ruptura.

A primeira norma geotécnica baseada no método dos estados limites foi a Danish Standard for Foundations,1956 (Norma Dinamarquesa de Fundações), que nasceu baseada nos trabalhos de HANSEN (1953,1956). Aparentemente a engenharia geotécnica foi a primeira a despertar interesse na aplicação da filosofia dos estados limites, antes mesmo de sua aplicação na engenharia de estruturas.

Como consequência da criação do Mercado Comum Europeu (MCE) tem sido feito, a partir de 1982, um esforço no sentido de unificar o mercado da construção. Esse esforço visa eliminar as diferenças técnicas e legais que afetam não somente os produtos usados no setor da construção, como também os regulamentos que tratam da segurança das estruturas. Em 1975 foi aprovado um programa de ação pelo qual foi criado um grupo de trabalho para estudar a estabilidade de estruturas. Deste modo foi introduzido o conceito de "Eurocodes" e, em 1978, começou-se a trabalhar no Eurocode 1 que diz respeito a regras unificadas comuns a vários tipos de construções e materiais e Eurocodes 2 e 3 que se referem às construções de concreto e aço, respectivamente. Em 1980, foi firmado entre o MCE e a "International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering" (ISSMFE) acordo pelo qual essa sociedade deveria fazer um levantamento nos códigos existentes nos países membros e a rascunhar um código que pudesse ser adotado como Eurocode para fundações. O documento foi preparado no estilo do código dinamarquês dentro da filosofia dos Estados Limites e dos Coeficientes Parciais.

A filosofia original de projetos baseados nos estados limites envolve os seguintes procedimentos:

- Identificação de todas as potenciais formas de ruína ou estados limites que a estrutura pode sofrer. O termo ruína é usado no sentido de comportamento insatisfatório e representa condições na qual a estrutura deixa de atender aos requisitos para os quais foi projetada, não significa necessariamente esgotamento da capacidade de carga;
- Verificar separadamente cada estado limite;
- Demonstrar que a ocorrência de estados limites é improvável ou aceitável (i. e., não trará perdas para a sociedade ou proprietário do projeto).

Com o passar do tempo a filosofia original dos projetos baseados em estados limites tem sido modificada, isso se deve sobretudo ao desenvolvimento e aplicação desta filosofia de projeto em vários códigos de

fundações em diferentes países, por exemplo, existe uma sensível diferença entre o projeto baseado nos estados limites desenvolvido na Europa e aquele desenvolvido na América do Norte. Entre os países europeus essa diferença foi atenuada a partir da criação do Eurocode 7.

3.3.1 Método dos estados limites utilizando coeficientes de segurança parciais

Os coeficientes de segurança parciais são ferramentas utilizadas para a aplicação do princípio dos estados limites, ou seja, os estados limites de cada projeto são verificados com a aplicação de coeficientes de segurança específicos a cada estado limite e individuais a cada variável do problema. Esta idéia teve como pioneiros os estudos de TAYLOR (1948) e HANSEN (1953, 1956).

TAYLOR (1948) introduziu coeficientes de segurança diferentes aos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) para a análise de estabilidade de taludes. Este procedimento foi formalizado e generalizado para estacas e estruturas de contenção por HANSEN (1953, 1956), que estabeleceu uma filosofia de projeto baseada em estados limites e na aplicação de coeficientes de segurança às cargas e resistências.

Segundo HANSEN (1953, 1956), os valores característicos das cargas seriam multiplicados por seus respectivos coeficientes parciais para serem obtidos valores de cálculo, de outro modo, os parâmetros característicos de resistência do solo seriam divididos por seus respectivos coeficientes de segurança resultando em parâmetros de cálculo para o cálculo da resistência.

Os valores dos coeficientes de segurança parciais propostos por HANSEN encontram-se sumariados na tabela 3.1, estes coeficientes foram

calibrados de forma a proporcionar o mesmo nível de segurança que o método das cargas admissíveis. Os valores numéricos propostos por HANSEN sofreram alterações com o passar dos anos, essas alterações são decorrentes da experiência adquirida através da aplicação do método. Os valores dos coeficientes parciais também têm sido definidos através de métodos probabilísticos, com base em medidas da variabilidade das cargas, parâmetros de resistência do solo e outros parâmetros de projeto.

Tabela 3.1: Sumário dos coeficientes de segurança parciais para o projeto de fundações.

	Brinch Hansen		Dinamarca 1965	EC 7 1993	Canadá		U.S.A. ANSI A58 1980
	1953	1956			CFEM 1992	NBCC 1995	
Cargas							
Carga Permanente e peso próprio do solo	1,0	1,0	1,0	1,1 (0,9)	1,25 (0,8)	1,25 (0,85)	1,2-1,4 (0,9)
Cargas Acidentais	1,5	1,5	1,5	1,5 (0)	1,5 (0)	1,5 (0)	0,5 -1,6 (0)
Cargas Ambientais	1,5	1,5	1,5	1,5 (0)	1,5 (0)	1,5 (0)	1,3 - 1,6 (0)
Empuxos de Água	1,0	1,0	1,0	1,0 (1,0)	1,25 (0,8)	1,25 (0)	
Cargas Excepcionais		1,0	1,0	1,0 (0)			
Parâmetros de Resistência do Solo							
Atrito ($\tan \phi$)	1,25	1,2	1,25	1,25	1,25	Fatores de Resistência	Fatores de Resistência
Coesão (c)						1,25 - 2,0	1,2 - 1,5
Taludes e empuxos de Terra	1,5	1,5	1,50	1,4 - 1,6	1,5		
Coesão (c)							
Fundações Rasas		1,7	1,75	1,4 - 1,6	2,0		
Estacas	2,0	2,0	2,0	1,4 - 1,6	2,0		
Capacidade de Carga							
Prova de carga		1,6	1,6	1,7 - 2,4	1,6 - 2,0	1,6	
Fórmulas Dinâmicas		2,0	2,0		2,0	2,0	
Teste de penetração					2,0 - 3,0	2,5	
Deformações							
	1,0		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Nota: Os valores entre parênteses referem-se a ações favoráveis.

3.3.2 Projeto em estados limites

A concepção do projeto em estados limites (LSD), com o uso de coeficientes parciais de segurança, foi desenvolvida de modo diferente na América do Norte e Europa, a diferença reside na maneira como é obtida a resistência de cálculo para a verificação do ELU.

Resistência Fatorada (Europa)

Os coeficientes parciais (f_c , f_ϕ) são aplicados diretamente aos parâmetros de resistência do solo. Esta metodologia segue o trabalho original de HANSEN e da Norma Dinamarquesa de Fundações, onde os coeficientes parciais especificados são aplicados a coesão (c) e ao ângulo de atrito ($\tan \phi$) antes que estes sejam introduzidos no modelo para o cálculo da resistência, a resistência obtida é então chamada de resistência de cálculo (R_d).

Resistência Não Fatorada (América do Norte).

Os parâmetros de resistência do solo são introduzidos no modelo de cálculo da resistência, sem que lhes sejam aplicados coeficientes de segurança. O coeficiente de segurança é aplicado diretamente sobre o valor da resistência obtida pelo modelo de cálculo, a resistência obtida após a aplicação do coeficiente de segurança é então chamada de resistência de cálculo (R_d).

Para a verificação da segurança, em ambos os casos, a resistência de cálculo deve ser maior ou igual a solicitação de cálculo. A diferença básica consiste na forma como é obtida a resistência de cálculo. As solicitações de cálculo (S_d) são obtidas de modo idêntico, isto é, aplicando coeficientes de segurança aos valores das cargas para a obtenção das solicitações. Entretanto, diferentes coeficientes e combinações de cargas são usados em cada um dos casos.

O projeto baseado em resistências não fatoradas combina todas as incertezas, associadas ao cálculo da resistência, em um coeficiente de segurança. A principal vantagem deste formato é que o coeficiente de segurança aplicado à resistência reflete as incertezas associadas aos parâmetros de resistência do solo, geometria, construção, modelo para o cálculo da resistência e conseqüências de ruína. A desvantagem é que o coeficiente de segurança não é aplicado diretamente às fontes de incerteza, e como conseqüência é mais difícil manter confiabilidade constante sobre todas as situações de cálculo.

O projeto baseado em resistências fatoradas é um estágio mais sofisticado de aplicação do método dos estados limites, pois os coeficientes parciais são aplicados diretamente às variáveis que contribuem para o cálculo da resistência. Por exemplo, o ângulo de atrito efetivo ϕ' pode ser determinado com maior precisão que a coesão não drenada c_u , conseqüentemente parece lógico que o valor do coeficiente parcial aplicado a ϕ' seja maior que àquele aplicado a c_u .

A maior vantagem deste método é permitir uma margem de segurança mais uniforme para os diversos tipos de solos, através do estudo da variabilidade de seus parâmetros de resistência. A maior desvantagem do método é não permitir que outras fontes de incerteza, que não os parâmetros de resistência do solo, sejam levadas em conta.

3.4 Fundamentos do método probabilístico de verificação da segurança

Os métodos probabilísticos de verificação da segurança consideram as variáveis estruturais como grandezas aleatórias. Define-se como variáveis aleatórias aquelas que têm uma probabilidade de ocorrência associada a cada valor do seu campo de variação.

Indicando-se simbolicamente por R a capacidade resistente e por S o nível de sollicitação da estrutura, a condição de segurança é expressa por:

$$R > S$$

De modo geral, a capacidade resistente pode ser representada simbolicamente pela expressão:

$$R = R(X_1, X_2, \dots, X_n; C_x) \quad (3.5)$$

na qual X_1, X_2, \dots, X_n são as variáveis básicas de resistência, as quais medem as grandezas aleatórias que determinam a capacidade resistente, e onde C_x simboliza um conjunto de constantes e de funções determinísticas que relacionam X_i a R .

Analogamente, o nível de sollicitação pode ser posto sob a forma simbólica:

$$S = S(Y_1, Y_2, \dots, Y_m; C_y) \quad (3.6)$$

na qual Y_1, Y_2, \dots, Y_m são as variáveis básicas de sollicitação, as quais medem as grandezas aleatórias que determinam o nível de sollicitação, sendo C_y um conjunto de constantes e de funções determinísticas que relacionam Y_j a S .

De acordo com o que já foi visto, devendo a segurança ser verificada contra a ocorrência de p diferentes estados limites, em lugar de uma única condição, a verificação da segurança será feita por meio de p condições.

$$R_p(X_1, X_2, \dots, X_n; C_x) > S_p(Y_1, Y_2, \dots, Y_m; C_y) \quad (3.7)$$

sendo p o número de estados limites que caracterizam o aparecimento de desempenhos insatisfatórios.

Para a efetiva determinação das condições de ruínas, tanto as sollicitações S quanto a capacidade resistente R devem ser representadas por uma única grandeza Z . A grandeza escolhida para a comparação tanto pode ser tensão, esforço sollicitante, como ações, ou outras grandezas de

mesma espécie adotadas para termo de comparação. Então a condição de segurança pode ser expressa por:

$$Z_R > Z_S \quad (3.8)$$

Os métodos probabilísticos de verificação da segurança, tomam como medida da segurança a probabilidade de ruína, isto é, o valor de:

$$P_{ruina} = P\{Z_R \leq Z_S\} \quad (3.9)$$

A obtenção de P_r nos casos práticos não é, no entanto, um problema de fácil solução, envolvendo dificuldades tanto conceituais (estabelecimento dos parâmetros Z_R e Z_S), quanto estatísticos (determinação das funções que representam as distribuições de probabilidade destes parâmetros).

Os métodos probabilísticos utilizados para a análise da segurança estrutural apresentam-se divididos em categorias conforme sua complexidade e alcance:

No Método Probabilístico Puro (MPP) analisam-se todas as possíveis configurações de ruína da estrutura, chegando-se até o cálculo mais completo da segurança da mesma.

No Método Probabilístico Condicionado (MPC) estudam-se apenas as configurações de ruína analisadas pelos métodos determinísticos, o que equivale a dar um tratamento probabilístico às expressões decorrentes das teorias determinísticas para o dimensionamento ou a verificação da segurança das estruturas. Esse procedimento, na grande maioria dos casos, é perfeitamente aceitável para fins práticos. O MPC pode ser aplicado em três níveis diferentes:

NIVEL III

O nível III do MPC corresponde ao processo exato, é o mais completo e conceitualmente o mais correto. Obtida a função de distribuição de $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)$, a condição de verificação da segurança será:

$$\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)_{extr} \geq 1 \quad (3.10)$$

sendo $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)_{extr}$ o valor de $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)$ ao qual corresponde a probabilidade de ruína aceita para a estrutura (a escolha desta probabilidade será discutida na apresentação do Método Probabilístico dos Estados Limites).

O que se faz é, em última análise, impor que a FDP de $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)$ esteja suficientemente afastada da origem para que o quantil correspondente a $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)$ - isto é, que a probabilidade de $P\left[\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right) \leq 1\right]$ - seja igual ou inferior a probabilidade de ruína aceitável (p).

É possível - e até usual - prescindir da distribuição de $\left(\frac{Z_R}{Z_S}\right)$; basta que as distribuições de Z_R e Z_S sejam tratadas isoladamente, sendo a probabilidade de ruína dada pela integral das probabilidades de todas as situações possíveis em que $Z_R \leq Z_S$. (figura 3.2)

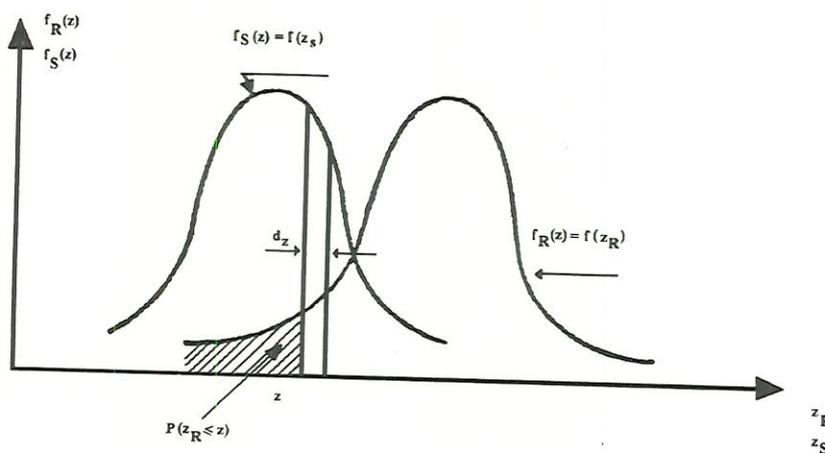


Figura 3.2 : Nível III de aplicação do MPC

Tem-se então:

$$P(Z_R \leq z) = \int_{-\infty}^z f_R(z) dz \quad (3.11)$$

$$P(z \leq Z_S \leq z + dz) = f_S(z) dz \quad (3.12)$$

A ruína é causada pela ocorrência simultânea de ambas as condições, isto é:

$$Z_R \leq z \leq Z_S \leq z + dz \quad (3.13)$$

Admitindo-se que os dois eventos sejam independentes entre si, a probabilidade de que eles ocorram simultaneamente é igual ao produto das probabilidades individuais, ou seja:

$$P(Z_R \leq z \cap z \leq Z_S \leq z + dz) = f_S(z) dz \int_{-\infty}^z f_R(z) dz \quad (3.14)$$

Deste modo, como a ruína pode ocorrer para qualquer valor de z , desde que seja $Z_R \leq Z_S$, obtêm-se a probabilidade:

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(z) \cdot \left[\int_{-\infty}^z f_R(z) dz \right] dz \quad (3.15)$$

No entanto, como Z_R e Z_S são essencialmente não negativos a expressão anterior pode ser escrita:

$$P_r = \int_0^{\infty} F_R(z) f_S(z) dz \quad (3.16)$$

Este tipo de integral é chamado de integral de convolução.

A condição de verificação da segurança do nível III corresponde a limitar superiormente o valor dessa integral à probabilidade de ruína aceita para as estruturas; ou seja entre as FDP's deve haver um afastamento mínimo tal que esse limite seja respeitado.

No nível III do MPC, a medida de segurança tem um claro significado lógico, pois a decisão de se considerar uma estrutura como segura depende

de um juízo probabilístico no qual está envolvida uma única probabilidade, qual seja, a probabilidade de ruína previamente fixada. Todavia, a complexidade do estudo das distribuições das funções $R - S$ ou R / S , bem como o desconhecimento das distribuições de muitas das variáveis X_i e Y_i , impedem a aplicação prática do nível III

NÍVEL II

O nível II do MPC corresponde ao processo dos *extremos funcionais*, a condição de verificação da segurança é dada pela expressão:

$$[Z_R(X_1, X_2, \dots, X_n; C_x)]_{extr} > [Z_S(Y_1, Y_2, \dots, Y_m; C_y)]_{extr} \quad (3.17)$$

Aos valores $Z_{R_{extr}}$ e $Z_{S_{extr}}$ correspondem probabilidades aceitas “a priori” de que Z_R e Z_S assumam, independentemente, valores mais desfavoráveis, de acordo com as respectivas FDP’s.

Do ponto de vista prático a condição de verificação da segurança também equivale, como a do nível III, a impor um afastamento mínimo entre as duas FDP’s. A diferença está em que a probabilidade de ruína da estrutura não é explicitada e, portanto a segurança não é verificada através de sua medida conceitualmente mais perfeita, mas isoladamente, através de dois valores convencionais, aceitos “a priori”, das probabilidades de $Z_S \geq (Z_S)_{extr}$ e $Z_R \leq (Z_R)_{extr}$.

NÍVEL I

O nível I do MPC corresponde ao processo dos *valores extremos*. A condição de segurança é dada pela expressão:

$$Z_R(x_{1,extr}, x_{2,extr}, \dots, x_{n,extr}; C_x) > Z_S(y_{1,extr}, y_{2,extr}, \dots, y_{m,extr}; C_y) \quad (3.18)$$

A segurança é introduzida através das probabilidades $P\{x_i\}$ e $P\{y_j\}$, previamente fixadas, que determinam respectivamente os valores

extremos $x_{i, extr}$ e $y_{j, extr}$, com os quais são calculados os valores limites das solicitações e das resistências.

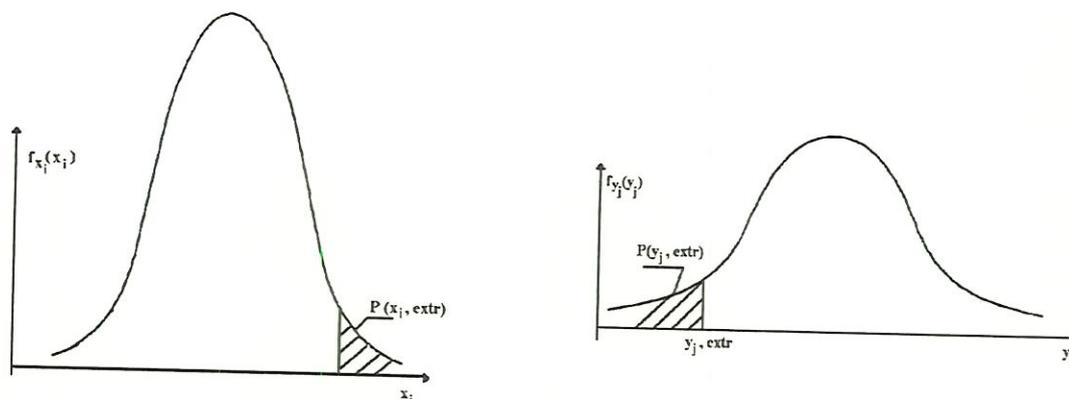


Figura 3.3: Valores extremos das variáveis no nível I

Observe-se que no método probabilístico de verificação da segurança não há, a rigor, necessidade do conceito de coeficiente de segurança. Entretanto, para evitar a introdução no cálculo estrutural de valores extremos $(Z_S)_{extr}$ e $(Z_R)_{extr}$ ou $x_{i, extr}$ e $y_{j, extr}$, definem-se os coeficientes parciais de segurança, que apenas transformam os quantis extremos em outros quantis das distribuições das variáveis em consideração.

Assim, por exemplo, no nível I em lugar dos valores $x_{i, extr}$ e $y_{i, extr}$ podem ser usados valores centrais ou valores característicos multiplicados ou divididos por coeficientes adequados. Desse modo, a condição de segurança passa a ser escrita sob uma das formas seguintes:

$$Z_S(\bar{x}_1 \cdot \bar{\gamma}_{x1}, \bar{x}_2 \cdot \bar{\gamma}_{x2}, \dots, \bar{x}_m \cdot \bar{\gamma}_{xm}; C_x) \leq Z_R\left(\frac{\bar{y}_1}{\bar{\gamma}_{y1}}, \frac{\bar{y}_2}{\bar{\gamma}_{y2}}, \dots, \frac{\bar{y}_n}{\bar{\gamma}_{yn}}; C_y\right) \quad (3.19)$$

ou

$$Z_S(x_{1,k} \cdot \gamma_{x1,k}, x_{2,k} \cdot \gamma_{x2,k}, \dots, x_{m,k} \cdot \gamma_{xm,k}; C_x) \leq Z_R\left(\frac{y_{1,k}}{\gamma_{y1,k}}, \frac{y_{2,k}}{\gamma_{y2,k}}, \dots, \frac{y_{n,k}}{\gamma_{yn,k}}; C_y\right) \quad (3.20)$$

Como os coeficientes parciais de segurança transformam os quantis extremos em outros quantis, característicos ou centrais, eles também são designados por *coeficientes de ponderação*.

O nível I reconhece o caráter aleatório das grandezas envolvidas na verificação da segurança. Contudo, assim como no nível II, a probabilidade de ruína da estrutura não é explicitada, ficando a verificação da segurança restrita a valores convencionais, aceitos "a priori", das probabilidades das variáveis envolvidas assumirem independentemente valores mais desfavoráveis do que os respectivos extremos.

O nível I leva em consideração as incertezas e erros associados às variáveis básicas, entretanto, as incertezas e erros associados ao cálculo das resistências e solicitações não são consideradas.

4. PROJETO BASEADO EM ESTADOS LIMITES

4.1 Estados limites: conceitos básicos

Entende-se por segurança de uma obra sua capacidade de satisfazer as exigências de comportamento que lhe são impostas com a finalidade expressa de evitar a ocorrência de anomalias. A satisfação das exigências de comportamento deve dar-se durante toda a vida útil da obra, isto é, durante todo o período de tempo no qual a obra, por sua própria existência, implique em risco potencial.

Em princípio o aparecimento de um estado de ruína decorre de uma mudança do comportamento da estrutura. Essa transição de comportamento é delimitada por estados particulares da estrutura considerada, ditos estados limites de ruína.

O conceito de ruína, conforme sua definição, abrange uma multiplicidade de estados nos quais a estrutura deixa de cumprir suas finalidades. De um modo geral esses estados podem ser classificados de acordo com dois critérios distintos, daí decorrendo dois tipos de estados limites contra os quais deve ser garantida a segurança:

- ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS, que são aqueles correspondentes ao valor máximo da capacidade de suporte do sistema de fundação.
- ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO, que decorrem de critérios de utilização normal, funcionalidade e durabilidade da superestrutura associada ao sistema de fundação.

Os estados limites últimos são portanto estados limites de ruína ou ruptura (ruptura real ou convencional), caracterizados por ter sido alcançada a máxima capacidade de suporte do sistema solo - estaca. Tal estado limite deverá ter uma probabilidade de ocorrência muito pequena, pois poderá ter como consequência a perda de vidas humanas e da propriedade .

Os estados limites últimos são definidos de modo arbitrário. Para tanto, pode ser estabelecida uma limitação convencional para o esgotamento da resistência dos materiais que compõem a fundação, em função de vários fenômenos que não o da simples ruptura dos mesmos.

Assim, por exemplo, na verificação do estado limite último de ruptura do solo que constitui o sistema de fundação, lança-se mão de critérios para a determinação da carga de ruptura , impondo-se arbitrariamente:

- Carga de Ruptura Física - é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (∇S_B) pelo acréscimo de carga (∇Q), tendendo ao infinito.
- Carga de Ruptura Convencional - é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

Conclui-se portanto que o conceito de “valor último” corresponde aos estados do sistema de fundação nos quais é esgotada a sua capacidade de suporte. Como os estados limites últimos afetam a própria existência da estrutura (constituída pela superestrutura e pelo sistema de fundação), eles não devem ser atingidos em condições normais de utilização das construções, devendo existir margens efetivas de segurança contra tais estados limites.

Os estados limites de utilização correspondem a limitações dos estados em que o comportamento do sistema de fundação é julgado satisfatório para a utilização normal da superestrutura. Para esses estados limites, maior probabilidade de ocorrência poderá ser tolerada, pelo fato de não representarem situações tão perigosas quanto os estados limites últimos.

Estes estados limites estão associados aos movimentos permitidos para as fundações, os limites para estes movimentos são função de fatores como a interação solo - estrutura, a finalidade da construção, fissuração nociva, vibração e distorção. Os limites utilizados para a avaliação da segurança contra estes estados limites geralmente são: recalques totais, inclinações, recalques diferenciais e distorção angular.

Quando a estrutura atinge um dos estados limites de utilização como, por exemplo, o estado de deformações ou de fissuração, nos quais são ultrapassados valores limites pré - fixados, em princípio deles não decorre, de imediato, o impedimento da utilização posterior da construção. A gravidade desses estados limites é medida pelos danos funcionais da construção e não por danos estruturais ou perda de vidas humanas. Por essa razão, aos estados de deformação e de fissuração são usualmente associados comportamentos limites, aos quais definem estados limites de utilização. Entretanto, às deformações e a fissuração também podem ser

fixados limites que definem estados limites últimos, seja por caracterizarem uma ruína convencional da estrutura, seja por corresponderem ao esgotamento da capacidade de funcionamento da construção.

A rigor, os movimentos e deformações considerados aceitáveis para as estruturas deveriam ser determinados caso a caso, mas para estruturas usuais como edifícios de concreto, contudo, são fixados limites para a rotação relativa considerados seguros, estes limites são sugeridos como regras. Esses limites, propostos por vários pesquisadores (e. g. , SKEMPTON AND MACDONALD 1956; BJERRUM 1973; BURLAND et al. 1974), são sumariados por MEYERHOF (1982).

4.2 Estados limites na verificação da segurança

Uma das vantagens da utilização do método probabilístico dos estados limites é a separação clara entre ELU e ELUt .

Quando empregando o método das cargas admissíveis, o termo carga admissível pode ser comandado pelo critério de ruptura ou recalque, ou seja, o método das cargas admissíveis considera estes dois estados limites, mas não o faz explicitamente. Neste sentido pode haver certa confusão entre engenheiros de estruturas e de fundações quando o termo “admissível” é utilizado.

De uma forma geral, os critérios básicos que um projeto baseado em estados limites deve satisfazer são:

Estados limites últimos (ELU):

$$\text{Resistência de cálculo} \geq \text{Solicitações de cálculo}$$

Estados limites de utilização (ELUt):

$$\text{Recalques} \leq \text{Recalques toleráveis}$$

Vários formatos de equações para obtenção dos valores de cálculo são possíveis. A seleção do formato deverá ser guiada pela necessidade de simplicidade e continuidade em relação a formatos existentes, bem como pelas considerações teóricas.

A diferença essencial entre o método dos estados limites e o método das cargas admissíveis é o modo como os níveis de segurança ou margens de segurança são especificados para cada estado limite. No método dos estados limites o nível de segurança varia de acordo com a consequência de ocorrência de cada estado limite.

4.2.1 Estados limites últimos - análise de ruptura

Para a determinação da carga de colapso ou ruptura do solo, geralmente adota-se o Método do Equilíbrio Limite, o modelo reológico adotado é o rígido - plástico perfeito (ignorando o comportamento do solo até que o estado limite último seja atingido). O método consiste, inicialmente, em se construir um mecanismo de colapso, arbitrário, constituído por formas genéricas simples ou associadas. Em seguida, garantindo-se o atendimento ao critério de escoamento em todos os pontos da superfície de escoamento, analisa-se o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo de colapso.

Na análise do estado limite último - análise de ruptura - os valores de cálculo das ações em sua combinação última, são comparados aos valores de cálculo da capacidade de carga (ou carga de ruptura) do solo e do elemento estrutural de fundação (EEF). Os valores de cálculo são obtidos aplicando diferentes coeficientes de segurança aos valores característicos ou nominais das ações e capacidade de carga.

Admite-se que há segurança quando os valores de cálculo das ações, na sua combinação mais desfavorável (combinação últimas das ações), não ultrapassam a capacidade de carga limite correspondente aos valores de cálculo da capacidade de carga.

$$F_d \leq P_d$$

4.2.2 Estados limites de utilização - análise de deformações

Para a verificação dos estados limites de utilização (análise de deformações) é utilizada a teoria da elasticidade, considerando o solo como elástico linear e isotrópico. Admite-se que há segurança quando os recalques causados pelas ações de cálculo (em suas combinações de utilização), não ultrapassam os recalques limites, além dos quais as condições de utilização da superestrutura não são aceitáveis por apresentarem deformações exageradas, ou seja, os deslocamentos das fundações devem ser inferiores aos limites admitidos como adequados para a construção.

Os valores limites para os recalques das fundações são resultantes da experiência na observação de obras, portanto, influenciados pela redistribuição de tensões devidas a rigidez da superestrutura, entretanto os modelos usuais para previsão dos recalques não levam em consideração a rigidez da superestrutura. Sendo assim, a aplicação destes limites como parâmetros para projeto só se justifica através dos resultados satisfatórios usualmente obtidos, o que torna desejável a formulação de modelos mais completos (que incluam a superestrutura) na previsão dos recalques, para que as cargas resultantes das deformações sejam incluídas.

Os valores de cálculo para esta análise são obtidos através da aplicação de um coeficiente de segurança de valor unitário aos valores característicos ou nominais das ações de uso (ou melhor, sob ações no

estado de utilização), parâmetros de deformação e compressibilidade do solo. Os valores característicos ou nominais dos parâmetros de deformação e compressibilidade do solo geralmente são valores conservadores médios obtidos de correlações com ensaios “in situ” ou em laboratório.

A introdução da segurança no caso dos estados limites de utilização recai em uma simples verificação do comportamento da estrutura, sujeita às ações correspondentes a sua utilização, comparando-o com o comportamento desejável para as condições funcionais e de durabilidade especificadas. As condições usuais de verificação da segurança relativas aos estados limites de utilização são expressas por desigualdades do tipo:

$$F_d \leq P_{lim}$$

As principais razões para a adoção deste tipo de desigualdade e de coeficientes de segurança de valor unitário na verificação dos ELUt são:

- as conseqüências de se atingir um ELUt são menos sérias que um colapso (i.e. ELU), então adota-se coeficientes parciais de valor unitário;
- os critérios de ruína para os ELUt dificilmente podem ser definidos com precisão; deste modo são aceitáveis regras empíricas ou correlações baseadas na experiência e em observações de desempenho que geralmente trazem associadas coeficientes de segurança intrínsecos.

5. VALORES CARACTERÍSTICOS E VALORES DE CÁLCULO

Considerando-se uma variável qualquer de interesse para a segurança das fundações, podemos definir valor característico dessa variável como o valor que tenha uma certa probabilidade, fixada a priori, de não ser ultrapassado por valores mais desfavoráveis.

Para a formulação de um juízo probabilístico a respeito dos valores assumidos por uma variável, é indispensável o conhecimento da função distribuição de probabilidade ($F(x)$) ou da função de densidade de probabilidade ($f(x)$) dessa variável. Usualmente para a fixação de valores característicos das variáveis admite-se funções dependentes de um ou dois parâmetros. De modo geral, adota-se distribuições normal ou log-normal, embora também possam ser adotadas outras distribuições, desde que devidamente justificadas. O tipo de função pode ser escolhido, por exemplo, a partir de conhecimentos sobre a essência dos fenômenos envolvidos. Outras vezes, o tipo de função é escolhido empiricamente, procurando-se um ajustamento razoável da função escolhida aos dados experimentais disponíveis. Os parâmetros da função probabilista devem ser determinados,

em qualquer caso, por meio de uma análise estatística dos resultados experimentais conhecidos.

A aplicação da definição anterior para a determinação de valores característicos é inexecutável para aquelas variáveis das quais não se tenha um conhecimento estatístico suficiente. Quando isso acontece é usual recorrer a valores característicos nominais para a implementação do método dos estados limites.

5.1 Resistências

A resistência de um elemento de fundação isolado é constituída de duas parcelas: a resistência oferecida pelo elemento estrutural de fundação e a resistência oferecida pelo maciço de solo de fundação. Assim sendo a resistência das fundações decorre de uma dupla variabilidade, entretanto, esta última, na maioria das vezes, condiciona o limite inferior para a resistência do conjunto e o objetivo central de interesse para a engenharia de fundações.

A verificação da segurança à ruptura, no caso de estacas, é feita através do cálculo de sua capacidade de carga última. A capacidade de carga última de uma estaca, do ponto de vista geotécnico, é a carga que aplicada à estaca mobiliza toda a resistência disponível do solo. A capacidade de carga de uma estaca é função das características do elemento estrutural e da resistência do solo.

Os maciços de solo são sistemas complexos, e devido à sua formação natural são compostos de materiais dos mais variados, a variabilidade destes materiais pode ser local ou regional (AOKI & CINTRA, 1996). Este fato torna difícil a fixação de valores normativos, tais como

àqueles fixados na teoria das estruturas, para os valores médios e coeficientes de variação das resistências destes materiais.

No caso específico de estacas cravadas, pode-se determinar os valores médios, coeficientes de variação e ajustar distribuições de probabilidade para a capacidade de carga mobilizada durante a cravação das estacas (resistência mobilizada do solo) através de ensaios de carregamento dinâmico, realizados durante a cravação em elementos de escala real, analogamente à rotina que se faz com os resultados de corpos de prova de concreto. Em alguns casos, quando a energia transferida à estaca é suficiente para mobilizar toda a resistência do solo, a carga mobilizada pelo ensaio de carregamento dinâmico corresponde à capacidade de carga última da estaca.

As figuras 5.1 e 5.2 constituem exemplos de uma obra onde foram empregadas estacas pré - moldadas cravadas (ϕ 50 cm), controladas por meio de provas de carga dinâmica. Na capacidade de carga mobilizada houve predominância da parcela de atrito lateral. As pontas das estacas tiveram uma mesma penetração (15m). O perfil do solo é constituído por areia, areia siltosa e areia argilosa (pouco a medianamente compactas). Na fig. 5.1 observa-se, para 63 estacas, a variação da carga mobilizada em função da energia utilizada na cravação, observa-se também que para energias iguais também há dispersão da carga mobilizada, esta dispersão deve-se sobretudo à variabilidade da resistência do solo. Na fig. 5.2 observa-se, para 13 estacas analisadas pelo método CAPWAP, a parcela de atrito lateral mobilizado.

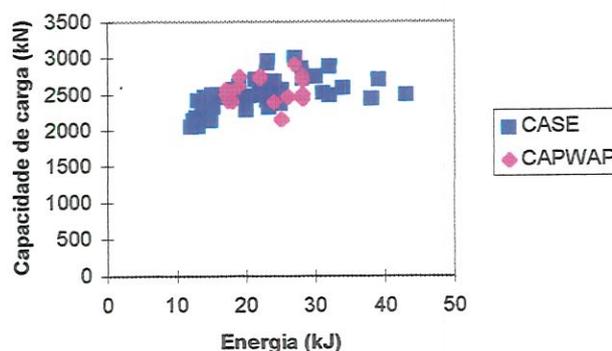


Figura 5.1: Capacidade de carga mobilizada em função da máxima energia do martelo.

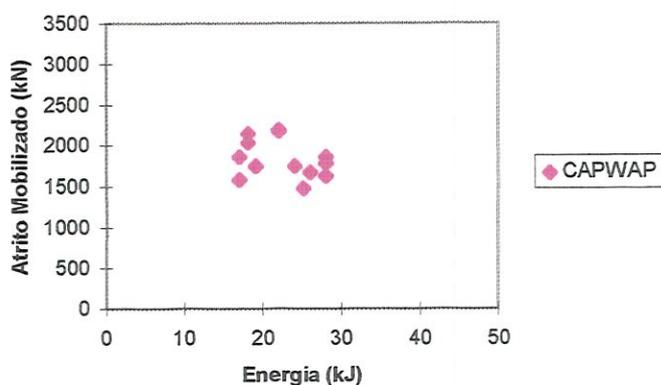


Figura 5.2: Parcela de atrito lateral mobilizado: valor médio = 183 kN; desvio padrão = 23,6 kN e coeficiente de variação = 12,8%.

A tabela 5.1 constitui o resultado de estudos realizados por ERIKSSON (1991). Nestes estudos a carga mobilizada em estacas pré - moldadas de concreto ϕ 27 mm, foi calculada pelos Métodos CASE e CAPWAP. O coeficiente de variação da capacidade de carga mobilizada foi calculado em função do tipo de transferência de carga. Segundo ERIKSSON, a dispersão da capacidade de carga mobilizada é maior nas estacas que trabalham por ponta que nas estacas que trabalham por atrito. Isso porque as estacas que trabalham por atrito são menos sensíveis à estratos de baixa resistência que as estacas que trabalham por ponta.

Tabela 5.1: Coeficiente de variação da capacidade de carga mobilizada em função do tipo de transferência de carga (ERIKSSON, 1991).

Transferência de Carga	$\delta_{P, \min}$	$\delta_{P, \max}$
Atrito	5%	12%
Atrito e Ponta	6%	18%
Ponta	8%	20%

De acordo com a NBR - 6122 /1996 o valor da capacidade de carga característica pode ser determinado de três diferentes maneiras:

- a) a partir de provas de carga estáticas ou ensaios de carregamento dinâmico;
- b) a partir de métodos teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos;
- c) a partir de modelos semi - empíricos ou empíricos, quando são usadas correlações com ensaios "in situ";

Como nos casos *b* e *c* , a capacidade de carga é geralmente obtida através de modelos baseados em parâmetros de resistência do solo obtidos em laboratório ou alguns poucos ensaios "in situ", em número insuficiente para constituir estudo estatístico, convencionou-se chamar a capacidade de carga obtida através destes métodos de capacidade de carga característica nominal ($P_{k, n}$).

Algumas considerações importantes podem ser feitas a respeito das regras acima:

- 1- Não fica explícita a definição de valor característico, podendo diferentes usuários interpretar de diferentes formas e chegar a valores de cálculo os mais diversos e incongruentes;
- 2- Não fica claro como proceder para obter o valor característico à partir de provas de cargas (o valor da carga de ruptura obtida no ensaio é o valor característico ?, e quanto ao tipo e número de ensaios ?);

3- Surgem dúvidas quanto a definição de valores nominais, por exemplo: quando mais de um teste é utilizado para determinar a capacidade de carga do terreno (ex.: duas sondagens) qual o valor característico nominal a ser adotado?.

a) Métodos teóricos

Quando se utilizam métodos teóricos, a capacidade de carga de cálculo (P_d) é obtida introduzindo em um modelo analítico os valores de cálculo dos parâmetros de resistência do solo. Os valores de cálculo dos parâmetros de resistência do solo são obtidos a partir dos valores característicos ou valores característicos nominais (c_k e ϕ_k) minorados por seus respectivos coeficientes de segurança. Este método é conhecido como *Método da Resistência Fatorada*.

A vantagem deste formato é que os coeficientes são aplicados diretamente às fontes de incertezas e assim é relativamente fácil manter constante a confiabilidade para muitas situações de cálculo. A desvantagem é que a variabilidade devida ao erro no modelamento, efeito do modo de falha e importância do elemento não são tão facilmente incluídos, porque os coeficientes parciais de resistência são tipicamente os mesmos para todos os elementos e estados limites.

a.1) Valores característicos dos parâmetros de resistência do solo

Uma das questões mais difíceis introduzidas na norma NBR-6122/1996 é a da definição dos valores característicos dos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) com base nos ensaios "in situ" e de laboratório.

Esta dificuldade deve-se sobretudo ao fato de que, enquanto na engenharia estrutural é relativamente fácil obter o número necessário de medições dos parâmetros (pesos específicos, resistências, etc.) dos materiais construtivos, e logo obter os respectivos valores médios, desvios padrões e valores característicos (f_{ck} , f_{yk} , etc.), na engenharia geotécnica, na melhor das hipóteses, dispõe-se de um resultado estatístico de poucas amostras geotécnicas colhidas, durante a fase de prospecção em cada tipo de terreno, havendo portanto a dificuldade de selecionar parâmetros de resistência que sejam representativos das condições "in situ" do solo.

O Eurocode 7 (CEN 1992) sugere sob forma de recomendação (isto é, não obrigatória), que o valor característico deve ser escolhido a partir de resultados experimentais, de tal forma que a probabilidade de ocorrerem valores inferiores a ele seja igual ou inferior a 5%. Mas reconhecendo as dificuldades desta matéria o EC7 prevê também que na ausência de dados para análises estatística valores nominais possam ser adotados para os parâmetros de resistência do solo.

Saliente-se que esta probabilidade (de 5%) é reflexo e consequência das recomendações emanadas do Comitê Euro - Internacional do Concreto (CEB) que em caráter pioneiro preconizou o uso do método semi - probabilístico em substituição a abordagem exclusivamente determinista, anteriormente adotada na teoria das estruturas.

Tabela 5.2: Coeficientes de variação de alguns parâmetros geotécnicos
(BECKER, 1996).

Parâmetro Geotécnico	δx	Referência
Propriedades Índices		
variabilidade natural	0,05 - 0,15	Kay 1993
umidade natural	(18)	Kulhawy 1992; Phon et al. 1993
limite de liquidez e plasticidade	(0,11)	Kulhawy 1992; Phon et al. 1994
peso específico	0,04 - 0,16 (0,07)	Cherubini et al. 1993; Kulhawy 1992
índice de vazios inicial	(0,20)	Kulhawy 1992
SPT N teste de penetração	0,15 - 0,50	Baker et al. 1991; Meyerhof 1993, 1994
CPT q_c resistência de ponta	0,15 - 0,37	Baker et al. 1991; Meyerhof 1993, 1995
Resistência		
ângulo de atrito interno testes de laboratório	0,05 - 0,25 (0,13)	Cherubini et al. 1993; Meyerhof 1993, 1995; Kulhawy 1992; Manoliu and Marcu 1993
correlações CPT para areias resistência não drenada	0,15 - 0,25 0,12 - 0,85 (0,34)	Baker et al. 1991 Meyerhof 1993, 1995; Cherubini et al. 1993; Kulhawy 1992
Deformação		
módulo de elasticidade	0,2 - 0,5	Meyerhof 1993, 1995
módulo de deformação	0,2 - 0,4	Meyerhof 1993, 1996
índice de compressão, C_c	0,17 - 0,55 (0,37)	Cherubini et al. 1993; Meyerhof 1993, 1995; Kulhawy 1992
Modelos de Resistência		
capacidade de carga fundações rasas		
CPT/SPT correlações teoria	0,5 0,25 - 0,30	Baker et al. 1991 Baker et al. 1991; Meyerhof 1993, 1995
Capacidade de carga de estacas: teoria		
método α, λ	0,17 - 0,41	Baker et al. 1991
método β	0,21	Baker et al. 1991
correlações CPT	0,36	Baker et al. 1991
correlações SPT	0,5	Baker et al. 1991
provas de carga	0,08 - 0,30	Kay 1993; Hetter 1993; Matsumoto et al. 1993; Okahara et al. 1993
empuxos de terra	0,15 - 0,20	Baker et al. 1991; Meyerhof 1993, 1995
K_a, K_o	0,20	Baker et al. 1991
estabilidade de taludes	0,14 - 0,32	Kay 1993
incerteza no modelo de projeto	0,05 - 0,25	Kay 1993
incerteza nas decisões de projeto	0,15 - 0,45	Kay 1993
variabilidade construtiva	0,05 - 0,15	Kay 1993

a.2) Variabilidade de c e ϕ

HANSEN (1967) assegura que uma das características inovadoras de sua filosofia de projeto consiste em permitir que valores diferentes sejam atribuídos aos coeficientes de minoração da coesão e do ângulo de atrito. No entanto, não utiliza em nenhum dos exemplos apresentados, coeficientes diferentes em uma mesma análise. Na verdade os exemplos são os clássicos de análise tipo $\phi = 0$ e tipo $c = 0$, nos quais os coeficientes de minoração das resistências assumem valores diferentes "porque ϕ é geralmente conhecido com menor incerteza do que c ".

HACHICH (1978) esclarece que, em primeiro lugar, cabe investigar se as pesquisas realizadas tratam de um único tipo de ensaio, ou de ensaios diferentes (por exemplo c de ensaio rápido e ϕ de ensaio lento). Observa também que freqüentemente ouve-se afirmações sobre a maior variabilidade de c , sem esclarecimentos adicionais que permitam identificar o universo para o qual se pretende que essa afirmativa seja válida.

Como de fato, o comportamento do solo é governado por tensões efetivas, a resistência, quando definida a partir de ensaios rápidos (para uma análise tipo $\phi=0$), possui além da incerteza inerente à definição da envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, a incerteza relativa ao desenvolvimento de pressões neutras.

Segundo HACHICH (1978) a principal fonte de incertezas e erros na determinação da resistência do solo a partir de ensaios de laboratório é o amolgamento devido às operações de extração, manipulação e talhagem dos corpos de prova. Entretanto, pode-se distinguir, o erro devido ao aumento sistemático da razão de sobreadensamento, da incerteza devido a variabilidade do valor desse aumento, em função do grau de amolgamento dos corpos de prova.

Se, por um lado, a maior incerteza (aleatória) na trajetória de tensões efetivas justificaria de fato um maior coeficiente de minoração das resistências nas análises do tipo $\phi=0$, por outro lado, o fato de ocorrer simultaneamente uma redução sistemática das resistências aponta em sentido contrário. Como a experiência aponta que coeficientes de segurança maiores têm sido, em geral, necessários para garantir o comportamento adequado de estruturas projetadas com base em resistências provenientes de ensaios rápidos, outros fatores (tais como deficiências do modelo de comportamento estrutural, rotação de eixos principais e anisotropia, influência da tensão principal intermediária, etc.) devem ter um efeito final compensatório, não sendo prudente, em conseqüência, advogar uma redução dos coeficientes de segurança, enquanto estes efeitos não forem suficientemente esclarecidos.

Muito esforço vem sendo investido na pesquisa dos desvios introduzidos pelos métodos de avaliação da resistência. A medida que novas influências são quantificadas, verifica-se que alguns desvios aparentemente aleatórios são, na realidade, provenientes do efeito conjunto de diversos desvios sistemáticos passíveis de correção. As incertezas reduzem-se assim gradualmente àquelas inerentes a qualquer método experimental.

De qualquer forma, persiste o fato de que os valores diferentes de minoração dos parâmetros de resistência utilizados por HANSEN dizem respeito a diversas análises, cada uma das quais com resistências definidas a partir de curvas monoparamétricas obtidas através de um tipo de ensaio diferente. Deve-se reconhecer que neste aspecto o método dos coeficientes parciais não representa inovações em relação aos métodos tradicionais. Pergunta-se então: haveria de fato uma justificativa para a utilização de diferentes coeficientes de minoração de c e $tg \phi$, no caso de curvas de resistência biparamétricas? O "Danish Code of Practice for Foundation Structures", baseado nos trabalhos de HANSEN, não esclarece esse ponto

ao recomendar valores dos coeficientes parciais, tampouco o fazem outros autores que discutem o significado de coeficientes de segurança (totais e parciais) entre eles FELD (1965) e MEYERHOF (1970).

O trabalho de LUMB (1970) se destaca como um dos esforços mais criteriosos para a representação estatística da resistência de alguns solos.

LUMB (1970) começa enfatizando um ponto que deve sempre estar presente quando se analisa os parâmetros de resistência de um solo: qualquer que seja o tipo de ensaio, linhas de Mohr - Coulomb (biparamétricas) são apenas aproximações de curvas mais complicadas, válidas estritamente para uma certa faixa de variação da tensão normal. Sendo assim, não tem sentido falar em variabilidade desses parâmetros quando não se limitar previamente o intervalo de tensões normais de interesse (e definir, é claro, o tipo de ensaio). Caso contrário, a variabilidade dos parâmetros poderá sofrer a influência de pontos situados fora do intervalo de validade da regressão linear.

Mostra em seguida que, para os solos analisados (com envoltórias monoparamétricas e biparamétricas), distribuições beta representam melhor a variabilidade da coesão e do coeficiente de atrito do que outras distribuições freqüentemente citadas (normal ou log - normal). Mesmo assim a dúvida quanto a representatividade das distribuições nas regiões das caudas persiste (nas caudas as probabilidades são tão baixas que as amostras para terem poder discriminatório suficiente teriam que ter tamanhos economicamente inaceitáveis).

Reconhece que nas rotinas usuais de projeto utilizam-se coeficientes (parciais) de segurança internos, com valores iguais para a coesão e para o coeficiente de atrito; tendo observado uma maior variabilidade da coesão nos solos biparamétricos analisados, mostra que, para que sejam iguais as probabilidades de c e $tg \phi$ assumirem valores mais desfavoráveis do que os respectivos valores limites, o coeficiente de minoração da coesão deve , de

fato, ser maior do que o do coeficiente de atrito. Utilizando as distribuições sugeridas e impondo que essas probabilidades sejam nulas (o que é possível pois as distribuições beta são limitadas, chega-se a valores dos coeficientes de minoração da coesão e do coeficiente de atrito em notável concordância com os valores propostos por HANSEN (1967) e pelo "Danish Code of Practice for Foundation Structures", o que sugere que há algum fundamento estatístico para aquelas recomendações, mesmo no caso de solos com curva de resistência biparamétrica.

As discussões sobre os critérios para a escolha dos valores característicos dos parâmetros de resistência do solo estão longe de se esgotar e, com certeza, os coeficientes parciais adotados no projeto virão a sofrer alterações no futuro.

b) Método semi - empíricos ou empíricos

Uma grande parte dos projetos de fundações profundas baseia-se em fórmulas empíricas e semi - empíricas para a determinação da carga de ruptura do solo, as correlações mais comuns envolvem os ensaios *SPT* e *CPT*. As fórmulas empíricas e semi - empíricas para o cálculo da resistência não empregam os parâmetros de resistência (c e ϕ), portanto outro tipo de procedimento deve ser empregado para obter a capacidade de carga de cálculo (P_d).

Uma alternativa consiste em aplicar coeficientes de minoração diretamente aos valores de capacidade de carga característica ou característica nominal obtida através dos métodos empíricos ou semi - empíricos. Este procedimento é equivalente ao *Método da Resistência Não Fatorada*, ou seja, combina todas as incertezas associadas à resistência em um único coeficiente de segurança.

O critério geral de segurança pode então ser expresso pela seguinte inequação:

$$\frac{P_k}{\gamma_{P_k}} \geq \sum \gamma_{f_i} \cdot F_{k_i} \quad (5.1)$$

O coeficiente de minoração da capacidade de carga geralmente modifica a expressão toda para P_k , mas em algumas normas estes coeficientes podem atuar nas parcelas individuais da expressão (ponta e atrito lateral). Para satisfazer o critério de segurança a inequação 5.1 deve ser verificada quanto a todos os possíveis estados limites

Admitindo-se que dispõe de um número adequado de ensaios "in situ" para realização de estudo estatístico, que a população de estacas seja homogênea e a distribuição de probabilidade da capacidade de carga é normal, aceita-se geralmente a probabilidade de obter até 5% dos resultados experimentais abaixo do valor representativo.

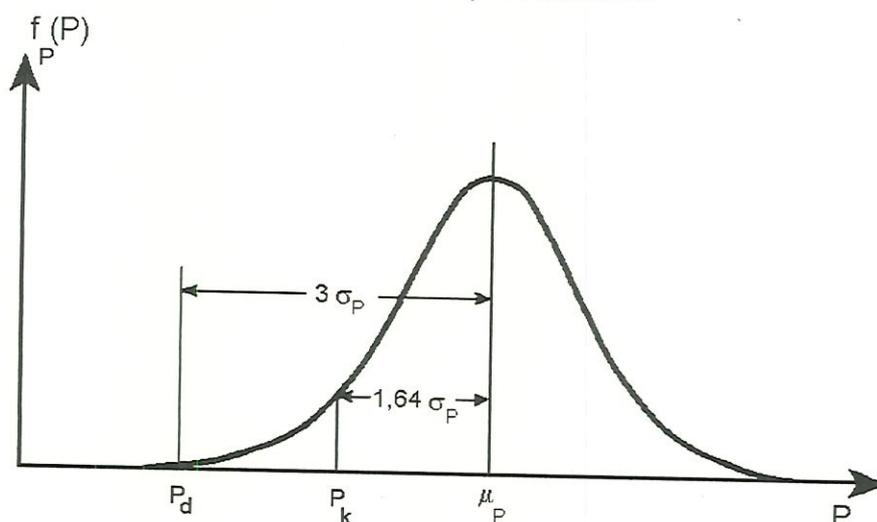


Figura 5.3: Valores: médio (μ_P), característico (P_k) e de cálculo (P_d); para a capacidade de carga de estacas.

O valor representativo básico adotado é chamado resistência característica inferior, resulta:

$$P_k = P_m (1 - z_\alpha \cdot \delta_P) \quad (5.2)$$

onde:

P_m = capacidade de carga média ;

z_{α} = valor obtido na distribuição normal tabelada. Para $\alpha = 5\%$, $z_{\alpha} = 1,64$;

δ_p = coeficiente de variação das resistências ou capacidade de carga das estacas.

Tabela 5.3. Exemplos de resultados de estatística de capacidade de carga em estacas pré - moldadas (AOKI & CINTRA, 1996).

MACIÇO DE SOLO	QUANTIDADE DE ESTACAS	CARGA MÉDIA (kN)	DESVIO PADRÃO (kN)	δ (%)
Sedimentar	68 ϕ 33	1.241	215	17
Laterítico	95 ϕ 70	5.953	1.112	19
Poroso	137 ϕ 50	2.989	406	14

Quando não se dispõe de ensaios em quantidade suficiente para efetuar estudo estatístico, o valor da capacidade de carga estabelecido por consenso é dito capacidade de carga característica nominal ($P_{k,n}$).

Os valores de cálculo da capacidade de carga devem ser comparados diretamente aos valores de cálculo das ações. Estes valores são obtidos a partir dos valores médios ou característicos correspondentes, pela divisão por coeficientes de ponderação adequados, esta divisão tem como objetivo reduzir a probabilidade de ocorrência de valores desfavoráveis a valores aceitáveis (cerca de 0.1%).

Em sua forma básica, a capacidade de carga de cálculo pode ser definida pelas expressões:

$$P_d = \frac{\bar{P}}{\gamma_P} \qquad P_d = \frac{P_k}{\gamma_{P_k}} \qquad (5.4)$$

Sendo:

$\bar{\gamma}_P$ - coeficiente de minoração da capacidade de carga média;

$\gamma_{P,k}$ - coeficiente de minoração da capacidade de carga característica ou característica nominal.

5.2 Ações e solicitações

5.2.1 Ações

De acordo com NBR-8681/1984, os valores característicos das ações (F_k) são definidos em função de sua classificação (variável, permanente, excepcional) e da variabilidade de sua intensidade, ou seja de dados estatísticos relativos à dispersão dos valores das ações consideradas. Os valores característicos das ações são determinados aceitando-se uma probabilidade, a priori, de que as ações efetivas possam ser superiores a esses valores característicos.

Ao se organizar o método probabilístico dos estados limites na teoria das estruturas, pensou-se em atribuir às ações características o quantil de 95% da respectiva distribuição de probabilidade. Haveria então uma simetria, as resistências características não seriam atingidas por apenas 5% do material e as ações características seriam ultrapassadas por apenas 5% de suas incidências, entretanto, esse pensamento não sobreviveu.

Investigações realizadas na década de 80 mostraram que os valores usuais das ações prescritas pelos diferentes regulamentos normalizadores eram sensivelmente menores que os quantis de 95% das respectivas distribuições de probabilidade.

Apenas as ações permanentes, como os pesos próprios das construções, ainda são imaginados com distribuição normal e seus valores característicos correspondentes ao quantil de 95%. É importante frisar que este quantil de 95% das ações permanentes corresponde a uma variabilidade espacial, isto é, à variabilidade existente entre diferentes construções da mesma natureza, feitas portanto em locais diferentes.

A adoção dos valores efetivos dos quantis de 95% das distribuições das ações variáveis como valores característicos acarretaria um aumento

considerável dos valores das ações prescritas pelas normas de projeto. Então, para que as dimensões das peças estruturais resultantes dos novos projetos fossem compatíveis com a experiência profissional dos engenheiros seria necessário reduzir os coeficientes de segurança parciais à valores próximos da unidade.

Para evitar uma desorganização nas atividades de projetar estruturas, procedeu-se então de modo contrário. As cargas prescritas pelas diferentes normas foram consideradas como sendo os valores característicos nominais e, assim, essas normas puderam ser mantidas sem alteração.

Na tabela 5.4 encontram-se resumidos os valores médios, coeficientes de variação e distribuições de probabilidade para efeitos das máximas ações em 50 anos e das ações reduzidas. De modo geral estes estudos estatísticos são um resumo de valores relatados em vários estudos anteriores de ações e modelos de ações estruturais, comportamento de elementos estruturais e cálculo baseado em confiabilidade. Tanto quanto possível, as estatísticas das ações são baseadas em pesquisas "in loco", medidas de pressão do vento em edifícios e modelamento probabilístico da conversão de uma ação pesquisada em uma máxima ação usada para propósitos de análise e cálculo de confiabilidade.

Além da variabilidade básica da ação, incertezas surgem do modelo que transforma a ação real variável tanto no tempo quanto no espaço, em uma ação estática equivalente distribuída uniformemente que será usada no cálculo. Incertezas também surgem na análise que transforma a ação uniformemente distribuída em efeito desta ação, incluindo idealização bidimensional de estruturas tridimensionais, idealização de apoios, etc. (GALAMBOS et al., 1982).

Tabela 5.4: Resumo de dados estatísticos das ações (GALAMBOS et al., 1982).

Ação	X_m/X_n	δ_x	Distribuição de probabilidade
D (ação permanente)	1,05	0,10	Normal
L (ação variável)	1,00	0,25	Valor extremo tipo I
L _{RED} (ação variável reduzida)	0,25 - 0,5	0,60	Gama
W (ação do vento)	0,78	0,37	Valor extremo tipo I
S (ação da neve)	0,82	0,26	Valor extremo tipo II
Nota:			
X_m - ação média			
X_n - ação nominal			
δ_x - coeficiente de variação da ação			

Os cálculos em estados limites baseados em probabilidade empregam tradicionalmente, ações ou efeitos das ações multiplicados pelos coeficientes de ponderação das ações. Vários formatos de equações de verificação da segurança são possíveis. A seleção do formato deverá ser guiada pela necessidade de simplicidade e continuidade em relação aos formatos existentes, bem como pelas considerações teóricas.

Alguns formatos utilizados para o lado das ações na expressão 5.1 são listados a seguir, por exemplo, a forma utilizada pelo National Building Code of Canada (NBCC) para seu novo critério de cálculo em estados limites, dá os valores de cálculo para as ações fatoradas como:

$$F_d = \gamma_D D_n + \psi (\gamma_L L_n + \gamma_W W_n + \gamma_T T_n) \quad (5.5)$$

em que D_n , L_n , W_n e T_n correspondem a ação permanente nominal, ação variável (sobrecarga) nominal, ação nominal do vento e ação nominal devido a variação da temperatura ou deformação imposta; γ_D , γ_L , γ_W e γ_T são os coeficientes de ponderação das ações e ψ é um fator de probabilidade de combinação, calculado para refletir a pequena probabilidade de duas ou mais ações atingirem seus valores máximos de cálculo simultaneamente. Outro formato tem sido utilizado por vários grupos normativos europeus:

$$F_d = \gamma_D D_n + \gamma_Q \left(Q_{n_j} + \sum \psi_{o_j} Q_{n_j} \right) \quad (5.6)$$

em que Q_{n_j} é a ação variável principal e $\psi_{o_j} Q_{n_j}$ são os valores freqüentes das demais ações variáveis ($\psi_{o_j} < 1$), que é o formato utilizado pela norma brasileira de ações e segurança nas estruturas NBR 8681. As ações variáveis individuais consideradas devem ser alternadas na equação 5.6, cada ação sendo tomada como principal, para se obter a combinação crítica.

Os fatores de combinação ψ_0 , salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, estão indicados na tabela 5.5, juntamente com os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 referentes às combinações de utilização.

Tabela 5.5: Valores dos fatores de combinação e utilização (NBR - 8681).

Ações em Geral	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Pressões dinâmicas do vento nas estruturas em geral	0,4	0,2	0
Pressões dinâmicas do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (ex: edifícios de habitação)	0,6	0,2	0
Cargas Acidentais nos Edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas Móveis e seus Efeitos Dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2
Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2
Pontes ferroviárias	0,8	0,6	0,4

Os coeficientes de ponderação γ_D majoram os valores representativos que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_D , não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras minoradas. Para os materiais sólidos que possam provocar empuxos, a componente vertical é considerada como uma ação e a horizontal como outra ação. As ações permanentes podem ainda ser divididas em :

a) ações permanentes de grande variabilidade:

ações correspondentes ao peso próprio das estruturas, dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos, todos considerados globalmente quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade destes pesos permanentes;

b) ações permanentes de pequena variabilidade:

ações permanentes quando o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade dos pesos permanentes.

Os coeficientes de ponderação γ_D relativos às ações permanentes que figuram nas combinações últimas, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e ao material considerado, devem ser tomados com os valores básicos indicados na tabela 5.6.

Os coeficientes de ponderação γ_Q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. As ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações referentes aos estados limites que não envolvam a perda de equilíbrio como corpo rígido ou ruptura por fadiga.

Tabela 5.6: Valores dos coeficientes de ponderação das ações (NBR-8681)

combinações	AÇÕES					
	permanentes		variáveis		recalques de apoio / retração dos materiais	
	grande variabilidade	pequena variabilidade	geral	temperatura	desfavoráveis	favoráveis
normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,4	1,2	1,2	1,0
especiais	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,2	1,0
excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	1,0	0	0	0

Nota: Os valores entre parênteses referem-se a ações favoráveis.

5.2.2 Solicitações

O valor característico da solicitação é a solicitação determinada com o valor característico da ação:

$$S_k = \text{efeito de } F_k$$

Os valores de cálculo das ações são, de modo geral, obtidos a partir dos valores representativos das ações multiplicados por coeficientes de majoração γ_f :

$$S_d = S(F_d) = S(F_k \cdot \gamma_f)$$

De acordo com a NBR-8681/1984, se o cálculo da solicitação for feito por processo linear (elástico ou pseudo - elástico) o coeficiente de majoração γ_f poderá ser aplicado à ação característica ou diretamente à solicitação característica, pois, se a relação entre ação e seu efeito é linear não faz diferença onde o coeficiente de ponderação é aplicado:

$$S_d = S(\gamma_f \cdot F_k)$$

ou

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k = \gamma_f \cdot S(F_k)$$

Entretanto se o cálculo da solicitação for feito por processo não linear, o coeficiente γ_f será aplicado à ação característica, pois, pode ser não conservador aplicar estes coeficientes nos efeitos das ações:

$$S_d = S(\gamma_f \cdot F_k)$$

Diz-se que há resposta linear, enquanto as relações tensão - deformação do material permanecerem lineares (linearidade física) , enquanto a sua geometria ficar pouco alterada pelos deslocamentos produzidos pelo carregamento (linearidade geométrica) e, enquanto todas as ações na estrutura se mantiverem proporcionais entre si.

5.3 Exemplo de cálculo

Com base no perfil da sondagem representativa e utilizando um método semi-empírico (sondagem e planilha em anexo), determinar a profundidade do terreno necessária para a instalação de estacas pré - moldadas (ϕ 50), submetidas às ações:

$$D = 1200 \text{ kN}$$

$$L = 400 \text{ kN}$$

$$W = 200 \text{ kN}$$

5.3.1 Método das cargas admissíveis

Para segurança contra a ruptura tem-se que:

$$D_n + L_n + W_n \leq \frac{P_{R_n}}{C \cdot S_{rup}}$$

$$(1200 + 400 + 200) \leq \frac{P_{R_n}}{2}$$

$$P_{R_n} \geq 3.600 \text{ kN}$$

Combinação de ações e eventual acréscimo de carga admissível:

Quando são levadas em consideração todas as combinações possíveis entre os diversos tipos de carregamentos previstos pelas normas estruturais, inclusive ação do vento, pode-se, na combinação mais desfavorável majorar em 30% o valor da capacidade de carga do terreno. Então a capacidade de carga do terreno para suportar a carga prevista é:

$$1.3 \times \frac{P_{R_n}}{C \cdot S_{rup}} \geq D_n + L_n + W_n$$

$$P_{R_n} \geq 2.770 \text{ kN}$$

Para segurança contra o recalque tem-se que:

$$D_n + L_n + W_n \leq \frac{P_A}{C.S_{rec}}$$

A condição de segurança ao recalque exige que a carga admissível não seja superior a 1/1,5 da carga correspondente ao recalque medido no topo da estaca, admissível para a superestrutura. A carga correspondente ao recalque limite (P_A) é determinada a partir de análise da curva carga - recalque, prevista a partir dos dados de resistência e rigidez do solo e da estaca. Tomando como recalque admissível 2 cm, a carga que corresponde a este recalque é 2.676 kN e portanto a carga que aplicada às estacas corresponderá a um recalque admissível será:

$$\frac{P_A}{1,5} = 1.784 \text{ kN}$$

$$P_{adm_{recalq}} \leq 1.784 \text{ kN}$$

Pode-se dizer que neste caso a carga admissível é comandada pelo critério de recalque, pois, como a carga prevista na estaca é de 1.800kN esta carga deverá ser reduzida a valores menores que 1.784kN para satisfazer a segurança ao recalque.

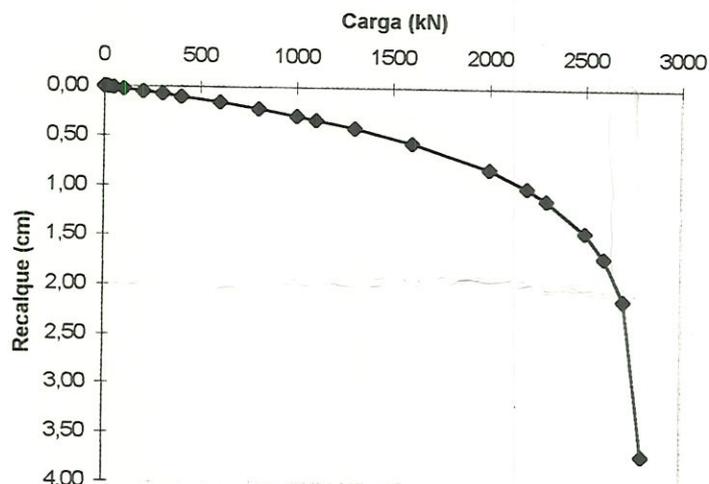


Figura 5.4: Curva carga-recalque prevista na profundidade estimada pelo método das cargas admissíveis

5.3.2 Método dos estados limites

Verificação do estado limite último:

Cálculo da ação de cálculo, para combinações últimas normais:

$$F_d = \gamma_D D_{k_n} + \gamma_Q \left(Q_{k_n} + \sum \psi_o, Q_{k_n} \right)$$

De acordo com o exposto na tabela 4.5, adota-se:

$\gamma_D = 1,3$. Correspondente a ações permanentes, quando o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade dos pesos permanentes;

$\gamma_Q = 1,4$. Correspondente a ações variáveis.

$\psi_o = 0,6$. Correspondente a ação do vento em edifícios de habitação;

$\psi_o = 0,4$. Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo ou de elevada concentração de pessoas.

As ações variáveis são alternadas para fornecer a combinação crítica para o calculista:

Sobrecarga como ação variável principal:

$$F_{d_1} = 1,3 \times 1.200 + 1,4(400 + 0,6 \times 200) = 2.288 \text{ kN}$$

Vento como ação variável principal:

$$F_{d_2} = 1,3 \times 1.200 + 1,4(200 + 0,4 \times 400) = 2.064 \text{ kN}$$

Como $F_{d_1} > F_{d_2}$, tem-se que:

$$P_d \geq F_{d_1}$$

$$\frac{P_{k_n}}{\gamma_P} \geq F_{d_1}$$

$$P_{k_n} \geq 1,5 \times 2.288$$

$$P_{k_n} \geq 3.432 \text{ kN}$$

Portanto para serem consideradas seguras quanto a ruptura estas estacas deverão ser instaladas a uma profundidade que apresente carga de ruptura $P_{k_n} \geq 3.432 \text{ kN}$.

Verificação do estado limite de utilização:

$$F_{d_{util}} \leq P_{lim_{util}}$$

Cálculo de $F_{d_{util}}$, para combinações quase - permanentes de utilização:

$$F_{d_{util}} = D_{kn} + \left(\sum \psi_{2j} Q_{knj} \right)$$

$$F_{d_{util}} = 1.200 + (0,2 \times 400 + 0 \times 200)$$

$$F_{d_{util}} = 1.280kN$$

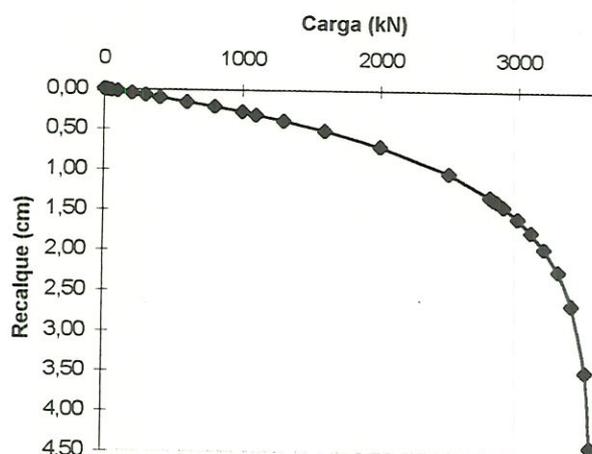


Figura 5.5: Curva carga-recalque prevista na profundidade estimada pelo método dos estados limites

E como $P_{lim_{util}} = 3.220kN$ portanto maior que $F_{d_{util}}$ as estacas apresentam segurança quanto estado limite de utilização.

Pode-se discutir que o dimensionamento pelo método das cargas admissíveis - devido a majoração de 30% da capacidade de carga do terreno quando se considera a ação do vento - quando comparado com o dimensionamento pelo método dos estados limites exige estacas superdimensionadas sob ações gravitacionais, ou pelo contrário, estacas subdimensionadas sob combinações envolvendo ação do vento.

6. QUANTIFICAÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARCIAIS

A quantificação é o processo pelo qual se determinam e especificam valores numéricos para os coeficientes de segurança que serão aplicados às cargas e às resistências.

Os coeficientes de segurança parciais a serem utilizados no projeto de fundações podem ser quantificados de uma das seguintes maneiras:

- a primeira consiste numa calibragem determinista dos resultados da aplicação dos coeficientes parciais, tomando como padrão os resultados obtidos da prática habitual (coeficientes de segurança globais);
- a segunda consiste na avaliação da probabilidade de ruína das estruturas geotécnicas, recorrendo a métodos como o do segundo momento de primeira ordem da teoria da probabilidade .

6.1 Quantificação através de calibração

A quantificação por calibração deve ser feita de forma que, os resultados do cálculo empregando o método dos estados limites sejam coerentes com àqueles empregando o método das cargas admissíveis. O

principal objetivo da calibração é transferir a experiência adquirida pela utilização de um método de cálculo tradicional para o novo método de cálculo.

Neste sentido, em princípio, na mudança do modelo de segurança do método determinístico de cargas admissíveis para o método de estados limites, o ponto básico de ligação constitui em fazer com que a capacidade de carga decorrente das ações características sejam similares à capacidade de carga anteriormente adotada no método das cargas admissíveis. Assim, assegura-se que qualquer dos métodos de cálculo empregados produzirão resultados que não divergirão significativamente.

A calibração é um processo relativamente simples, entretanto, devido ao seu caráter conservador não resulta necessariamente em um nível de segurança mais uniforme ou em projetos mais econômicos. Devido a esses fatos a calibração é indicada somente durante a fase de transição entre os dois métodos de cálculo, ficando os coeficientes parciais determinados através de calibração sujeitos a alterações decorrentes do conhecimento adquirido através da aplicação do novo método de cálculo.

Como exemplo do processo de calibração toma-se àquela feita pela norma técnica brasileira de projeto e execução de fundações NBR 6122 da ABNT, recentemente revisada, para obter os coeficientes de ponderação da capacidade de carga de fundações profundas para os estados limites últimos - a análise de ruptura.

As maiores combinações de ações envolvendo ações gravitacionais são as combinações de ações permanentes com máximas ações variáveis de ocupação em pisos. Estes casos de ações gravitacionais governam os projetos em muitas situações práticas. Nas especificações em cargas admissíveis, cada situação de cálculo é definida por um conjunto de valores nominais de ações e resistência. Portanto:

$$D_n + L_n = \frac{P_n}{C.S} \quad (6.1)$$

Nas especificações em estados limites:

$$\gamma_D \cdot D_{k_n} + \gamma_L \cdot L_{k_n} = \frac{P_{k_n}}{\gamma_P} \quad (6.2)$$

I. Obra não controlada

Para que os níveis de segurança sejam compatíveis tem-se a seguinte condição:

$$\gamma_f \times \gamma_P = 2.0$$

onde :

γ_P = coeficiente de minoração da capacidade de carga característica nominal (a ser determinado);

γ_f = coeficiente de majoração total das ações características nominais = $f\left(\frac{L}{D}\right)$;

De acordo com a norma os valores de cálculo das ações devem ser calculados conforme a NBR 8681, portanto os coeficientes de ponderação das ações adotados são:

L = ações variáveis de ocupação em pisos, $\gamma_L = 1,4$;

D = ações permanentes, $\gamma_D = 1,4$.

Ex.: γ_f é função do carregamento. Adotando: $\frac{L}{D} = 1$:

$$50\% D \Rightarrow \gamma_D = 1,4$$

$$50\% L \Rightarrow \gamma_L = 1,4$$

$$\gamma_f = \frac{0,5 \times 1,4 + 0,5 \times 1,4}{1} = 1,4$$

$$\gamma_P = \frac{2,0}{1,4} = 1,428 \cong 1,5$$

II. Obra controlada

Para que os níveis de segurança sejam compatíveis tem-se a seguinte condição:

$$\gamma_f \times \gamma_p = 1,6$$

$$\gamma_f = 1,4$$

$$\gamma_p = \frac{1,6}{1,4} = 1,14 \cong 1,2$$

Com base nos itens I e II pode-se concluir que - quando atuando exclusivamente ações gravitacionais do tipo ações permanentes e ações variáveis tipo sobrecarga de utilização - os coeficientes de ponderação da capacidade de carga das fundações especificados pela NBR-6122/96 devem continuar sendo aplicados aos valores nominais rotineiros da capacidade de carga das estacas para produzirem projetos com o mesmo nível de segurança que no método das cargas admissíveis. Ou seja:

$$P_k = P_n$$

Entretanto a norma de fundações não torna explícito este fato, podendo alguns de seus usuários interpretar, equivocadamente, o valor característico citado como aquele geralmente utilizado na teoria das estruturas (correspondente à probabilidade de 5% de ocorrência de valores desfavoráveis).

6.2 Quantificação dos coeficientes de segurança parciais com base na teoria da probabilidade

A quantificação da segurança através da teoria da probabilidade é um processo racional, em que a segurança é medida pela probabilidade de ruína. A probabilidade de ruína pode ser obtida através de uma análise sistemática das incertezas associadas as variáveis de projeto. Esta análise é mais complicada que a empregada no método determinista de calibração,

pois requer conhecimentos de estatística, probabilidade e dados suficientes para a implementação da análise, mas é capaz de produzir níveis de segurança mais realísticos e econômicos, associados aos diferentes tipos de fundações e solos.

6.2.1 Análise da confiabilidade

A confiabilidade de um sistema é a probabilidade de que, quando operando sob condições ambientais estabelecidas, o sistema desempenhará adequadamente suas funções durante um intervalo de tempo especificado (KAPUR e LAMBERSON, 1977).

Tradicionalmente, a confiabilidade de sistemas estruturais é alcançada através da utilização de coeficientes ou margens de segurança, visando assegurar uma mínima condição de resistência para suportar a atuação de uma ação máxima. Na realidade, a determinação da resistência disponível bem como da máxima solicitação na estrutura não são problemas simples. Estimativas e previsões são sempre necessárias para estes tipos de problemas, incertezas são inevitáveis pela simples razão de que as informações relativas aos problemas de engenharia são invariavelmente incompletas. Diante de tais incertezas, a resistência disponível e a solicitação real não podem ser determinadas precisamente, elas podem ser descritas como pertencentes a determinados intervalos, podendo ser modeladas como variáveis aleatórias. Nestes termos, portanto, a confiabilidade de um sistema pode ser mais realisticamente medida em termos de probabilidade.

Para o desenvolvimento dos critérios de cálculo baseados em probabilidade são requeridos dados das variáveis ação e resistência estrutural. A informação básica requerida é a distribuição de probabilidade de cada variável ação e resistência e estimativas de suas médias e desvios padrão ou coeficientes de variação. A média e o coeficiente de variação

destas variáveis básicas deverão ser representativos dos valores esperados para as estruturas reais. Em muitos casos, quando não há dados suficientes para obter uma estimativa razoável da distribuição de probabilidade, esta pode ser assumida com base em fundamentos físicos ou por conveniência (GALAMBOS et al., 1982).

6.2.2 Função de estado limite e índice de confiabilidade

Considerando uma estrutura cuja resistência R e solicitações S sejam variáveis aleatórias normais, $N(\mu_R, \sigma_R)$ e $N(\mu_S, \sigma_S)$ a distribuição de probabilidade da margem de segurança $M = R - S$ é também normal $N(\mu_M, \sigma_M)$, em que:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (6.3)$$

e, para R e S estatisticamente independentes :

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (6.4)$$

A probabilidade de ruína P_r é igual a $P[(R - S) \leq 0]$ que por sua vez é igual a $P[M \leq 0]$, representando M a função de estado limite correspondente ao modo de ruína em consideração.

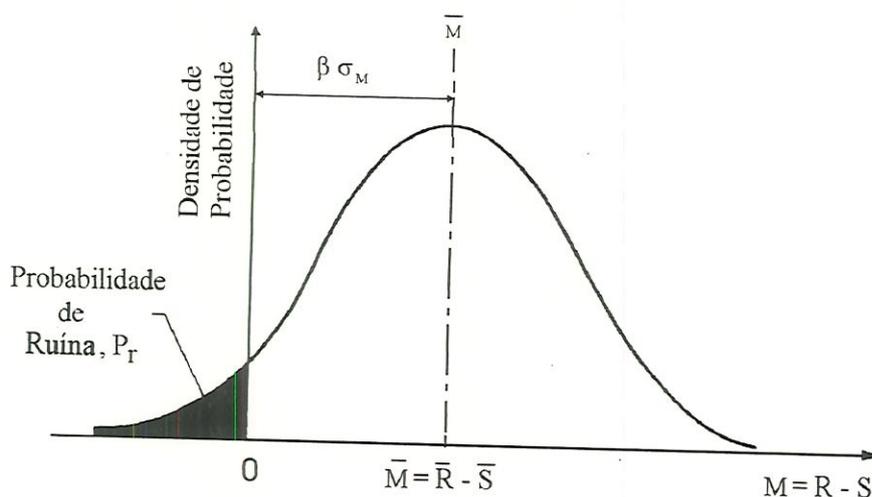


Figura 6.1: Função densidade de probabilidade da margem de segurança $R - S$.

Como pode ver-se na Fig 6.1 a distância da média de M , μ_M , à fronteira de ruína, isto é, ao ponto onde $M = 0$ pode ser expressa em termos de desvio padrão de M , σ_M , e é igual a $\beta\sigma_M$. β é o índice de confiabilidade e é uma medida da segurança do sistema, quanto maior o valor de β , maior a confiabilidade e menor a probabilidade de ruína. Assim:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6.5)$$

É interessante chamar a atenção para o fato do coeficiente de segurança global, ser igual a μ_R / μ_S , logo uma expressão puramente determinista. Já a equação 6.5 inclui σ_M que é uma medida da incerteza de R e S . Daí a maior adequação de β na quantificação da segurança.

Generalização

Acontece, que nos casos práticos R e S raramente serão funções de uma só variável, sendo antes vetores formados a partir de um conjunto de variáveis básicas. Ou seja, as variáveis básicas são os parâmetros fundamentais envolvidos no projeto. Se uma dada variável aleatória X for constituída por n variáveis básicas, tal que :

$$X = X_1, X_2, \dots, X_n$$

ter-se-á que o espaço variável básico é o espaço a n dimensões que representará todos os possíveis valores de X .

Isto significa que sendo x um ponto de coordenadas x_1, x_2, \dots, x_n representa a situação em que as variáveis básicas X_1, X_2, \dots, X_n assumem valores x_1 a x_n .

Neste contexto e para a proposta de uma formulação geral, define-se uma *função desempenho* ou *função estado*, que é função de todas as variáveis básicas relevantes.

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

A exigência de desempenho limitante pode ser definida como $g(\mathbf{X})=0$, que é o chamado estado limite do sistema. Geometricamente, a equação estado limite, $g(\mathbf{X})=0$, é uma superfície n dimensional que pode ser chamada de superfície de falha. De um lado da superfície de falha está o estado seguro, $g(\mathbf{X})>0$, ao passo que do outro lado está o estado de ruína, $g(\mathbf{X})<0$.

Sendo assim, a probabilidade do estado de ruína é:

$$P_r = P[g(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0] \quad (6.6)$$

6.2.3 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem

O método é baseado numa simplificação feita com a fronteira de ruína que é admitida plana em torno do ponto de maior probabilidade de ruína ou ponto de projeto representado por \mathbf{x}^* . Matematicamente, isso é feito por meio de um desenvolvimento em série de Taylor no qual são desprezados os termos de ordem superior à primeira. Daí o método ser chamado de Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (SORM).

Deve-se a CORNELL (1969) e ROSENBLUETH e ESTEVA (1972) a implementação deste método o qual, no entanto, possui o inconveniente de a posição de aproximação da superfície de estado limite poder variar consoante a forma de expressar $g(\mathbf{X})$ (e. g. as expressões $g(\mathbf{X}) = 2x^2 + 2xy$ e $g(\mathbf{X}) = 2x(x + y)$ dariam origem a valores de β diferentes) (SMITH, 1986).

Posteriormente HASOFER e LIND (1974) mostraram que se o ponto escolhido para aproximação linear situar-se na superfície de estado limite pode obter-se um β invariante. Este ponto de probabilidade de ruína máxima se localiza em algum lugar da superfície de estado limite. Designa-

se por ponto de dimensionamento e é representado por x^* . O método que incorpora estes conceitos é o chamado Método do Segundo Momento de Primeira Ordem Avançado.

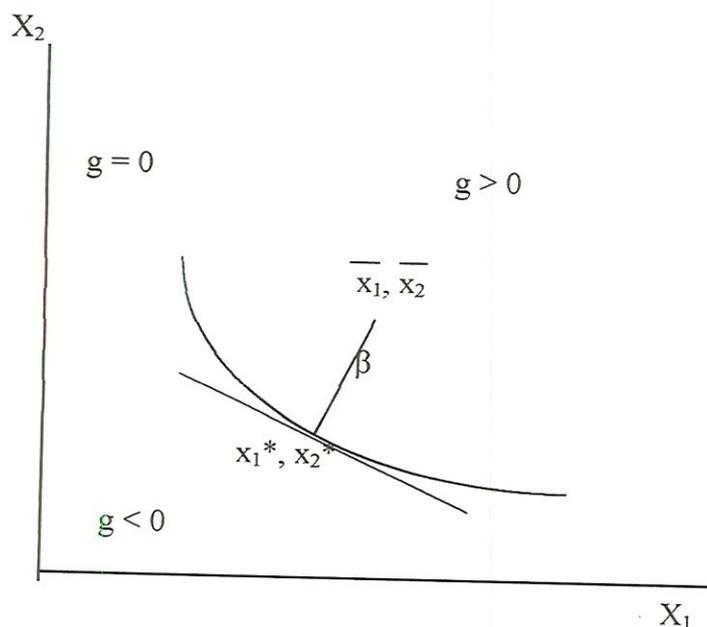


Figura 6.2. Superfície de estado limite no caso de duas variáveis aleatórias básicas.

A Fig. 6.2 representa a superfície de estado limite $g(X)$ quando esta consiste de duas variáveis. Como pode ver-se em x^* será :

$$g(x^*) = 0 \quad (6.7)$$

Para aproximar $g(X)$ a uma equação linear pode seguir-se a técnica seguinte.

Expandindo $g(x^*)$ em série de Taylor, e desprezando os termos superiores ao de primeira ordem tem-se a aproximação linear de primeira ordem :

$$Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum (X_i - x_i^*) g'(x_i^*) \quad (6.8)$$

sendo x^* o valor de X em relação ao qual se toma a aproximação e $g'(x^*)$ a primeira derivada de $g(X)$ para $X = x^*$.

E como o primeiro termo do segundo membro é nulo, vem:

$$\mu_Z = g(\mu_1^*, \mu_2^*, \dots, \mu_n^*) + \sum_{i=1}^n (\mu_i - x_i^*) g'(x_i^*) = \sum_{i=1}^n (\mu_i - x_i^*) g'(x_i^*) \quad (6.9)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_i]^2} \quad (6.10)$$

É ainda importante o chamado coeficiente de sensibilidade, α_i ,

$$\alpha_i = \frac{g'(x_i^*) \sigma_i}{\sigma_Z} \quad (6.11)$$

que quantifica a contribuição relativa de qualquer variável X_i para o valor de σ_Z .

Atendendo à equação 6.10 e combinando a equação 6.11 obtém-se

$$\sigma_Z = \sum_{i=1}^n \alpha_i g'(x_i^*) \sigma_i \quad (6.12)$$

Atendendo à definição de β vem

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n (\mu_i - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i g'(x_i^*) \sigma_i} \quad (6.13)$$

de onde

$$\sum_{i=1}^n g'(x_i^*) [(\mu_i - x_i^*) - \alpha_i \beta \sigma_i] = 0 \quad (6.14)$$

O valor de x_i^* que satisfaz a equação anterior é :

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i \quad (6.15)$$

para os n valores de i .

Determinando todos os valores de x_i^* obtém-se o ponto de dimensionamento \mathbf{x}^* . Para efetuar a determinação de β por este processo adota-se uma técnica iterativa.

De fato verifica-se ser mais adequado e prático calcular β em termos de variáveis reduzidas (normalizadas). Uma variável reduzida tem um valor

médio igual a zero e o desvio padrão igual a unidade o que significa que a origem dos eixos que representam este espaço reduzido é precisamente o ponto médio das variáveis reduzidas (Fig. 6.3).

Se x_1 for um valor particular da variável com média igual a μ_1 e desvio padrão σ_1 a variável reduzida y_1 correspondente a x_1 será :

$$y_1 = \frac{x_1 - \mu_1}{\sigma_1} \quad (6.16)$$

A equação de estado limite pode então ser expressa em termos da variável reduzida y ,

$$Z = h(Y) = h(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \quad (6.17)$$

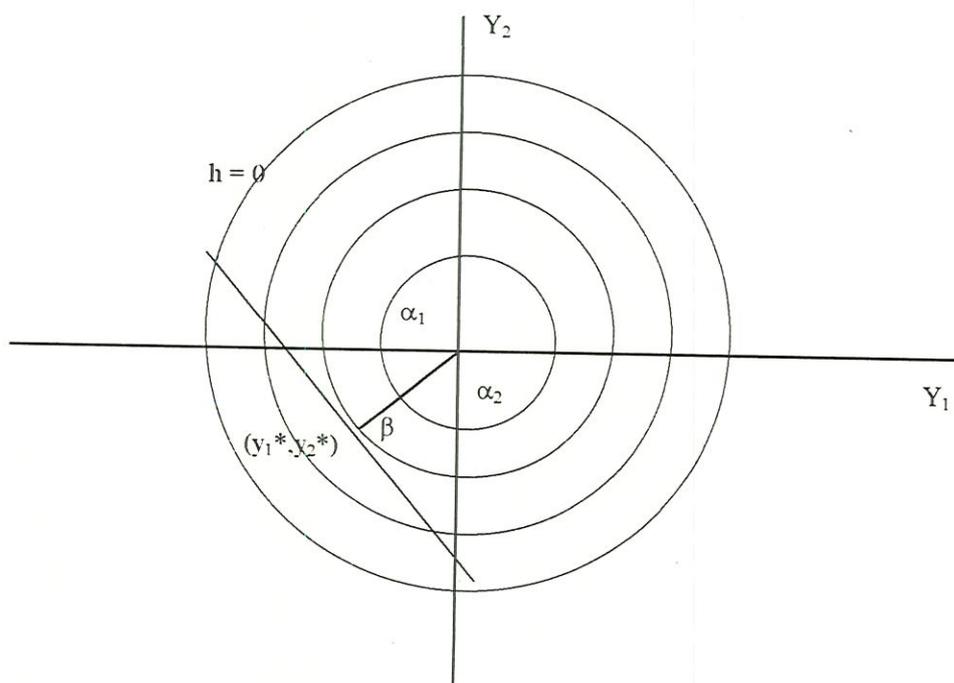


Figura 6.3. Superfície de estado limite no espaço das variáveis reduzidas.

Procedendo de modo idêntico ao adotado para a obtenção da equação 6.8, tem-se a aproximação linear no ponto $\mathbf{y}^* = (y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$

$$Z = h(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*) + \sum_{i=1}^n (Y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \quad (6.18)$$

de que resulta

$$Z = \sum_{i=1}^n (Y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \quad (6.19)$$

visto que a primeira parcela do segundo membro da equação é nula.

A média de Z é então

$$\mu_z = \sum_{i=1}^n (\mu_i - y_i^*) h'(y_i^*) = - \sum_{i=1}^n y_i^* h'(y_i^*) \quad (6.20)$$

visto que a média de uma variável reduzida é por definição nula. De acordo com a equação 6.11:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \sigma_i \quad (6.21)$$

mas como, também de acordo com a definição de variável reduzida, o respectivo desvio padrão é igual à unidade, logo $\sigma_i = 1$, vem:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \quad (6.22)$$

Então,

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{- \sum_{i=1}^n y_i^* h'(y_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*)} \quad (6.23)$$

logo:

$$\sum_{i=1}^n h'(y_i^*) [(y_i^* + \alpha_i \beta)] = 0 \quad (6.24)$$

e a solução em termos de variáveis reduzidas é

$$y_i^* = -\alpha_i \beta \quad (6.25)$$

para os n valores de i . Esta equação mostra que a distância da origem a \mathbf{y}^* é uma medida do índice de confiabilidade, o que se pode obter da expressão.

$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^{*2}} \quad (6.26)$$

Um processo iterativo, resumido a seguir, permite obter β após três ou quatro iterações (SMITH, 1986).

- (1) determinar $g(\mathbf{X})$;
- (2) converter $g(\mathbf{X})$ em $h(\mathbf{Y})$;
- (3) calcular as primeiras derivadas h_i de $h(\mathbf{Y})$;
- (4) fazer $y=0$ e $\beta=0$;
- (5) calcular h_i ;
- (6) calcular $h(y)$;
- (7) calcular o desvio padrão $\sigma_z = \sqrt{\sum (h_i)^2}$;
- (8) calcular os novos valores de $y = -\frac{h_i}{\sigma_z} \left[\beta + \frac{h(y)}{\sigma_z} \right]$;
- (9) calcular $\beta = \sqrt{\sum y_i^2}$;
- (10) repetir de (5) a (9) até se verificar convergência.

A utilização de variáveis reduzidas permite ainda utilizar diretamente tabelas de valores relativos à distribuição normal desde que as variáveis em causa tenham distribuições de probabilidade semelhante à normal, sejam não correlacionadas e admitindo que a aproximação linear à equação de estado limite é realista. Pode-se assim obter o valor da probabilidade de ruína a partir da expressão:

$$P_r = \Phi(-\beta) \quad (6.27)$$

onde o segundo membro é o símbolo do valor da probabilidade acumulada de Z de $-\infty$ a $-\beta$ o qual pode obter-se diretamente a partir de tabelas de valores acumulados da distribuição normal.

Se as variáveis não tem uma distribuição normal¹ ou se a aproximação linear não é adequada o valor de P_r obtido na equação 6.27 é designado por probabilidade nominal. No entanto é interessante frisar que no caso de diversas variáveis de peso aproximadamente igual, o qual pode

ser quantificado através do coeficiente de sensibilidade α , as funções de estado limite tendem a ser normais mesmo quando as variáveis que as integram não são elas próprias normais (BENJAMIN E CORNELL, 1970).

O procedimento descrito anteriormente para o cálculo da probabilidade de segurança ou de falha é baseado na suposição de que as variáveis aleatórias X_1, X_2, \dots, X_n não são correlacionadas. Para variáveis aleatórias correlacionadas, as variáveis originais podem ser transformadas em um conjunto de variáveis não correlacionadas. A transformação requerida é necessariamente dependente das covariâncias ou matriz covariância das variáveis originais. O procedimento descrito anteriormente, pode então ser aplicado ao conjunto não correlacionado de variáveis transformadas.

¹⁾ RACKWITZ e FIESSLER (1978) mostraram que uma variável aleatória com distribuição não normal, X_i , pode ser aproximada em qualquer ponto de uma distribuição normal desde que a função densidade de probabilidade acumulada bem como a função de densidade de probabilidade da distribuição normal equivalente sejam iguais àquelas da distribuição não normal correspondente. Para efeitos de aplicação do método do segundo momento esse ponto é o ponto de dimensionamento x_i^* .

Nestas condições os valores de $\mu_{x_i}^N, \sigma_{x_i}^N$ (valor médio e desvio padrão, respectivamente, da distribuição normal equivalente para x_i^*) podem ser obtidos das expressões:

$$\mu_{x_i}^N = x_i^* - \sigma_{x_i}^N \Phi \left[F_{x_i}(x_i^*) \right] \qquad \sigma_{x_i}^N = \frac{\phi \left\{ \Phi^{-1} \left[F_{x_i}(x_i^*) \right] \right\}}{f_{x_i}(x_i^*)}$$

onde $F_{x_i}(x_i^*)$ é a função de distribuição acumulada original de X_i calculada em x_i^* , $\Phi(-)$ é a função de distribuição acumulada da distribuição normal padrão, $\phi(-)$ função de distribuição de probabilidade da distribuição normal padrão.

Há então que se usar $\mu_{x_i}^N$ e $\sigma_{x_i}^N$ em vez de μ_{x_i} e σ_{x_i} no processo iterativo de cálculo de β .

6.3 Cálculo dos coeficientes parciais

No espaço das variáveis reduzidas, cálculos em diferentes níveis de segurança podem ser vistos como correspondentes para satisfazer a diferentes superfícies de falha representadas pelas várias distâncias à origem, β , como mostrado na figura 6.3. O desenvolvimento de um critério de cálculo é essencialmente equivalente a determinação dos coeficientes de ponderação que resultarão em superfícies de falha que cumpram com um índice de segurança exigido, isto é, a distância da superfície de falha à origem das variáveis reduzidas deve satisfazer a algum valor alvo previamente determinado.

Confiabilidades alvos (β_0) podem ser estabelecidas através da revisão de níveis de confiabilidade pertencentes a normas já existentes que conduziram a resultados satisfatórios no passado. A confiança absoluta nestes valores pode admitir inconsistências e certas características indesejáveis da prática de cálculo passada, mas eles são úteis como guias para a seleção de confiabilidades alvos de um critério baseado em probabilidade.

MEYERHOF (1970, 1984) baseado em pesquisas sobre rupturas de fundações, barragens e contenções, métodos probabilísticos e usando considerável julgamento apresenta comparações entre os coeficientes de segurança globais tradicionalmente utilizados e as probabilidades de ruptura e índices de confiabilidade a eles associados, tabela 6.1. Segundo MEYERHOF um índice de confiabilidade menor para as fundações offshore é aceitável, devido as condições especiais e restritas de ocupação e a sua curta vida útil (em média 30 anos).

Tabela 6.1: Coeficientes de segurança globais e probabilidades de ruína correspondentes (MEYERHOF 1970, 1984).

Projeto	C.S. global	P_r	β
Obras de terra	1,3 - 1,5	10^{-2}	3,0
Contenções de terra e escavações	1,5 - 2,0	10^{-3}	3,0
Fundações offshore	1,5 - 2,0	10^{-2}	2,5
Fundações	2 - 3	10^{-4}	3,5

A forma de cálculo mais geral é aplicar coeficientes de ponderação, que transformem valores representativos das variáveis em valores extremos (valor de cálculo) dessas variáveis, conhecido também como método dos coeficientes de segurança parciais. Sem perda de generalidade, estes coeficientes podem ser aplicados aos respectivos valores representativos das variáveis, assim:

$$g(\bar{\gamma}_1 \mu_{x_1}, \bar{\gamma}_2 \mu_{x_2}, \dots, \bar{\gamma}_n \mu_{x_n}) = 0 \quad (6.28)$$

Como os valores $\bar{\gamma}_i \mu_{x_i}$ da expressão deverão estar na superfície de falha, em particular, eles devem estar no ponto mais provável de falha. De acordo com THOFT-CHRISTENSEN & BAKER (1982) os coeficientes parciais γ_i de uma variável x_i podem ser relacionados a β através da seguinte expressão:

$$\gamma_{i,rep} = \frac{x_i^*}{x_{i,rep}} = \frac{\mu_{x_i} (1 \pm \alpha_i \beta \delta_i)}{\mu_{x_i} (1 \pm k \delta)} \quad (6.29)$$

$x_{i,rep}$ - valor representativo da variável. Podendo ser, tanto valores médios, quanto valores característicos.

x_i^* - valor extremo da variável. Correspondente a uma probabilidade aceita "a priori" de que a variável assumira valores mais desfavoráveis.

Seja por exemplo, determinar os coeficientes de ponderação da capacidade de carga e das ações, para alcançar projetos com uma

confiabilidade $\beta = 3,0$, para estacas pré - moldadas de concreto sujeita a solicitação normal composta pela combinação de ação permanente mais sobrecarga máxima ($D + L$).

Considera-se uma relação $\bar{L} / \bar{D} = 0,4$, variáveis não correlacionadas e com distribuição normal. Admite-se também:

$$\delta_P = 0,2 \qquad \delta_D = 0,1 \qquad \delta_L = 0,25$$

A forma mais comum das normas atuais para o cálculo de elementos estruturais é a desigualdade linear abaixo:

$$\gamma_P \cdot P_k \geq \gamma_D \cdot D_k + \gamma_L \cdot L_k$$

Pode-se escrever uma equação linear de desempenho da seguinte forma:

$$g(\mathbf{X}) = P - D - L$$

Então:

$$\frac{\bar{P} - \bar{D} - \bar{L}}{\sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} = \beta = 3,0$$

Onde:

$$\bar{L} = 0,4\bar{D}$$

e

$$\sigma_D = 0,1\bar{D}$$

$$\sigma_L = \delta_L \cdot \bar{L} = 0,25 \cdot (0,4\bar{D}) = 0,1\bar{D}$$

$$\sigma_P = 0,2\bar{P}$$

De onde:

$$\frac{\bar{P} - \bar{D} - 0,4\bar{D}}{\sqrt{(0,2\bar{P})^2 + (0,1\bar{D})^2 + (0,1\bar{D})^2}} = 3,0$$

resultando na seguinte equação quadrática

$$\bar{P}^2 - 4,37\bar{P}\bar{D} + 2,76\bar{D}^2 = 0$$

A solução de interesse para \bar{P} é:

$$\bar{P} = 0,76\bar{D}$$

e

$$\sigma_P = 0,76\bar{D} * 0,2 = 0,152\bar{D}$$

Os coeficientes de sensibilidade são:

$$\alpha_P = \frac{\sigma_P}{\sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} = \frac{0,152\bar{D}}{\sqrt{(0,152\bar{D})^2 + (0,1\bar{D})^2 + (0,1\bar{D})^2}} = 0,74$$

$$\alpha_D = \frac{-\sigma_D}{\sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} = \frac{-0,1\bar{D}}{0,205\bar{D}} = -0,48$$

$$\alpha_L = \frac{-\sigma_L}{\sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} = \frac{-0,1\bar{D}}{0,205\bar{D}} = -0,48$$

De onde, de acordo com a equação 6.29, os coeficientes médios de resistência e de ponderação das ações apropriados são:

$$\bar{\gamma}_P = \frac{\mu_P(1 - \alpha_P \beta \delta_P)}{\mu_P} = (1 - 0,74 \times 3,0 \times 0,2) = 0,560$$

$$\bar{\gamma}_D = \frac{\mu_D(1 + \alpha_D \beta \delta_D)}{\mu_D} = (1 + 0,48 \times 3,0 \times 0,1) = 1,140$$

$$\bar{\gamma}_L = \frac{\mu_L(1 + \alpha_L \beta \delta_L)}{\mu_L} = (1 + 0,48 \times 3,0 \times 0,25) = 1,365$$

Estes coeficientes médios deverão ser usados com as correspondentes capacidades de carga e ações médias, isto é, a exigência de segurança será:

$$0,56\bar{P} \geq 1,14\bar{D} + 1,36\bar{L}$$

Exemplos de coeficientes médios de resistência e de ponderação das ações são mostrados nas figuras 6.4 e 6.5. Estes coeficientes foram calculados de acordo com o que foi exposto neste exemplo, com $\beta=3,0$, para diversas combinações de ação permanente mais sobrecarga máxima.

Nota-se que o coeficiente de ponderação da ação permanente é muito menor que os valores recomendados pelas normas. Isto porque a variabilidade de D é muito pequena comparada com a variabilidade de outras ações. As magnitudes de γ_D e γ_P parecem pouco sensíveis à magnitude das sobrecargas, exceto para relações L/D muito pequenas.

Por outro lado, o coeficiente de ponderação da ação variável na combinação, aumenta sensivelmente quando a importância desta ação na combinação aumenta até a razão de $L/D = 2,0$, permanecendo quase constante a partir deste ponto. Isto se deve à sua maior variabilidade.

Estas observações indicam que adotar valores de γ_D e γ_P constantes não causa significativos desvios de β , por outro lado, se os coeficientes de ponderação para ações variáveis são especificados como constantes, como sempre foi feito, haverá algum desvio da confiabilidade para certas situações de carregamento. Assim há a necessidade de selecionar um conjunto de coeficientes de ponderação das ações que minimize a extensão deste desvio de β .

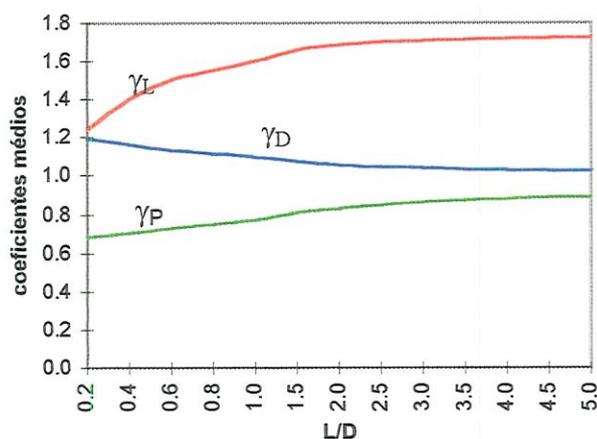


Figura 6.4: Coeficientes de ponderação das ações e da capacidade de carga, $\delta_P = 0,15$.

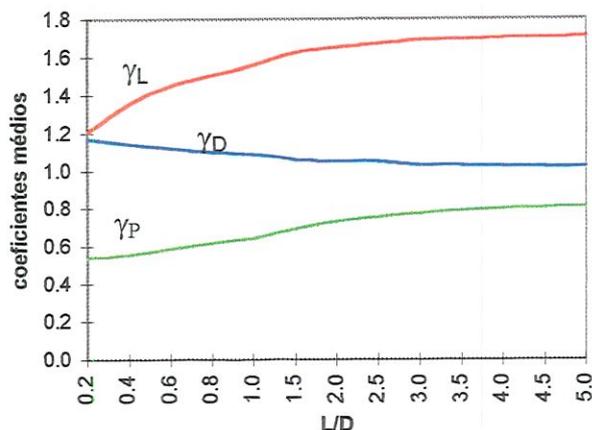


Figura 6.5: Coeficientes de ponderação das ações e da capacidade de carga, $\delta_P = 0,20$.

Uma análise simples, com base nos valores dos coeficientes das fig. 6.4 e 6.5, sugere valores razoáveis para os coeficientes médios de ponderação das ações e da capacidade de carga, que poderiam ser aproximadamente $\bar{\gamma}_D = 1,2 - 1,0$, $\bar{\gamma}_L = 1,2 - 1,7$ e $\bar{\gamma}_P = 0,5 - 0,8$.

$$\bar{\gamma}_P \bar{P} \geq \bar{\gamma}_D \bar{D} + \bar{\gamma}_L \bar{L} \quad (6.30)$$

Acontece que, para fins de projeto, as normas de materiais estruturais especificam valores nominais para as ações e resistências. Relações entre valores nominais e valores médios para as ações encontram-se sumariadas na tabela 5.4. De acordo com a NBR - 6122/96, valores nominais para a capacidade de carga última devem ser calculados a partir de métodos semi-empíricos ou empíricos. A equação 6.30 pode então ser reescrita da seguinte forma:

$$\bar{\gamma}_P P_n \geq \bar{\gamma}_D \cdot 1,05 \cdot D_n + \bar{\gamma}_L L_n \quad 6.31$$

Na tabela 6.2 estão sumariados os coeficientes de segurança especificados pela NBR-8681/84 e NBR-6122/96, os coeficientes parciais médios quantificados (análise) e nominais (valores médios), obtidos através de análise estatística. Estes últimos calculados de acordo com o que foi

exposto no exemplo, com $\beta=3,0$, para diversas combinações de ação permanente mais sobrecarga máxima.

Tabela 6.2: Comparação entre os coeficientes parciais especificados e aqueles obtidos através de análise estatística.

Variável	Coeficientes de Segurança			β	δ_x	X_m/X_n
	NBR - 6122, 8681	$\bar{\gamma}$ Análise	γ_n Médio			
ação permanente	1,3 -1,4	1 a 1,2	1,15	3,0	0,1	1,05
ação variável (sobrecarga de utilização)	1,4	1,2 a 1,7	1,4	3,0	0,25	1,0
capacidade de carga das estacas	1,5	1,25 a 2,0	1,6	3,0	0,15 a 0,20	1,0

7. CONTROLE DE CAMPO E OTIMIZAÇÃO

7.1 A importância do controle de campo na segurança das fundações

A origem dos coeficientes de segurança empregados no método das cargas admissíveis é a chamada “experiência acumulada”. De acordo com esse critério, o que foi avaliado pela experiência, através de comparação “previsto x observado” é o conjunto (geometria, propriedades dos solos, estado inicial, ações, método construtivo, tipo de instrumentação, etc.), o que dificulta considerações sobre a aplicação de coeficientes de segurança sobre as partes constituintes do conjunto quando consideradas individualmente.

O desenvolvimento da “experiência acumulada” trouxe associado coeficientes de segurança variados sem definição explícita da origem desses valores. Em outras palavras, não se conhece todas as causas que geraram os diversos valores de coeficientes de segurança.

Existe atualmente um panorama de transição que tenta relacionar os valores de coeficientes de segurança historicamente aceitos como razoáveis a níveis de segurança definidos probabilisticamente. Para que haja uma análise comparativa racional é necessário que se documente da forma mais

completa possível, e não se restrinja apenas a aspectos julgados mais importantes pelo relator do caso.

O armazenamento, interpretação e divulgação de dados de controle de campo é tarefa prioritária e fundamental no momento atual, não só para dar validade aos novos modelos como também para despertar confiança nos profissionais da prática diária de fundações.

7.2 Fundamentos do controle da segurança das fundações

Designa-se genericamente por controle da segurança das fundações profundas o conjunto das atividades que se destinam a conhecer as características do conjunto solo - estaca, sua capacidade de carga, as ações que sobre elas atuam, a acompanhar sua execução e evolução, a detectar oportunamente as circunstâncias conducentes a anomalias e, no caso de sua ocorrência, a intervir eficazmente de modo a corrigir a situação ou, pelo menos, a evitar as conseqüências de maior gravidade. Desta forma, o controle da capacidade de carga "in situ" engloba a verificação da integridade e da continuidade estrutural de seus elementos componentes, verificação das profundidades atingidas pelo elemento estrutural, sua comparação com as previstas em projeto bem como a aferição da interação do mesmo com o solo.

A observação das obras, ou controle de campo, é componente indispensável da avaliação contínua da segurança. Contribui também para a verificação dos critérios de projeto e, de modo mais amplo, para o progresso dos conhecimentos, o que, em última análise, significa aperfeiçoamento e melhoria na qualidade e na economia das fundações.

Progressos recentes têm vindo a permitir significativo aumento das potencialidades de controle da segurança das fundações. Tais desenvolvimentos resultam, em grande parte, de aperfeiçoamentos introduzidos quer nos métodos de exploração dos sistemas de observação,

quer ainda no tratamento e na análise da informação deles proveniente. Neste último ponto - o da introdução de novas metodologias - tem sido marcante o papel da automatização e da informática, quer no recolhimento, transmissão e processamento dos dados, quer na análise, interpretação e arquivo dos resultados.

Convém observar que a rápida obtenção das informações necessárias ao controle da segurança e a sua transmissão imediata aos centros de tratamento, interpretação e análise são fatores fundamentais para que se possa tomar a tempo e a hora as decisões convenientes. Neste campo, a utilização das potencialidades atuais da automatização e da informática - na coleta processamento e arquivo das informações - traz justificada esperança de aumento da eficácia das atividades ligadas à avaliação contínua da segurança.

A nível de projeto são especificados, a partir de processos teóricos ou correlações semi - empíricas, baseadas em investigações de campo, valores de capacidade de carga nominais ($P_{k_{n, espec}}$). O projeto é baseado na hipótese que na execução das fundações será obedecida a condição desse valor ser inferior à capacidade de carga efetiva estimada ($P_{k_{efet, estim}}$) a partir das estacas submetidas a ensaio. O projeto é feito com a seguinte hipótese:

$$P_{k_{efet, estim}} \geq P_{k_{n, espec}}$$

O valor de ($P_{k_{n, espec}}$) decorre de uma decisão de projeto e é função das características técnicas das estacas, do número e tipo de ensaio utilizado (laboratório/campo) e do modelo utilizado (teórico/semi - empírico) para sua previsão. A partir desse valor o construtor deverá garantir a validade da hipótese de segurança através do controle de campo.

VROUWENVELDER (1992), em caráter pioneiro, indica como obter valores de cálculo e valores característicos da capacidade de carga do solo em função do tipo e número de ensaios de investigação realizados (CPT,

PC estática ou dinâmica). Este autor sugere equações para o cálculo do valor médio e coeficiente de variação da capacidade de carga obtidos a partir de um único ensaio, conjunto de ensaios ou por combinação de ensaios. Entretanto, reconhece que, o maior problema para aplicações práticas é que as informações estatísticas, a respeito da confiabilidade destes métodos, são incompletas - na maioria das vezes não passam de estimativas baseadas na intuição - além do mais, para alguns destes métodos o procedimento e campo de aplicação não está bem definido. Apesar destas constatações, assegura que cada método tem seus méritos e um método pode eliminar as incertezas que não podem ser economicamente eliminadas por outro método, baseado nestes preceitos afirma que estimativas reais sobre a variabilidade dos métodos de previsão da capacidade de carga certamente levarão a projetos mais econômicos.

O valor de $P_{\text{efet. est}}$ - estimado a partir de ensaios em n estacas - é função das características do maciço de solo, características das estacas, do equipamento, da equipe, da metodologia de execução e do tipo de ensaio realizado para controle. Para a realização dos ensaios, em princípio devem ser analisadas as estacas que estiverem sob suspeita. Não havendo estacas sob suspeita espera-se que a amostra seja *ocasional*, isto é, que todas as estacas da obra tenham a mesma probabilidade de entrar na composição da amostra.

Para que a qualidade do estaqueamento possa ser julgada através de ensaios, as estacas ensaiadas devem ser representativas do lote considerado. Em princípio, quanto maior o número de estacas ensaiadas, maior confiança merecerão os resultados obtidos. No entanto limitações de tempo e de custo impõem limitações ao número de estacas ensaiadas que realmente pode ser empregado. Quando o número de estacas ensaiadas é muito reduzido, em relação ao número total de estacas, o julgamento final da obra somente poderá ser feito por uma avaliação global, até certo ponto subjetiva das condições de segurança.

7.3 Tipos de controle

O controle da capacidade de carga das estacas tende a minimizar sua variabilidade (δ_P) e conseqüentemente assegurar que os coeficientes de segurança especificados para o projeto foram aplicados dentro de seu intervalo de validade. Observa-se que a estimativa do coeficiente de variação a partir dos resultados de ensaios de campo requer que sejam considerados o tipo, a uniformidade, as características e processos do ensaio. Caso essa precaução não seja tomada, será determinada uma variabilidade aparente sem qualquer significado físico real para a estimativa que se pretende fazer.

Os processos de produção de fundações são bastante variados, em função dos diferentes tipos de fundações utilizados. Evidentemente, os controles destes processos também variam, adequando-se a cada tipo e as condições de produção muito diversas quando se compara desde a execução de "brocas" por operários praticamente sem qualificação até a produção de certos tipos de estacas com equipamentos de grande porte por empresas ultra - especializadas.

Dentre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, para o controle da capacidade de carga, destacam-se as provas de carga estáticas como um dos mais importantes, maiores detalhes podem ser encontrados em : GODOY (1983), HACHICH et al. (1996), MILITITSKI (1991), VARGAS (1990), YASSUDA (1985), entre outros. Comprovação da importância dada a este ensaio está na norma técnica brasileira de projeto e execução de fundações NBR 6122 da ABNT, recentemente revisada. Em seu texto, a norma admite uma significativa redução dos coeficientes de segurança a serem adotados em projetos, utilizados nos cálculos em cargas admissíveis, desde que tenham sido realizadas, "a priori", provas de carga em quantidade adequada (1% do estaqueamento).

HACHICH (1996) revela alguns aspectos interessantes sobre a inspeção por amostragem através de provas de carga. Segundo este autor:

“Cabe discutir inicialmente, a diferença entre provas de carga destinadas a dirimir dúvidas sobre o comportamento de elementos de fundação específicos e aquelas destinadas a verificar a conformidade da obra de fundação executada às premissas do projeto.

As primeiras merecem uma interpretação “ad hoc” e as decisões dependem das características de cada caso específico: reservas da fundação sob o ponto de carga considerado, reservas da estrutura e possibilidades de redistribuição dos esforços etc. Um resultado insatisfatório de uma prova de carga do primeiro tipo não é via de regra, estendido a toda a obra; afinal a prova de carga foi realizada porque foram levantadas suspeitas a respeito de um particular elemento. Não é ponto pacífico porém, que o eventual defeito esteja restrito àquele elemento e muitos consultores solicitam, na seqüência, provas de carga sobre outros elementos.

Já as provas de carga do outro tipo destinam-se a confirmar se o elemento de fundação consegue suportar a carga de trabalho prevista, com o coeficiente de segurança adequado (segurança contra o estado limite último) e com deslocamentos aceitáveis para a superestrutura (segurança contra os estados limites de utilização).

Neste tipo de prova de carga espera-se que o resultado de um elemento de fundação, seja ele satisfatório ou insatisfatório, revele algo sobre o comportamento de todos os demais elementos. Afinal embora haja chances de o subsolo reservar surpresas de origem geológica, as estacas foram fabricadas, eventualmente transportadas e instaladas pelo mesmo fornecedor, sendo de esperar, portanto, alguma afinidade de comportamento entre elas.

A interpretação das provas de carga pode ser vista, neste caso, como um problema de inferência estatística, de indução do comportamento da população a partir do comportamento de uma amostra, tal como se faz (com

amostras bem maiores) no controle tecnológico do concreto, para aceitação ou rejeição de um lote”.

O autor é favorável, particularmente em situações de pequenas amostras e de eventos únicos - aos quais não se aplica a definição freqüencialista de probabilidade - à utilização da estatística Bayesiana.

Além dos preceitos gerais, no caso específico de estacas cravadas, é recomendado utilizar-se técnicas modernas de controle e monitoramento. Destas, o controle do “repique elástico “ pode ser realizado com facilidade e em todas as estacas (100% do estaqueamento), sendo de todo recomendado que assim se proceda. Possivelmente, em versões futuras da norma NBR 6122 (ou em normas específicas) este controle até venha a ser considerado obrigatório.

A monitoração dinâmica da cravação com equipamentos como o PDA (Pile Driving Analyser) já exige equipamentos mais sofisticados, razão pela qual é indicada para obras de maior responsabilidade e onde devem ser realizadas em quantidade estatisticamente representativa do universo de estacas; maiores detalhes podem ser encontrados em: AOKI (1989,1994), NIYAMA (1985,1991), NIYAMA E AOKI (1991) entre outros. O uso da monitoração ou instrumentação dinâmica para a comprovação da carga de ruptura de estacas cravadas tem aumentado a partir da confirmação de sua compatibilidade com os valores obtidos em provas de carga estáticas. A vantagem da monitoração está no fato de se poder ensaiar grande quantidade de estacas de uma obra em um curto período de tempo, ao contrário das provas de carga estáticas, que são mais demoradas e onerosas.

A aplicação deste ensaio em pelo menos 3% das estacas de uma obra (respeitando o número mínimo de 3 estacas) permite, segundo a NBR - 6122 que o projetista trabalhe com coeficiente de segurança global de 1,6 e parcial de 1,2. A norma não é explícita quanto ao critério de aceitação do

estaqueamento (o que seria desejável), mas supõe-se que a obra será considerada segura se todas as provas de carga apresentarem resultados satisfatórios.

Assim sendo, um novo enfoque passou a ser dado à análise e avaliação das estacas pré-fabricadas que passaram a diferenciar-se das demais estacas por permitirem a avaliação da capacidade de carga com mais rapidez e economia. Tal medida, além da diferenciação conceitual, passou a beneficiar as diversas partes envolvidas no projeto e na execução da obra, por oferecer um maior número de informações para o acompanhamento do projeto e da própria execução do estaqueamento. Além disso tornou-se possível aferir os coeficientes de segurança e como conseqüência, otimizar-se o custo global das fundações. A figura 7.1 constitui o resultado da monitoração dinâmica de 72 estacas pré moldadas de concreto ($\phi 50$) utilizando os métodos CASE e CAPWAP, observa-se o histograma das cargas mobilizadas nas estacas, a curva de distribuição normal ajustada e o coeficiente de variação obtido.

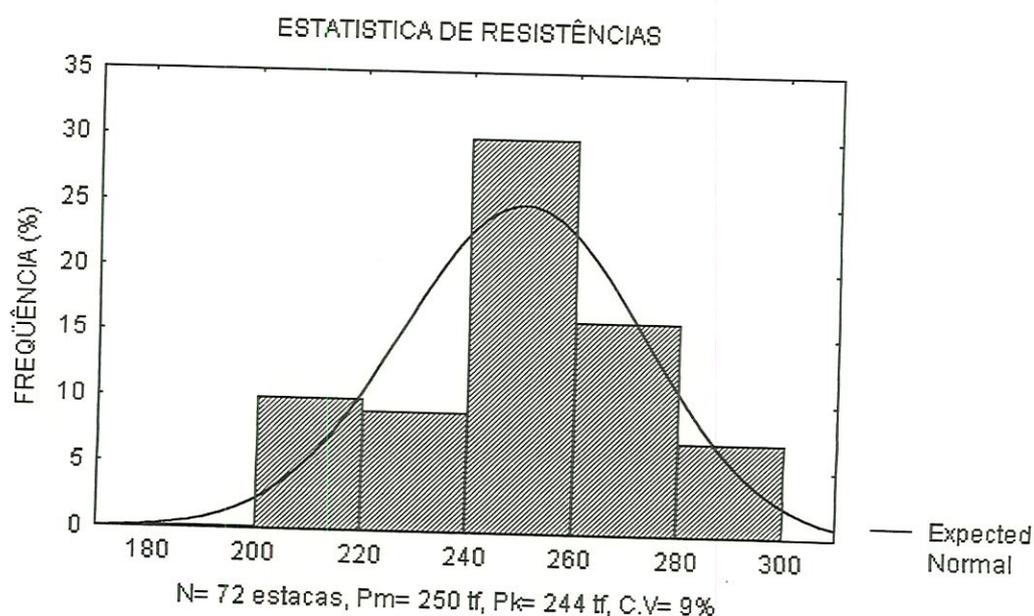


Figura 7.1: Estatística de cargas mobilizadas nas estacas através de monitoração dinâmica

7.4 Aspectos críticos do controle de qualidade das fundações

Tendo em vista garantir a racionalidade das decisões referentes ao controle da capacidade de carga das fundações os seguintes aspectos críticos do problema devem ser esclarecidos quando se procura mensurar a variabilidade da capacidade de carga das estacas através da medida de seu coeficiente de variação (obtido por meio de provas de carga dinâmicas):

Energia do Martelo

Sem dúvida, um dos aspectos de maior relevância na avaliação da capacidade de carga através de provas de carga dinâmicas, é a aplicação de uma energia do martelo suficiente para mobilizar toda a resistência disponível do sistema solo - estaca. Quando a energia é insuficiente não ocorre uma penetração significativa da estaca, o que equivale no modelo tipo Smith à não mobilização total do quake (máximo deslocamento elástico do solo) subestimando-se por conseguinte a resistência do solo. Normalmente a resistência medida cresce com a energia aplicada até se atingir um determinado limite de resistência.

Idade das Estacas

Outro aspecto de grande importância na determinação da capacidade de carga, via medições dinâmicas, se verifica com solos que apresentam características de resistência remoldada pelo processo de cravação, dependentes do tempo decorrido após a cravação para sua regeneração ou não. Como se sabe, existem solos que apresentam relaxação ou recuperação das resistências medidas durante a cravação, esse fator de recuperação das resistências tem sido comumente denominado na literatura como fator de "set up", em geral aplicado apenas sobre a parcela de atrito lateral, pois a parcela da ponta não é afetada significativamente nesse processo.

A figura 7.2 representa o gráfico de variação da capacidade de carga média de estacas pré - moldadas ϕ 50 em função do decorrido após o

instante da cravação. O que se pretende obter destes gráficos é uma simples visualização do andamento dos resultados, isso permite uma identificação mais fácil das eventuais mudanças no comportamento da capacidade de carga.

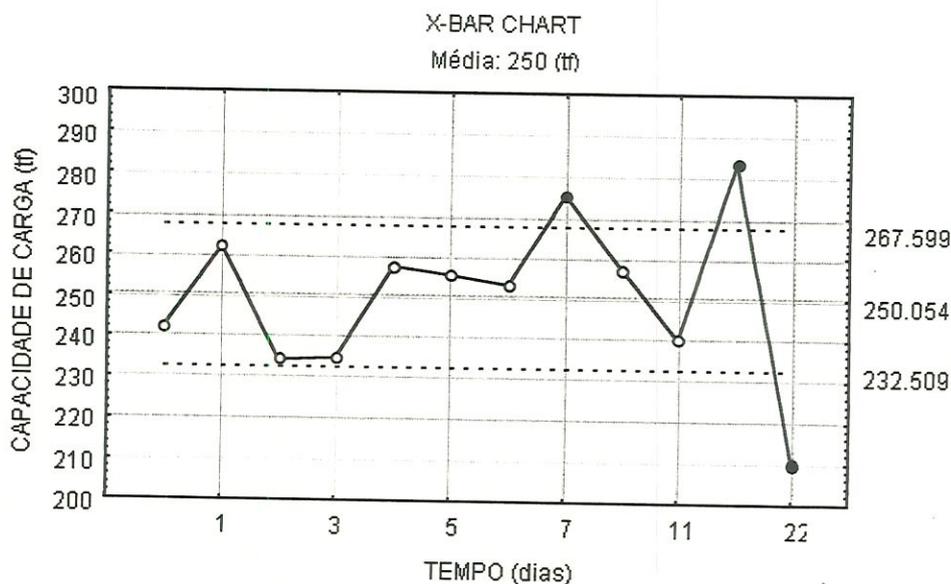


Figura 7.2: Gráfico para controle da capacidade de carga média.

Parâmetros Adotados

A estimativa da capacidade de carga no campo é feita através do método simplificado "CASE" utilizando o equipamento PDA ou método equivalente. As formulações para o cálculo das resistências dinâmicas e estáticas envolvem alguns parâmetros básicos como a velocidade de propagação da onda e os coeficientes de amortecimento ("damping") que devem ser estimados no campo quando não houver experiência ou aferição anterior sobre o solo daquele local. Uma escolha inadequada destes parâmetros pode ocasionar desvios diretamente proporcionais nos resultados.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

Perante os estudos e análises realizados nesta dissertação, acredita-se que a introdução da segurança no projeto de fundações é uma ampla área de pesquisa e estudo, principalmente para o meio técnico nacional, que se apresenta ainda carente de estudos dos nossos casos de incertezas, carregamentos, resistências e controle de execução.

O problema de introdução da segurança no projeto de fundações não estará resolvido apenas com boas formulações probabilísticas, mas sobretudo, é necessário que se tenha dados confiáveis das variáveis envolvidas na quantificação da segurança.

De certo modo a evolução dos conceitos de segurança tem ainda que começar, pois as primeiras normas em estados limites não apresentam diferenças significativas em relação às normas em cargas admissíveis, o que foi desejado realmente em um estágio inicial, para não introduzir mudanças muito bruscas em relação ao produto final. Sabe-se que foi feita inicialmente uma calibração dos coeficientes de segurança, entretanto,

espera-se naturalmente que isto mude com a evolução das normas e com a obtenção de mais dados experimentais.

Esta obtenção de dados constitui um amplo campo de pesquisas futuras, proporcionando assim bases para o desenvolvimento de métodos consistentes com nossas situações de projeto, equipamentos e subsolo. Pois sabe-se que a maioria dos processos e coeficientes de segurança recomendados pelas normas brasileiras são "importados" sem grandes modificações ou adaptações às nossas condições específicas de recursos humanos, materiais e ambientais.

Para que o método dos estados limites seja plenamente compreendido e assimilado pelo meio técnico e para que sejam estabelecidos coeficientes de segurança parciais mais refinados, são sugeridos esforços nos seguintes sentidos:

- (1) desenvolvimento de uma base de dados ou informações para os parâmetros geotécnicos, dos solos brasileiros, utilizados no projeto de fundações;
- (2) investigações sobre a variabilidade e regionalidade dos vários métodos semi - empíricos para o cálculo da capacidade de carga;
- (3) investigações sobre a variabilidade dos ensaios de campo e laboratório mais utilizados para a determinação dos parâmetros geotécnicos envolvidos no projeto de fundações;
- (4) investigações experimentais sobre as correlações entre as variáveis envolvidas no cálculo da capacidade de carga.

8.2 Conclusões

A incorporação do método probabilístico dos estados limites na norma de fundações brasileira NBR - 6122/1996 promove a aproximação entre os projetos estruturais e os projetos geotécnicos, envolvendo também os profissionais destes dois ramos da engenharia.

A quantificação da segurança através da teoria da probabilidade possui, entre outras vantagens, a de assegurar um nível de segurança mais realístico, racional e consistente, entretanto, necessita de uma vasta gama de dados para ser implementado.

A afirmação de que é possível separar coeficientes de ponderação supondo que cada coeficiente é dependente somente da incerteza no parâmetro ao qual é aplicado, isto é, independe de todas as outras variáveis, tem certa deficiência de rigor probabilístico, por ignorar as correlações entre as variáveis envolvidas, mas este fato não condena o processo como inútil, já que praticamente nenhum processo utilizado no projeto geotécnico pode ser rigorosamente justificado.

Aparentemente a majoração da capacidade de carga do terreno em 30% (método das cargas admissíveis) quando se considera todas as cargas atuantes, inclusive a ação do vento, sugere um acréscimo maior do que a consideração da improbabilidade de ocorrência simultânea de duas ações máximas no período de vida útil da fundação, já que esse efeito está incluído na combinação de ações para os estados limites últimos (método dos estados limites). Nestes casos, este fato faz com que o dimensionamento pelo método das cargas admissíveis seja mais recomendável, até que os coeficientes de ponderação do método dos estados limites sejam devidamente ajustados.

A aplicação do método probabilístico dos estados limites acarreta duas alterações essenciais nas rotinas de trabalho dos projetistas de

fundações: a consideração de valores de cálculo e a subordinação das etapas de projeto aos possíveis estados limites da fundação considerada. A consideração de valores de cálculo das ações e resistências poderá trazer, pelo menos numa fase de transição, dificuldades de ordem prática, pois as controvérsias sobre a definição e obtenção dos valores característicos na engenharia geotécnica parecem longe de se esgotar. A subordinação das etapas de projeto ao elenco de possíveis estados limites da estrutura trará um aprimoramento geral da técnica de projetar fundações, evitando-se omissões que podem conduzir a colapsos catastróficos. Esse fato torna altamente recomendável que na normalização do projeto de fundações sejam explicitados os estados limites, os coeficientes de ponderação, as regras de combinação das ações, e os recalques limites para estruturas convencionais envolvidos na verificação da segurança.

A tendência internacional é enquadrar as fundações nas exigências de desempenho e controle de qualidade de produtos industrializados. Desta forma, devem ser previamente testados, mesmo que por amostragem, e emitidos relatórios e certificados de controle de qualidade estabelecidos em função do número de ensaios efetuados e do coeficiente de variação obtido. Esse é sem dúvida o caminho a seguir, e as normas brasileiras, bem como os códigos de defesa do consumidor estão claramente orientados nesse sentido.

Espera-se que as sugestões acima - todas elas de caráter apenas orientativo - possam ser de utilidade para o preparo de futuras normas que, consolidando a experiência já adquirida nos projetos brasileiros, irão certamente contribuir para o progresso da engenharia de fundações no País.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP (1967) - " Vocabulário de Teoria de Estruturas".
- ABNT (1984) - NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas.
- ABNT (1996) - NBR 6122: Projeto e execução de fundações.
- ABNT (1996) - NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira.
- ALLEN, D. E. (1975) - "Limit state design - a probabilistic study". Canadian Geotechnical Journal, vol. 2, pp. 36-39.
- ALLEN, D. E. (1994) - "The history and future of limit states design". Journal of thermal Insulation and Building Envelops, vol. 18, pp. 3-20.
- AOKI, N. (1989) - "A new dynamic load test concept. XXII ICSMFE, TC Pile Driving, Rio de Janeiro. Proceedings for the discussion section 14, vol. 1, pp. 1-4.
- AOKI, N. (1994) - "Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos". SEFE 1, Porto Alegre, Anais, pp. 73-98.
- AOKI, N. ; CINTRA J. C. A (1996) - "Influência da variabilidade dos maciços de solos no comprimento de estacas". Anais do SEFE III , vol. I, pp. 173- 184, São Paulo - SP.

- BAIKIE, L. D.(1985) - "Safety factors and limit states analysis in Geotechnical Engineering". Canadian Geotechnical Journal, vol. 22. n° 1.
- BAIKIE, L. D.(1985) - "Total and partial factors of safety in Geotechnical Engineering". Canadian Geotechnical Journal , Vol. 22. n° 4.
- BECKER, D. E. (1996) - "Limit states design for foundations", part I, Canadian Geotechnical Journal , vol. 33, pp. 956 - 983.
- BECKER, D. E. (1996) - "Limit states design for foundations", part II, Canadian Geotechnical Journal , vol. 33, pp. 984 - 1007.
- BECKER, D. E. ; DUNCAN, J. M.; ROJIANI, K. B.; OOI, P. S. K; TAN, C. K. and KIN, S. G. (1991) - "Manuals for the design of bridges foundations" (including appendix A - procedures of evaluation of performance factors). Transportation Research Board. National Co-operative Highway Research Program Report 343.
- BENJAMIN, J. R. & CORNELL , C. A. (1970) - "Probability, statistics and decision for civil engineers", McGraw-Hill .
- BJERRUM, L. (1973) - "Allowable settlement of structures". Norwegian Geot. Institute, Oslo, n 93, pp. 1-3.
- BOLTON, M. D. (1981) - "Limit states design in Geotechnical Engineering". Ground Engineering, vol. 14, n° 6, pp. 39-46.
- BURLAND, J. B. e C. P. WROTH (1974) - "Allowable and differential settlements of structures, including damage and soil-structure interaction". Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp. 611-763.



- C.E.N (1992) - "Geotechnical design - general rules ". European Committee for Standardization (CEN), Eurocode 7. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- CASTRO, L. A. (1997) - "Análise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites". Dissertação de mestrado, Departamento de estruturas, EESC-USP, São Carlos, São Paulo.
- CORNELL, C. A. (1969) - "Structural safety specifications based on second moment reliability analysis. IABSE Symp. on concepts of safety of structures and methods of design, London.
- DANISH GEOTECHNICAL INSTITUTE (1978) - "Code of practice for Foundation Engineering". Bulletin nº 32, Copenhagen.
- EISENSTEIN, D. (1989) - "Canadian Foundation Engineering Manual and limit states design". In Proceedings of the Symposium on Limit States Design in Foundation Engineering. Canadian Geotechnical Society - Southern Ontario Section, Toronto, May 26-27, pp. 65-76.
- ERIKSSON, H. E. (1991) - "Design values for bearing capacities of piles derived by use of statistical methods". 4th International DFI Conference, Rotterdam, pp. 9-12.
- FELD, J. (1965) - "The factor of safety in soil and rock mechanics". Proceedings of the Sixth ICSMFE, Montreal.
- FRANKE, E. (1991) - "EUROCODE safety approach as applied to a single piles". 4th International DFI Conference, Rotterdam, pp. 13-18.
- FUSCO, P. B. (1976) - "Fundamentos do Projeto Estrutural". São Paulo, McGraw-Hill do Brasil LTDA.

- FUSCO, P. B. (1977) - "Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas". São Paulo, McGraw-Hill do Brasil LTDA.
- GALAMBOS, T.V.; ELLINGWOOD, B.R.; MACGREGOR, J.G.; CORNELL, C.A. (1982). "Probability based load criteria: assessment of current design practice". Journal of the Structural Division, ASCE, v. 108, n.ST5, pp. 959-977, May.
- GODOY, N. S. (1983) - "Interpretação de provas de carga em estacas". Encontro Técnico Sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré - Moldadas, Anais ABMS, São Paulo.
- HACHICH, W. C. (1978) - "Sobre a segurança nos projetos de Geotecnia". Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo.
- HACHICH, W. C. *et al.* (1996) - "Fundações: Teoria e Prática". ABMS/ABEF, Editora PINI, São Paulo.
- HANSEN, J. B. (1953) - "Earth pressure calculation". The Danish Technical Press, Copenhagen.
- HANSEN, J.B. (1956) - "Limit states and safety factors in soil mechanics". Danish Geotechnical Institute, Copenhagen , Bulletin n° 1.
- HANSEN, J.B. (1967) - "The philosophy of foundation design: design criterio, safety factors and settlement limits". Lecture 2, Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, pp. 9-13.
- HASOFER, A. M. e N. C. LIND (1974) - "Exact and Invariant second moment code format ". J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 100.
- KAPUR, K. C. e L. R. LAMBERSON (1977) - "Reliability in Engineering Design" . John Wiley , New York.

- KAY, J. N. (1993) - "Probabilistic design of foundation and earth structures. In Probabilistic methods in geotechnical engineering. Edited by K. S. Li and S. C. R. Lo A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 49 - 62.
- LUMB, P. (1966) - "The variability of natural soils". Canadian Geotechnical Journal, vol. 3, n° 2, may.
- LUMB, P. (1970) - "Safety factors and the probability distribution of soil strength". Canadian Geotechnical Journal, vol. 7, n° 3, august.
- LUMB, P. (1971) - "Precision and accuracy of soil tests". Proceedings of the First ICASPSSE, Hong Kong, 1971.
- MacGREGOR, J. G. (1976) - "Safety and limit states design for reinforced concrete". Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 3, pp. 484-513.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1994) - "Estados limites e segurança em Geotecnia". Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp. 5-62, n° 72, Lisboa.
- MEYERHOF, G. G. (1970) - "Safety factors in soil mechanics". Canadian Geotechnical Journal, vol. 7, pp. 349 - 355.
- MEYERHOF, G. G. (1982) - "Limit state design in Geotechnical Engineering". Structural Safety, vol. 1, pp. 67-71.
- MEYERHOF, G. G. (1984) - "Safety factors and limit states in Geotechnical Engineering". Canadian Geotechnical Journal, vol. 21.
- MEYERHOF, G. G. (1993) - "Development of geotechnical limit state design". In Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Denmark, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, vol. 1, pp. 1-12.

- MEYERHOF, G. G. (1995) - "Development of geotechnical limit state design". Canadian Geotechnical Journal, vol. 32.
- MILITITSKI, J. (1991) - " Provas de carga estáticas". SEFE 2, anais vol. 2, ABEF/ ABMS, São Paulo.
- NGUYEN V. U.- "Safety factors and limit states analysis in Geotechnical Engineering". Canadian Geotechnical Journal, vol. 22.
- NIYAMA, S. (1985) - "Provas de Carga Dinâmica". Anais do SEFE, São Paulo.
- NIYAMA, S. (1991) - "Provas de Carga Dinâmica em estacas". SEFE 2, São Paulo, Anais ABEF/ABMS, vol. 2 pp. 229-268.
- NIYAMA, S. E AOKI, N. (1991) - "Correlações entre provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF. Anais do SEFE 2, São Paulo.
- OLSSON, L.; BERGGREN, B.; BENGTSSON, P. E.; STILLE, H. (1989) - "Reliability based partial coefficients - a simplified approach". XII I.C.S.M.F.E./ C.I.M.S.T.F., vol. 3, Rio de Janeiro.
- OVESEN, N. K. (1981) - "Towards an European code for foundation engineering. Ground Engineering, vol. 14, pp. 25 - 28.
- OVESEN, N. K. (1993) - "Eurocode 7: An european code of practice for geotechnical design". In Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Denmark, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, vol. 3, pp. 691-710.
- OVESEN, N. K. and ORR, T (1991) - "Limit states design - the european perspective". Proceedings of Geotechnical Engineering Congress 1991. ASCE, Special Publication nº 27, vol. II, pp. 1341-1352.

- PECK, R. B. (1967) - "Bearing capacity and settlement: certainties and uncertainties". Lecture 1, Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University.
- PHOON, K. K. ; KULHAWY, F. H. ; and GRIGORIU, M. D. (1993) - "Observations on reliability - based design of foundations for electrical transmission line structures". In Proceedings of the International Symposium on Limit States Design in Geotechnical Engineering Congress 1991, Copenhagen, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, vol. 2, pp. 351-362.
- RACKWITZ, R. e FIESSLER, B. (1978) - "Structural Reliability under combined random load sequences". Compt. Struct., vol. 9.
- REESE, L. C. (1972) - "Axial capacity", Proc. Performance of Earth and Earth - Supported Structures - ASCE, Perdue University, vol. III, June, pp. 201-206.
- ROSENBLUETH, E. e L. ESTEVA (1972) - "Reliability basis for some Mexican Codes". American Concrete Institution Publication SP-31.
- SIMPSON, B. ; PAPPIN , J. W. ; and CROFT, D. D. (1981) - "An approach to limit state calculations in Geotechnics". Ground Engineering, vol. 14, n° 6, pp. 21-28.
- SKEMPTON, A. W. and MacDONALD, D.H. (1956) - "Allowable settlement of buildings. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, England, vol. 5, part 3, pp. 727-784.
- SMITH, G. N. (1986) - "Probability and statistics in Civil Engineering". Collins, London.

- TAN, C. K.; DUNCAN , J. M.; ROJIANI, K. B.; and BAKER, R. M. (1991) - "Engineering Manual for Shallow Foundations". Part 1. Manuals for the Design of Bridge Foundations. Transportation research Board, National Co-operative Highway Research Program Report 343, pp. 1-51.
- TAYLOR, D. W. (1948) - "Fundamentals of soil mechanics". John Wiley & Sons, Inc., New York.
- THOFT - CHRISTENSEN, P. e M. J. BAKER (1982) - "Structural Reliability Theory and its Applications". Springer, Verlag, Berlin.
- VARGAS, M. (1990) - "Provas de carga em estacas - uma apreciação histórica". Solos e Rochas, São Paulo, ABMS, vol. 13, nº único, pp. 3 - 12.
- VELLOSO, D. A (1985) - "A segurança nas fundações". SEFE I, vol. IV, pp. 61-78, São Paulo.
- VELLOSO, D. A (1985) - "Fundações profundas - segurança". Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas, Porto Alegre.
- VROUWENVELDER, A. (1992) - "Effects of inspection on the reliability of foundation piles". Proceedings of the fourth international conference on the application of stress-wave theory to piles, Edited by Franks B. J. Barends, Balkema.
- YASSUDA, C. T. (1985) - "Problemas executivos em provas de carga". In SEFE, São Paulo. Anais, ABEF/ABMS, vol. 2, pp. 147-160.

ANEXO

PERFIL DE SONDAAGEM REPRESENTATIVO DO LOCAL:

Cota: 246.000

N.A	Prof. (m)	N SPT	Descrição do Solo
11,55	1	0	Areia de granulação média a grossa pouco a medianamente compacta cor variada.
	2	7	
	3	9	
	4	10	
	5	11	
	6	18	
	7	19	
	8	16	
	9	19	
	10	17	
	11	16	
	12	16	
	13	14	
	14	12	Areia de granulação fina medianamente compacta, cor variada.
	15	13	
	16	12	Areia de granulação fina a grossa medianamente compacta, cor variada.
	17	16	
	18	15	
	19	16	
	20	17	
	21	19	
	22	17	
	23	15	
	24	19	
	25	29	
	26	27	
	27	22	
	28	21	
	29	18	
	30	19	

STATIC BEARING CAPACITY OF PILES
Aoki & Velloso Method

SANDRA OLIVEIRA
DISSERTACAO

Nr. : 01

DATE : 21/01/98

1) FILE DATA

File PRECAST D = 50.00 cm
Top File Level : 240.000 m

2) SOIL DATA

Borehole.....: 01
Ground Level....: 246.000 m

DEPTH OF LAYER (m)	TYPE OF SOIL
0.00 TO 13.50	Sand
13.50 TO 15.80	Sand
15.80 TO 30.45	Sand

3) STATIC BEARING CAPACITY (TF)

Depth (m)	N	PL	PP	PR	(+) PL	(*) PR
7.00	19.00	6	213	219		
8.00	16.00	17	180	196		
9.00	19.00	28	213	241		
10.00	17.00	39	191	230		
11.00	16.00	50	180	229		
12.00	16.00	60	180	239		
13.00	14.00	69	157	226		
14.00	12.00	77	135	212		
15.00	13.00	85	146	231		
16.00	12.00	93	135	228		
17.00	16.00	102	180	281		
18.00	15.00	112	168	280		
19.00	16.00	121	180	301		
20.00	17.00	132	191	322		
21.00	19.00	143	213	356		
22.00	17.00	154	191	345		
23.00	15.00	164	168	333		
24.00	19.00	175	213	388		
25.00	29.00	190	325	515		
26.00	27.00	208	303	511		
27.00	22.00	223	247	470		
28.00	21.00	237	236	472		
29.00	18.00	249	202	451		
30.00	19.00	260	213	474		

